



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTAION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude de l'alimentation en eau potable du Centre -Ville et des trois villages (Idheriken, Thinassouine Ivahlal, Merlot 1-2-3) de la commune de TAZMALT (W. BEJAIA)

Présenté par :

DELLYS Lynda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

MEDDI Hind

Professeur

Présidente

HADJ SADOK Nabila

M.A.A

Examinatrice

NACER Tarek

M.C.B

Examineur

DERNOUNI Fouzia

M.A.A

Examinatrice

KADI Latifa

M.A.A

Promotrice

Session Septembre 2024

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de reconnaissance et du respect à mon cher père Hamimi, pour tous les efforts et les sacrifices qu'il n'a jamais cessé de consentir pour mon éducation et mon bien-être.

À ma chère mère Kahina, sa bénédiction m'a été d'une grande aide dans la réussite de mes études.

Votre soutien indéfectible et vos encouragements constants ont été une source inépuisable de force tout au long de mon parcours académique. Votre amour et votre foi en moi ont été les piliers de ma réussite.

À mon fiancé Sofiane, qui m'a soutenu inconditionnellement dans chaque pas pour que je puisse atteindre mes objectifs. Tu as été mon inspiration, et ma plus grande source de motivation tout au long de ce parcours. Ce travail est le fruit de nos efforts communs. Je te remercie du fond du cœur pour ta présence à mes côtés, pour tes encouragements constants, et pour avoir cru en moi même dans les moments les plus difficiles.

À mon petit frère Nouh, pour son amour et sa présence qui ont joué un rôle essentiel dans ma vie.

À mes amies Mounia, Olaya, Houda, Roumaïssa, avec qui j'ai vécu des moments inoubliables, enrichissant mon parcours universitaire, mais aussi forgé des souvenirs impérissables. Leur camaraderie et leur esprit d'équipe ont rendu ces années d'études non seulement plus agréables mais aussi profondément formatrices.

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

*Lara,
Lynda*

Remerciement

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu pour sa bénédiction tout au long de ce projet, pour nous avoir accordé la volonté, la persévérance et surtout la patience durant toutes mes années d'étude.

Je souhaite remercier Madame L. KADI, ma promotrice, pour la confiance qu'elle m'a toujours témoignée, ainsi que pour ses conseils précieux et sa patience précieuse tout au long de mon parcours.

Je remercie aussi Mrs B. SALAH, Mme W. MOKRANE pour leurs conseils et tous mes professeurs, dont le partage de connaissances et l'expertise qui ont été cruciaux dans ma formation et dans la réalisation de ce mémoire.

Je suis également reconnaissant envers Monsieur R. OULEBSSIR pour sa disponibilité et son soutien pendant les périodes 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. Je suis extrêmement reconnaissant de leur intérêt pour mon projet et de leurs suggestions enrichissantes, sont très appréciés et m'apportent un soutien précieux.

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce travail.

Merci.

ملخص

يمثل الحصول على مياه الشرب تحديًا كبيرًا لبلدية تازمالت في ولاية بجاية وذلك بسبب زيادة عدد السكان والطلب على المياه. يعاني وسط المدينة والقرى الثلاث إزريقن، ثيناسوين إيفهلال، وميرلو 1 - 2 - 3 بشكل خاص من هذه الوضعية الحرجة. لذا، فإن إعداد شبكة ملائمة ومناسبة ومستدامة لتزويد المياه الصالحة للشرب أمرًا ضروريًا لتلبية احتياجات السكان الحالية والمستقبلية. يجب أن يأخذ تصميم هذا المشروع في الاعتبار الخصائص المحلية، مثل الموقع الجغرافي، وتوفر الموارد المياه، بالإضافة إلى تسيير الظواهر الهيدروليكية مثل ضربات المطرقة المائية، لضمان توزيع فعال وآمن للمياه. أخيرًا، تم تحديد منهجية لتنفيذ المشروع، مع الوسائل اللازمة لتنفيذه وتقدير التكاليف المرتبطة به.

الكلمات المفتاحية:

التزويد بالمياه الصالحة للشرب، الموارد المائية، المطرقة المائية .

Résumé

L'accès à l'eau potable représente un défi majeur pour la commune de Tazmalt, dans la wilaya de Béjaïa, en raison de l'augmentation de sa population et de la demande en eau. Le Centre-Ville et les trois villages d'Idheriken, Thinassouine Ivahlal et Merlot 1-2-3 sont particulièrement touchés par cette situation critique. L'élaboration d'un réseau d'approvisionnement en eau potable fiable et durable est donc essentielle pour répondre aux besoins actuels et futurs des résidents. La conception de ce projet doit tenir compte des particularités locales, comme la localisation géographique, la disponibilité des ressources en eau, ainsi que la gestion des phénomènes hydrauliques tels que le coup de bélier, afin d'assurer une distribution de l'eau efficace et sûre. Finalement, une démarche pour la réalisation du projet est définie, accompagnée des moyens nécessaires pour son exécution et d'une estimation des coûts associés.

Mots clés :

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

Summary

Access to drinking water is a major challenge for the municipality of Tazmalt, in the Bejaia province, due to the increase in its population and the demand for water. The city center and the three villages of Idheriken, Thinassouine Ivahlal, and Merlot 1-2-3 are particularly affected by this critical situation. Therefore, the development of a reliable and sustainable drinking water supply network is essential to meet the current and future needs of residents. The design of this project must take into account local particularities, such as geographical location, availability of water resources, and the management of hydraulic phenomena like water hammer, to ensure effective and safe water distribution. Finally, an approach for the project implementation is defined, along with the necessary means for its execution and an estimation of the associated costs.

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	Présentation de la commune :	3
I.2.1	Situation de l'aire d'étude :	5
I.3	Situation topographique :	7
I.3.1	Le relief :	8
I.3.2	Les pentes :	8
I.4	Situation géologique :	9
I.5	Situation climatique :	9
I.5.1	Pluviométrie :	10
I.5.2	La température :	10
I.5.3	Humidité :	11
I.5.4	Le vent :	12
I.5.5	Ensoleillement :	14
I.5.6	Evaporation :	14
I.5.7	Gelée :	14
I.6	Situation hydrographique :	15
I.7	La sismicité :	15
I.8	L'inondabilité :	16
I.9	Situation hydraulique :	17
I.9.1	Alimentation en eau potable :	17
I.9.2	Assainissement :	19
I.10	Conclusion :	19

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau

II.1	Introduction :	21
II.2	Evaluation de la population :	21
II.2.1	Démographie :	21
II.2.2	Evaluation de la population à l'horizon d'étude 2054 :	21
II.3	Catégories des besoins en eau potable à estimer :	22
II.3.1	Besoins domestique :	23
II.3.2	Besoins publics :	23
II.3.3	Besoins industriels :	23

II.3.4	Les besoins scolaires :	23
II.3.5	Les besoins commerciaux :	23
II.3.6	Les besoins socioculturels et sportifs :	23
II.4	Estimation des besoins :	24
II.4.1	Evaluation des Besoins Domestiques :	24
II.4.2	Evaluation des besoins des équipements :	33
II.4.3	Récapitulation de la consommation moyenne journalière :	38
II.5	Caractéristique de la consommation en eau :	39
II.5.1	Variation de la consommation :	39
II.6	Bilan Ressources-Besoins en eau :	57
II.7	Conclusion :	58

Chapitre III :Etude d'adduction

III.1	Introduction :	60
III.2	Types d'adduction :	60
III.2.1	Adduction gravitaire :	61
III.2.2	Adduction par refoulement :	62
III.2.3	Adduction mixte :	62
III.3	Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :	63
III.3.1	Écoulement à surface libre :	63
III.3.2	Écoulement en charge (sous pression) :	63
III.4	Principe du choix du tracé :	64
III.5	Choix des matériaux de canalisation :	65
III.5.1	Conduites en P.E.H.D :	65
III.6	Etude des variantes :	66
III.6.1	Proposition des variantes :	66
III.6.2	Dimensionnement de l'adduction :	69
III.6.3	Calcul hydraulique :	75
III.6.4	Analyse et choix de la variante :	96
III.7	Simulation de l'adduction par EPANET :	99
III.7.2	Analyse des résultats :	101
III.8	Conclusion :	101

CHAPITRE IV : Etude du pompage

IV.1	Introduction :	104
IV.2	Choix de l'emplacement de la station de reprise :	104
IV.3	Classification des pompes :	105

IV.3.1 Les pompes volumétriques :	105
IV.3.2 Les turbopompes :	105
IV.3.3 Caractéristiques des pompes centrifuges :	106
IV.3.4 La constitution d'une pompe centrifuge :	106
IV.4 Types d'installation d'une pompe :	108
IV.4.1 Installation en aspiration :	108
IV.4.2 Installation en charge :	108
IV.5 Couplage des pompes :	108
IV.5.1 Le couplage en parallèle :	109
IV.5.2 Le couplage en série :	109
IV.6 Le choix de la pompe :	110
IV.6.1 Choix du type de pompe :	110
IV.6.2 Choix du nombre de pompe :	110
IV.6.3 Le choix du moteur :	110
IV.6.4 Courbes caractéristiques des pompes :	116
IV.7 Points de fonctionnement des pompes :	119
IV.7.1 Modes d'adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	119
IV.7.2 Courbe caractéristique de la conduite :	122
IV.8 Equipement en amont et en aval de la pompe :	128
IV.8.1 Equipement en amont de la pompe :	128
IV.8.2 Les équipements en aval de la pompe :	131
IV.9 Etude de la cavitation des pompes :	133
IV.9.1 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :	134
IV.9.2 Le calage des pompes :	135
IV.10 Bâtiment de la station de pompage :	136
IV.10.1 Dimensionnement du Bâtiment de la station de pompage (reprise) :	137
IV.11 Conclusion :	141

CHAPITRE V : Etude du réseau de distribution

V.1 Introduction :	143
V.2 Classification des réseaux de distribution :	143
V.2.1 Réseau ramifié :	143
V.2.2 Réseau maillé :	144
V.2.3 Réseau mixte (combiné) :	145
V.2.4 Réseau étagé :	146
V.3 Choix du système de distribution :	146

V.4	Choix de type de réseau :	147
V.5	Le tracé du réseau de distribution :	147
V.6	Choix du type des conduites :	148
V.7	Paramètres du réseau de distribution :	148
V.7.1	Le débit :	148
V.7.2	Le choix de diamètre :	148
V.7.3	La pression :	148
V.7.4	La vitesse :	148
V.8	Dimensionnement du réseau de distribution :	149
V.8.1	Détermination des débits :	149
V.8.2	Répartition arbitraire des débits :	151
V.8.3	Logiciel EPANET :	151
V.8.4	Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :	152
V.9	Les accessoires et les pièces spéciales du réseau d'AEP :	160
V.9.1	Les accessoires du réseau d'AEP :	160
V.9.2	Les pièces spéciales de raccordement :	162
V.10	Les organes de mesures :	163
V.10.1	Mesure du débit :	163
V.10.2	Mesure de la pression :	163
VI.13	Conclusion :	163

Chapitre VI : Etude des ouvrages de stockage

VI.1	Introduction :	165
VI.2	Le rôle des réservoirs :	165
VI.3	Emplacement et altitude des réservoirs :	166
VI.3.1	Emplacement :	166
VI.3.2	Altitude :	167
VI.4	Principe de fonctionnement :	167
VI.5	Classification des réservoirs :	167
VI.5.1	Classification selon le matériau de construction :	167
VI.5.2	Classification selon l'usage :	167
VI.5.3	Classification selon la situation des lieux :	167
VI.5.4	Classification selon la forme géométrique :	168
VI.6	Choix du réservoir :	168
VI.7	Construction des réservoirs :	168
VI.7.1	Matériaux utilisés dans la construction du réservoir :	168

VI.7.2	Exigences techniques du réservoir :	169
VI.8	Equipements du réservoir :	169
VI.8.1	Equipements d'intervention :	169
VI.8.2	Equipements de nettoyage :	169
VI.8.3	Equipements hydrauliques :	169
VI.9	Etat physique des réservoirs existants :	175
VI.9.1	Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt :	175
VI.9.2	Réservoir Idheriken :	177
VI.9.3	Réservoir Thiouririne 400 m ³ :	179
VI.9.4	Réservoir surélevé Thiouririne 200 m ³ :	181
VI.10	Capacité des réservoirs d'alimentation en eau potable :	183
VI.10.1	Méthodes de calcul de capacité du réservoir :	183
VI.10.2	Détermination des capacités des réservoirs :	185
VI.11	Détermination du volume des bâches d'eau projetées :	191
VI.11.1	Dimensionnement des bâches d'eau :	191
VI.12	Recommandations concernant les réservoirs de stockage :	192
VI.13	Conclusion :	193

Chapitre VII : Pose et protection des canalisations

VII.1	Introduction :	195
VII.2	Type de canalisations choisi :	195
VII.2.1	Spécifications :	195
VII.2.2	Marquage des tubes :	195
VII.3	Pose de canalisation :	196
VII.3.1	Principe de pose de canalisation :	196
VII.3.2	Type de pose de canalisation :	197
VII.3.3	Techniques d'assemblage :	198
VII.3.4	Stabilisation des conduites :	198
VII.4	Protection des conduites contre le coup de bélier :	199
VII.4.1	Généralité :	199
VII.4.2	Causes du coup de bélier :	200
VII.4.3	Risques et dommages dus aux coups de bélier :	200
VII.4.4	Description du phénomène transitoire :	201
VII.4.5	Moyens de protection contre le coup de bélier :	204
VII.4.6	Etude du coup de bélier :	205
VII.4.7	Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier :	209
VII.5	Conclusion :	213

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

VIII.1 Introduction :	215
VIII.2 Organisation du chantier :	215
VIII.2.1 Définition de l'organisation de chantier :	215
VIII.3 Différents travaux à exécuter :	216
VIII.3.1 Les travaux concernant la réalisation du (l'adduction et la distribution) :	216
VIII.3.2 Les travaux concernant la réalisation des stations :	218
VIII.3.3 Les travaux concernant la réalisation des bâches :	219
VIII.4 Calcul du volume des travaux :	220
VIII.4.1 Détermination du volume des travaux de l'adduction et la distribution :	220
VIII.4.2 Détermination du volume des travaux des stations :	224
VIII.4.3 Détermination du volume des travaux des bâches :	235
VIII.5 Devis estimatif et quantitatif :	237
VIII.6 Planification des travaux :	240
VIII.6.1 Définitions des tâches et leurs durées :	241
VIII.6.2 Planification par la méthode CPM (La méthode du réseau) :	242
VIII.7 Choix des engins :	245
VIII.7.1 Une pelle hydraulique :	246
VIII.7.2 Un bulldozer :	247
VIII.7.3 Un chargeur :	247
VIII.7.4 Un compacteur :	248
VIII.7.5 Une niveleuse :	249
VIII.7.6 Un camion malaxeur :	250
VIII.7.7 Un camion benne :	251
VIII.8 Protection et sécurité du travail :	251
VIII.8.1 Les raisons des accidents de travail sur un chantier hydraulique :	252
VIII.8.2 Les actions dangereuses :	252
VIII.8.3 Les mesures de prévention :	253
VIII.9 Conclusion :	254
Conclusion Générale :	256

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Les superficies des villages étudiés	6
Tableau I.2 : Distribution des altitudes de la commune par classe	7
Tableau I.3 : Emprise des classes de pentes dans la commune de Tazmalt	9
Tableau I.4 : Station de référence.....	9
Tableau I.5 : Précipitations moyennes de la commune de Tazmalt entre (1991-2021)	10
Tableau I.6 : Répartition mensuelle de la température entre 1991_2021	11
Tableau I.7 : Variation mensuelle de l'humidité relative	11
Tableau I.8 : Vitesse moyenne du vent.....	12
Tableau I.9 : Ensoleillement mensuel moyen (heures)	14
Tableau I.10 : Evaporations mensuelles	14
Tableau I.11 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée	14
Tableau I.12 : Les caractéristiques des forages alimentant la zone d'étude	18
Tableau I.13 : Les caractéristiques des réservoirs existants	18

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Perspectives de la population de la zone d'étude.....	22
Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / strates de population	25
Tableau II.3 : Evolution des dotations unitaires domestiques assimilés en hypothèse tendancielle .	26
Tableau II.4 : Hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements de distribution.....	28
Tableau II.5 : La dotation nette et brute en question des différents horizons.....	28
Tableau II.6 : Les besoins moyens journaliers des habitants du Centre-Ville Tazmalt	29
Tableau II.7 : Les besoins moyens journaliers des habitants du village Idheriken.....	30
Tableau II.8 : Les besoins moyens journaliers des habitants du village Thinassouine Ivahlal	31
Tableau II.9 : Les besoins moyens journaliers des habitants du village Merlot 1-2-3.....	32
Tableau II.10 : Besoins en eau des équipements scolaires de la zone d'étude.....	33
Tableau II.11 : Besoins en eau des équipements sanitaires de la zone d'étude.....	34
Tableau II.12 : Besoins en eau des équipements administratifs	34
Tableau II.13 : Besoins en eau des équipements culturels, sportifs et socioculturels.....	35
Tableau II.14 : Besoins en eau des équipements commerciaux	36
Tableau II.15 : Besoins en eau des équipements du Centre-ville Tazmalt.....	37
Tableau II.16 : Besoins en eau des équipements du village Idheriken	37

Tableau II.17 : Besoins en eau des équipements du village Thinassouine Ivahlal	37
Tableau II.18 : Besoins en eau des équipements du village Merlot 1-2-3	38
Tableau II.19 : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers	38
Tableau II.20 : Besoins maximums journaliers des différents horizons	40
Tableau II.21 : Besoins minimums journaliers des différents horizons	41
Tableau II.22 : Consommation moyenne horaire en question des différents horizons	41
Tableau II.23 : Valeurs de β_{\max} en fonction de la population	42
Tableau II.24 : Consommation maximale horaire actuelle 2024	43
Tableau II.25 : Consommation maximale horaire à l'horizon 2054	43
Tableau II.26 : Valeurs de β_{\min} en fonction de la population	44
Tableau II.27 : Consommation minimale horaire actuelle 2024	44
Tableau II.28 : Consommation minimale horaire à l'horizon 2054	44
Tableau II.29 : Débits horaires du Centre-Ville Tazmalt des différents horizons	45
Tableau II.30 : Débits horaires du village Idheriken des différents horizons	48
Tableau II.31 : Débits horaires du village Thinassouine Ivahlal des différents horizons	51
Tableau II.32 : Débits horaires du village Merlot 1-2-3 des différents horizons	54
Tableau II.33 : Débits maximums et minimums horaires des différents villages aux différents horizons	57
Tableau II.34 : Comparaison entre les besoins actuels en eau et les débits assurés des forages	57
Tableau II.35 : Comparaison des besoins futurs en eau et les débits assurés par les forages	58

Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau III.1 : Coefficients K, m, β pour différents types de matériau	70
Tableau III.2 : Variation du coefficient M en fonction du type de matériaux de construction des conduites	71
Tableau III.3 : la variation de coefficient α en fonction du type de matériaux de construction des conduites	72
Tableau III.4 : Débits pompés de tronçon par refoulement de la première chaîne	75
Tableau III.5 : Débits pompés de différents tronçons de la deuxième chaîne de refoulement	75
Tableau III.6 : Débits pompés des différents tronçons de la troisième chaîne de refoulement pour la première variante	76
Tableau III.7 : Débits pompés des différents tronçons de la troisième chaîne de refoulement pour la deuxième variante	76

Tableau III.8 : Tableau des diamètres économiques calculés du tronçon par refoulement de la première chaîne.....	76
Tableau III.9 : Tableau des diamètres économiques calculés des conduites de la deuxième chaîne de refoulement.....	77
Tableau III.10 : Tableau des diamètres économiques calculés des conduites de la troisième chaîne de refoulement pour la première variante	77
Tableau III.11 : Tableau des diamètres économiques calculés des conduites de la troisième chaîne de refoulement pour la deuxième variante.....	77
Tableau III.12 : Variation des HMT du tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne en fonction du diamètre	78
Tableau III.13 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne en fonction du diamètre.....	78
Tableau III.14 : Variation des HMT du tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt en fonction du diamètre	79
Tableau III.15 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt en fonction du diamètre.....	79
Tableau III.16 : Variation des HMT du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken en fonction du diamètre	80
Tableau III.17 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken en fonction du diamètre	80
Tableau III.18 : Variation des HMT du tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken en fonction du diamètre	81
Tableau III.19 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken en fonction du diamètre	81
Tableau III.20 : Variation des HMT du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken en fonction du diamètre	82
Tableau III.21 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken en fonction du diamètre	82
Tableau III.22 : Variation des HMT du tronçon Station de reprise N°01 Idheriken- Station de reprise N°02 Idheriken en fonction du diamètre	83
Tableau III.23 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Station de reprise N°01 Idheriken- Station de reprise N°02 Idheriken en fonction du diamètre	83
Tableau III.24 : Variation des HMT du tronçon Station de reprise N°02 Idheriken- Réservoir Idheriken en fonction du diamètre.....	84

Tableau III.25 : Variation des dépenses annuelles d’exploitation du tronçon Station de reprise N°02 Idheriken- Réservoir Idheriken en fonction du diamètre	84
Tableau III.26 : Variation des frais d’investissement du tronçon Forage IHADADDEN - Réservoir surélevé Thiouririne en fonction du diamètre	85
Tableau III.27 : Variation des frais d’investissement du tronçon Forage ASSAM-Château d’eau du Centre-Ville Tazmalt en fonction du diamètre	85
Tableau III.28 : Variation des frais d’investissement du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken en fonction du diamètre	86
Tableau III.29 : Variation des frais d’investissement du tronçon Station de reprise Idheriken - Réservoir Idheriken en fonction du diamètre	86
Tableau III.30 : Variation des frais d’investissement du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken en fonction du diamètre	87
Tableau III.31 : Variation des frais d’investissement du tronçon Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise Idheriken N°02 en fonction du diamètre	87
Tableau III.32 : Variation des frais d’investissement du tronçon Station de reprise Idheriken N°02- Réservoir Idheriken en fonction du diamètre	88
Tableau III.33 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne	88
Tableau III.34 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Forage ASSAM-Château d’eau du Centre-Ville Tazmalt	89
Tableau III.35 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken	90
Tableau III.36 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Station de reprise Idheriken- Réservoir Idheriken.....	91
Tableau III.37 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken	92
Tableau III.38 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise N°02 Idheriken	93
Tableau III.39 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Station de reprise Idheriken N°02- Réservoir Idheriken	94
Tableau III.40 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	96
Tableau III.41 : Les résultats du dimensionnement de la partie gravitaire	96
Tableau III.42 : Tableau présente la comparaison entre le coût des deux variantes.....	96

Tableau III.43 : Tableau récapitulatif des hauteurs manométriques des différentes chaînes obtenues pour les deux variantes.....	98
Tableau III.44 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des conduites de la première chaîne	98
Tableau III.45 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des conduites de la deuxième chaîne	98
Tableau III.46 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des conduites de la troisième chaîne	99

Chapitre IV : Etude du pompage

Tableau IV.1 : Caractéristiques des tronçons concernés par le pompage	111
Tableau IV.2 : Variante pour le choix du type de pompe pour le forage IHADADDEN	112
Tableau IV.3 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour le forage IHADADDEN.....	112
Tableau IV.4 : Variante pour le choix du type de pompe pour le forage ASSAM.....	112
Tableau IV.5 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour le forage ASSAM	113
Tableau VI.6 : Variante pour le choix du type de pompe pour le forage KIRAT	113
Tableau VI.7 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour le forage KIRAT	113
Tableau VI.8 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SR N°01 Idheriken	114
Tableau IV.9 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour la station SR N°01 Idheriken	114
Tableau IV.10 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SR N°02 Idheriken	115
Tableau IV.11 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour la station SR N°02.....	115
Tableau IV.12 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage IHADADDEN- R surélevé Thiouririne).....	123
Tableau IV.13 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage ASSAM- Château d'eau Centre-Ville Tazmalt).....	124
Tableau IV.14 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement(Forage KIRAT-SR N°01 Idheriken)	125
Tableau IV.15 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement(SR N°01 Idheriken –SR°02 Idheriken)	126
Tableau IV.16 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR°02 Idheriken-Réservoir Idheriken)	127
Tableau IV.17 : Tableau des différents diamètres d'aspiration et des tubulures d'aspiration des pompes	129
Tableau IV.18 : Tableau des diamètres en butée pour les différentes stations	129

Tableau IV.19 : Tableau des longueurs de convergent pour les différentes stations	130
Tableau IV.20 : Tableau des longueurs de tronçon pour les différentes stations	130
Tableau IV.21 : Tableau des diamètres de la tulipe d'aspiration pour les différentes stations	131
Tableau IV.22 : Tableau des différents diamètres des tubulures de refoulement des pompes	131
Tableau IV.23 : Tableau des longueurs de tronçon de refoulement pour les différentes stations ...	132
Tableau IV.24 : Tableau des longueurs de divergent pour les différentes stations	132
Tableau IV.25 : Tableau des diamètres des conduites de vidange pour les différentes stations.....	133
Tableau IV.26 : Tableau des diamètres des vannes pour les différentes stations	133
Tableau IV.27 : Tableau des diamètres des clapets pour les différentes stations	133
Tableau IV.28 : Tableau représente les hauteurs admissibles d'aspiration pour les différentes stations	135
Tableau IV.29 : Tableau représente les cotes de l'axe des pompes pour les différentes stations	135
Tableau IV.30 : Types des bâtiments des stations de pompage (reprise).....	136
Tableau IV.31 : Tableau présente les avantages et inconvénient des types des bâtiments de la station pompage (reprise)	136
Tableau IV.32 : Tableau présente les dimensions du bâtiment des deux stations	141

CHAPITRE V : Etude du réseau de distribution

Tableau V.1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3	150
Tableau V.2 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3	153
Tableau V.3 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3	154
Tableau V.4 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Merlot 1-2-3	156
Tableau V.5 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Merlot 1-2-3	157

CHAPITRE VI : Etude des ouvrages de stockage

Tableau VI.1 : Caractéristiques du château d'eau Centre-Ville Tazmalt.....	175
Tableau VI.2 : Description de l'état du château d'eau	177
Tableau VI.3 : Caractéristiques du réservoir Idheriken.....	178
Tableau VI.4 : Description de l'état du réservoir Idheriken	179
Tableau VI.5 : Caractéristiques du réservoir semi-enterré Thiouririne.....	180

Tableau VI.6 : Description de l'état du réservoir semi-enterré Thiouririne	181
Tableau VI.7 : Caractéristiques du réservoir surélevé Thiouririne	182
Tableau VI.8 : Description de l'état du réservoir surélevé Thiouririne	183
Tableau VI.9 : Calcul de la capacité du réservoir du Centre-Ville Tazmalt.....	185
Tableau VI.10 : Calcul de la capacité du réservoir du village Idheriken	187
Tableau VI.11 : Calcul de la capacité du réservoir du village Thinassouine Ivahlal	188
Tableau VI.12 : Calcul de la capacité du réservoir du village Merlot 1-2-3	189
Tableau VI.13 : Les caractéristiques des bâches d'eau projetées	192

CHAPITRE VII : Pose et protection des canalisations

Tableau VII.1 : Calcul de la célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction.....	207
Tableau VII.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	208
Tableau VII.3 : Calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon (refoulement)	209
Tableau VII.4 : Calcul du volume du réservoir anti-bélier pour les différents tronçons de refoulement	212

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

Tableau VIII.1: Calcul du volume de décapage (Adduction + distribution).....	220
Tableau VIII.2 : Calcul du volume de déblai (Adduction + distribution).....	221
Tableau VIII.3 : Calcul du volume de sable (Adduction + distribution)	222
Tableau VIII.4 : Calcul du volume occupé par la conduite (Adduction + distribution)	223
Tableau VIII.5 : Calcul du volume de remblai (Adduction + distribution)	223
Tableau VIII.6 : Caractéristiques de l'abri des stations	224
Tableau VIII.7 : Calcul de volume de décapage de terre végétale	225
Tableau VIII.8 : Calcul de volume total de déblai des fouilles	225
Tableau VIII.9 : Calcul de volume total du béton de propreté sous les semelles.....	226
Tableau VIII.10 : Calcul de volume total du béton armé des semelles	227
Tableau VIII.11: Calcul de volume total du béton armé des demi-poteaux	227
Tableau VIII.12 : Calcul de volume total du remblai des fouilles.....	228
Tableau VIII.13 : Calcul de volume de béton de propreté sous longrines	229
Tableau VIII.14 : Calcul de volume de béton armé pour longrines	229
Tableau VIII.15 : Calcul de volume de remblai pour les casiers.....	230
Tableau VIII.16 : Calcul de volume du béton pour dalles	230
Tableau VIII.17 : Calcul de volume total du béton armé des poteaux.....	231
Tableau VIII.18: Calcul de volume de béton armé des poutrelles	231

Tableau VIII.19 : Calcul de volume de béton armé pour la chape	232
Tableau VIII.20 : Calcul de volume de la surface totale de briques	233
Tableau VIII.21 : Tableau récapitulatif des différents volumes des travaux des deux stations	234
Tableau VIII.22 : Les caractéristiques des bâches d'eau projetées	235
Tableau VIII.23 : Calcul de différents volumes des travaux pour les bâches projetées	237
Tableau VIII.24 : Devis estimatif et quantitatif pour la réalisation des canalisations (Adduction + distribution)	237
Tableau VIII.25 : Devis estimatif et quantitatif pour l'abri des deux stations	238
Tableau VIII.26 : Devis estimatif et quantitatif pour les deux bâches.....	239
Tableau VIII.27 : Devis estimatif et quantitatif pour les forages	240
Tableau VIII.28 : Devis estimatif et quantitatif global	240
Tableau VIII.29 : Les délais de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction) ...	241
Tableau VIII.30 : Les délais de réalisation des opérations des stations et les bâches	241
Tableau VIII.31 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau (distribution + adduction).....	243
Tableau VIII.32 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des stations et des bâches	243

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Tazmalt :	4
Figure I.2 : Carte représentant les communes de la wilaya de Béjaia :	5
Figure I.3 : Image satellitaire montrant la délimitation des villages étudiés :	6
Figure I.4 : Carte topographique représente les altitudes des villages étudiés :	7
Figure I.5 : Graphique de répartition des classes d'altitudes dans la commune de Tazmalt :	8
Figure I.6 : Graphique de répartition des précipitations moyennes dans la commune de Tazmalt (1991_2021) :	10
Figure I.7 : Graphique de répartition des températures mensuelle dans la commune de Tazmalt (1991_2021) :	11
Figure I.8 : Graphique de répartition d'humidité moyenne annuelle dans la commune de Tazmalt.....	12
Figure I.9 : Graphique de répartition des vitesses moyennes mensuelles du vent dans la commune de Tazmalt :	12
Figure I.10 : Carte a risque tempête et vent violent :	13
Figure I.11 : Carte montrant la subdivision hydrologique et le réseau hydrographique de la wilaya de Béjaia :	15
Figure I.12 : Carte à risque sismique de la wilaya de Béjaïa	16
Figure I.13 : Carte à risque inondation de la wilaya de Béjaïa	17
Figure I.14 : Image d'une conduite d'AEP passant à travers un regard d'assainissement	19
Figure I.15 : Image d'une conduite endommagée avec une fuite importante.....	19

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Graphique de l'évolution la population de la zone d'étude	22
Figure II.2 : Graphique de l'évolution de la dotation nette du Centre-Ville Tazmalt et les deux villages Idhriken et Thinassouine Ivahlal	27
Figure II.3 : Graphique de l'évolution de la dotation nette du Village Merlot 1-2-3.....	27
Figure II.4 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du Centre-Ville Tazmalt	30
Figure II.5 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Idheriken	31
Figure II.6 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Thinassouine Ivahlal	32

Figure II.7 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Merlot 1-2-3	33
Figure II.8 : Graphique de variation du débit horaire actuel du Centre-Ville Tazmalt	46
Figure II.9 : Graphique de variation du débit horaire actuel du Centre-Ville Tazmalt à l'horizon 2054	47
Figure II.10 : Courbe de cumul des débits horaires actuels du Centre-Ville Tazmalt	47
Figure II.11 : Courbe de cumul des débits horaires du Centre-Ville Tazmalt à l'horizon 2054	47
Figure II.12 : Graphique de variation du débit horaire actuel du village Idheriken.....	49
Figure III.13 : Graphique de variation du débit horaire du village Idheriken à l'horizon 2054.....	49
Figure II.14 : Courbe de la consommation intégrale actuelle du village Idheriken.....	50
Figure II.15 : Courbe de la consommation intégrale du village Idheriken à l'horizon 2054	50
Figure II.16: Graphique de variation du débit horaire actuel du village Thinassouine Ivahlal	52
Figure II.17 : Graphique de variation du débit horaire du village Thinassouine Ivahlal à l'horizon 2054	52
Figure II.18 : Courbe de cumul des débits horaires actuels du village Thinassouine Ivahlal	53
Figure II.19 : Courbe de cumul des débits horaires du village Thinassouine Ivahlal à l'horizon 2054	53
Figure II.20 : Graphique de variation du débit horaire actuel du village Merlot 1-2-3.....	55
Figure II.21 : Graphique de variation du débit horaire du village Merlot 1-2-3 à l'horizon 2054..	55
Figure II.22 : Courbe de la consommation intégrale actuelle du village Merlot 1-2-3.....	56
Figure II.23 : Courbe de la consommation intégrale du village Merlot 1-2-3 à l'horizon 2054	56

Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1 : Schéma de types d'adduction.....	60
Figure III.2 : Adduction gravitaire	61
Figure III.3 : Canal d'amenée à ciel ouverts.....	61
Figure III.4 : Aqueducs	62
Figure III.5 : Adduction par refoulement	62
Figure III.6 : Adduction mixte (refoulement-gravitaire).....	63
Figure III.7 : Adduction mixte (gravitaire- refoulement).....	63
Figure III.8 : Schéma synoptique de la Variante N°1	67
Figure III.9 : Schéma synoptique de la Variante N°2	68
Figure III.10 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon forage IHADADDEN-Réservoir surélevé Thiouririne	89

Figure III.11 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt	90
Figure III.12 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon forage KIRAT-Station de reprise Idheriken.....	91
Figure III.13 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken.....	92
Figure III.14 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken	93
Figure III.15 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise N°02 Idheriken	94
Figure III.16 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon Station de reprise N°02 Idheriken-Réservoir Idheriken.....	95
Figure III.17 : Essai de sélection de la pompe adéquate pour la station de reprise pour la variante N°01 à l'aide du logiciel KSB	97
Figure III.18 : Essai de sélection de la pompe adéquate pour la station de reprise pour la variante N°01 à l'aide du logiciel CAPRARI.....	97
Figure III.19 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de la chaîne mixte.....	100
Figure III.20 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de la deuxième chaîne de refoulement.....	100
Figure III.21 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de la troisième chaîne de refoulement.....	101

Chapitre III : Etude du pompage

Figure IV.1 : Schéma explicatif des composants essentiels d'une pompe centrifuge	106
Figure IV.2 : Installation en aspiration	108
Figure IV.3 : Installation en charge	108
Figure IV.4 : Couplage de deux pompes en parallèle.....	109
Figure IV.5 : Couplage de deux pompes en série.....	109
Figure IV.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour le forage IHADADDEN de type E8S64/9A+MC890	116
Figure IV.7 : Les courbes caractéristiques choisie pour le forage ASSAM de type E6S55-6/12A+MCH635.....	117
Figure IV.8 : Les courbes caractéristiques choisie pour le forage KIRAT de type E6X406/20+MC615.....	117

Figure IV.9 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR N°01 Idheriken) de type HMU40 1/7C	118
Figure IV.10 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR N°02 Idheriken) de type HMU401/6B	118
Figure IV.11 : Détermination du point de fonctionnement	119
Figure IV.12 : Point de fonctionnement de la pompe du forage IHADADDEN	123
Figure IV.13 : Point de fonctionnement de la pompe du forage ASSAM	124
Figure IV.14 : Point de fonctionnement de la pompe du forage KIRAT	125
Figure IV.15 : Point de fonctionnement de SR N°01 Idheriken	126
Figure IV.16 : Point de fonctionnement de SR N°02 Idheriken	127
Figure IV.17 : Schéma des équipements en amont de la pompe	128
Figure IV.18 : La conduite d'aspiration sur une butée	129
Figure IV.19 : Schéma des équipements en aval de la pompe	131
Figure IV.20 : Schéma représentant les différentes hauteurs du bâtiment	137
Figure IV.21 : Schéma illustrant la vue de dessus du bâtiment	138

Chapitre V : Etude du réseau de distribution

Figure V.1 : Schéma du tracé d'un réseau ramifié	144
Figure V.2 : Schéma du tracé d'un réseau maillé	145
Figure V.3 : Schéma du tracé d'un réseau mixte (combiné)	146
Figure V.4 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Merlot 1-2-3 (cas de pointe).	153
Figure V.5 : Profil des pressions pour le réseau projeté du village Merlot 1-2-3 (cas de pointe).... ..	155
Figure V.6 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Merlot 1-2-3 (cas de pointe + incendie)	156
Figure V.7 : Profil des pressions pour le réseau projeté du village Merlot 1-2-3 (cas de pointe + incendie).....	158
Figure V.8 : Bouche et Poteau d'incendie	161

Chapitre VI : Etude des ouvrages de stockage

Figure VI.1 : Arrivée par surverse (chute libre)	170
Figure VI.2 : Arrivée par siphon noyé	170
Figure VI.3 : Arrivée par le bas	170
Figure VI.4 : Arrivée par le fond	171
Figure VI.5 : Arrivée en pipe	171
Figure VI.6 : conduite de départ	171

Figure VI.7 : conduite de trop-plein (pour un débit faible)	172
Figure VI.8 : conduite de trop-plein (pour débit un important)	172
Figure VI.9 : conduite de vidange	173
Figure VI.10 : conduite de by-pass.....	173
Figure VI.11 : Système d'incendie à siphon	174
Figure VI.12 : Système d'incendie à deux prises	174
Figure VI.13 : château d'eau de volume 400 m ³ du Centre-Ville Tazmalt	175
Figure VI.14 : Les conduites de château d'eau du Centre-Ville Tazmalt.....	176
Figure VI.15 : Les échelles de château d'eau du Centre-Ville Tazmalt	176
Figure VI.16 : Réservoir Idheriken de volume 200 m ³	177
Figure VI.17 : Les conduites du réservoir Idheriken.....	178
Figure VI.18 : Réservoir semi-enterré Thiouririne de volume 400 m ³	179
Figure VI.19 : Les conduites du réservoir semi-enterré Thiouririne.....	180
Figure VI.20 : Le réservoir surélevé Thiouririne de volume 200 m ³	181
Figure VI.21 : Les conduites du réservoir surélevé Thiouririne 200 m ³	182
Figure VI.22 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale	184

Chapitre VII : Pose et protection des canalisations

Figure VII.1 : Marquage tube PEHD.....	196
Figure VII.2 : Schéma favorable de pose de canalisation.....	196
Figure VII.3 : Pose de canalisation ordinaire	197
Figure VII.4 : Une butée pour un coude	199
Figure VII.5 : Une butée pour un té.....	199
Figure VII.6 : Une butée pour un cône	199
Figure VII.7 : L'état initial du la conduite hydraulique.....	201
Figure VII.8 : L'état du la conduite hydraulique lors de la première phase	202
Figure VII.9 : L'état du la conduite hydraulique lors de la deuxième phase.....	202
Figure VII.10 : L'état du la conduite hydraulique lors de la troisième phase.....	203
Figure VII.11 : L'état du la conduite hydraulique lors de la dernière phase	203
Figure VII.12 : L'état finale du la conduite hydraulique à la fin de la dernière phase.....	204
Figure VII.13 : Schéma d'installation du réservoir d'air	212

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

Figure VIII.1 : Pose de la conduite dans la tranchée.....	217
Figure VIII.2 : Dimensions d'une fouille et sa réalisation	228
Figure VIII.3 : Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation des réseaux d'adduction et distribution.....	244
Figure VIII.4 : Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation des stations et des bâches	245
Figure VIII.5 : Une pelle hydraulique	246
Figure VIII.6 : Un bulldozer	247
Figure VIII.7 : Un chargeur	248
Figure VIII.8 : Un chargeur	249
Figure VIII.9 : Une niveleuse	250
Figure VIII.10 : Un camion malaxeur	250
Figure VIII.11 : Un camion benne	251
Figure VIII.12 : Equipements de protection individuelle.....	253
Figure VIII.13 : Equipements de protection collective	254

Liste des planches

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

Planche N°2 : Profil en long de forage Ihaddaden vers les réservoirs Thiouririne 200m³ et 400 m³

Planche N°3 : Profil en long de forage Assam vers le Château d'eau du Centre-Ville 400 m³

Planche N°4 : Profils en long de forage Kirat vers le réservoir Idheriken 200 m³

Planche N°5 : Carnet de nœuds des quatre villages

Introduction générale

Introduction générale

Depuis des siècles, l'accès à une eau pure et suffisante a été essentiel pour les civilisations afin de satisfaire les besoins fondamentaux et favoriser le progrès économique et social. Aujourd'hui, la disponibilité de l'eau potable reste un défi majeur, avec près d'un milliard de personnes n'y ayant pas accès, créant une crise mondiale. En Algérie, le manque d'eau pousse les autorités à chercher des sources alternatives, surtout dans les zones sujettes à la sécheresse ou difficiles d'accès, comme les régions montagneuses.

Cette étude se concentre sur le Centre-Ville ainsi que les villages d'Idheriken, Thinassouine Ivahlal, et Merlot 1-2-3, situés dans la commune de Tazmalt (W. Bejaia). Bien que le réseau actuel d'approvisionnement en eau soit ancien et souvent en mauvais état, cela provoque des pénuries récurrentes. Les conduites présentent un état de dégradation avancé ou mal placées, ce qui rend une simple mise à jour des études antérieures inappropriée. Une étude nouvelle est indispensable afin de redéfinir les besoins en eau pour l'horizon 2054. Cette analyse devra réévaluer l'ensemble du système actuel, intégrer des données actualisées, appliquer des méthodes de calcul révisées, et explorer des solutions innovantes pour moderniser le réseau de distribution.

L'objectif est d'élaborer un système à la fois robuste et durable, qui saura satisfaire les besoins futurs des résidents de Centre-Ville ainsi que des villages d'Idheriken, Thinassouine, Ivahlal et Merlot 1-2-3, tout en assurant une gestion efficace des ressources en eau.

La méthodologie adoptée inclura la collecte de données à travers des enquêtes et des visites sur le terrain, afin de concevoir un réseau plus performant. La présentation sera organisée comme suit :

- Étude géographique et contexte spécifique de la zone étudiée, y compris la commune de Tazmalt.
- Évaluation des besoins en eau présents et à venir des populations concernées.
- Étude des chaînes d'adduction, comprenant l'évaluation des conduites reliant les forages aux réservoirs, ainsi que le choix des pompes adaptées pour les stations de pompage à l'aide de logiciels spécialisés.
- Élaboration et dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable pour les villages étudiés.
- Détermination des capacités de stockage requises pour garantir un approvisionnement adéquat.
- Élaboration des techniques de pose et des mesures de protection pour assurer la pérennité du réseau.
- Conception d'un plan d'organisation pour réaliser le projet, comprenant une estimation des coûts et une prévision des délais.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de faire une étude approfondie du site pour connaître les caractéristiques physiques de la zone et les facteurs qui peuvent influencer la conception du projet. Parmi ces facteurs, on cite la géologie et la topographie du site, la géographie, la sismicité, le climat et la démographie, lesquels seront examinés en détail dans ce premier chapitre, ceci nous aidera aussi à planifier efficacement l'exécution des travaux relatifs à notre projet.

I.2 Présentation de la commune :

La commune de Tazmalt est située dans la vallée de la Sahel (Latitude / Longitude : 36°23' 04" N / 4° 23' 57" E), en Kabylie, sur les flancs de la chaîne montagneuse du Djurdjura. Elle se trouve à 170 km au sud-est d'Alger. Elle est proche de la ville de Bouira (à seulement 45 km), et se trouve à 80 km au sud de Tizi Ouzou. De plus, elle se situe à environ 80 kilomètres au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya de Béjaïa.

Ses limites géographiques se présentent comme suit :

- Au Nord : La commune Beni-Mellikeche
- Au Nord-Ouest : La commune Aghbalou
- Au Nord-Est : La commune Ighrem
- À l'Est : La commune d'Akbou
- À l'Ouest : La commune Chorfa
- Au Sud : La commune Boudjellil
- Au Sud-Est : La commune Ait R'zine
- Au Sud-Ouest : La commune Ath Mansour

La commune de Tazmalt s'étale sur une superficie de 33,64 km². Elle comprend une agglomération chef-lieu, une importante agglomération secondaire à savoir Allaghane et une zone éparses qui est représentée par des hameaux, tels que : Thasserguent, Loudha, Laazib et d'autres. En totalité elle compte 28944 habitants (en 2020).

La commune de Tazmalt est traversée par :

- La route nationale N°26 ;
- Le chemin de la wilaya CW 7 Bouira, Tizi Ouzou (Ath Hamdoune, Ivahlal, Beni Mellikeche) ;
- La route nationale RN 106 BBA (Ighil Ali, Boudjellil, Aït R'zine depuis Allaghane) ;
- La pénétrante Beni Mansour-Béjaïa (reliée au réseau de la SNTF).

Les figures qui suivent montrent la situation de la commune de Tazmalt ainsi que les communes de la wilaya de Béjaïa.

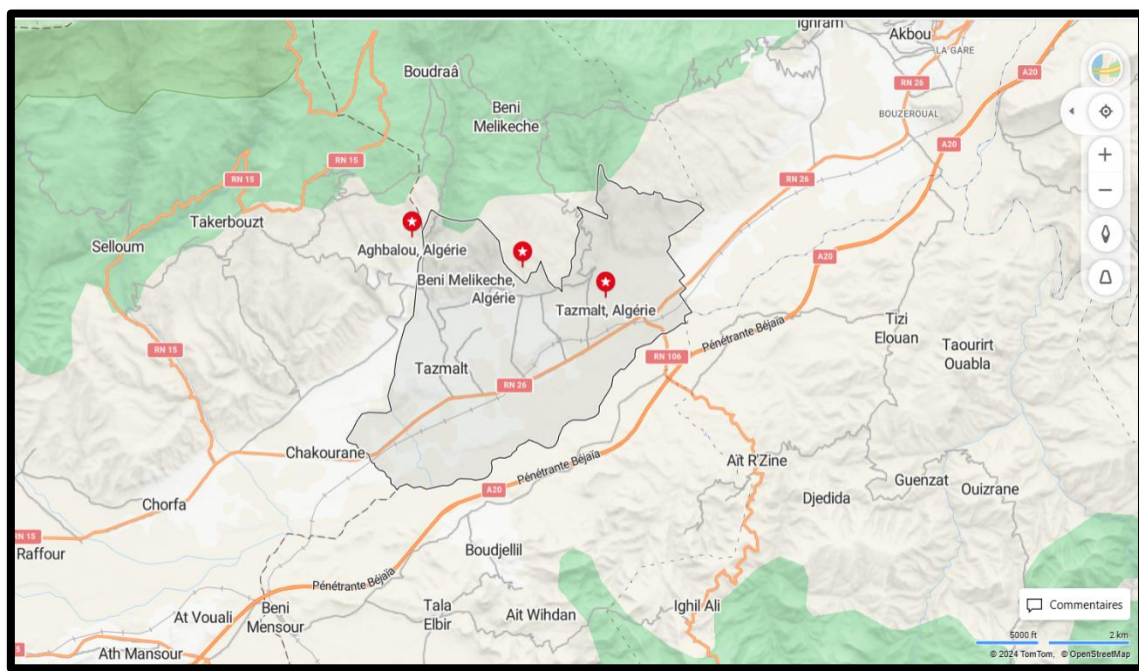


Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Tazmalt
(Source : openstreetmap 2024)

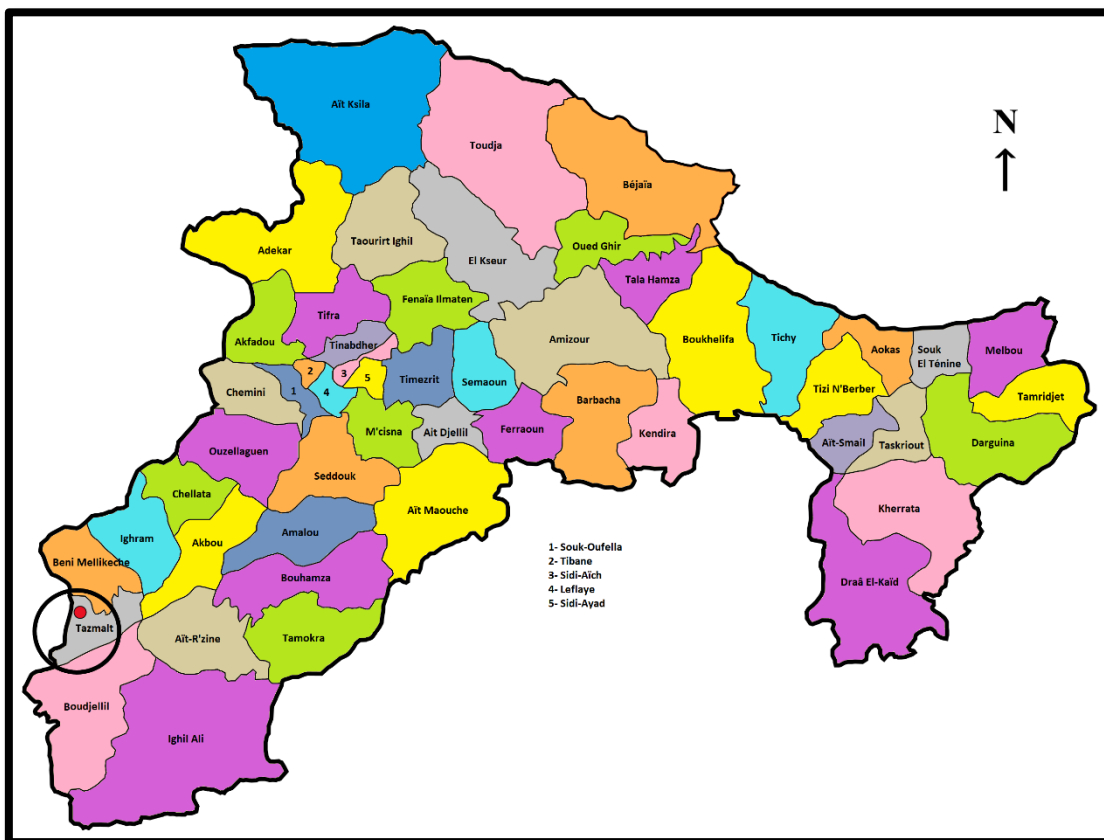


Figure I.2 : Carte représentant les communes de la wilaya de Béjaïa

(Source : <https://gifex.com/fr/wp-content/uploads/28608/Carre-des-communes-de-la-wilaya-de-Bejaia.png>)

I.2.1 Situation de l'aire d'étude :

La zone d'étude englobe le Centre-Ville, village d'Idheriken, Merlot 1-2-3 ainsi que le village de Thinassouine Ivahlal, elle est située à l'extrémité Ouest du chef-lieu de la commune de Tazmalt.

La zone s'étale sur une superficie de 247 ha, elle est délimitée par :

- Au Nord : La commune Beni-Mellikeche
- Au Sud : Cité martyrs
- À l'Est : Le village Rodha et Ikhervan
- À l'Ouest : La commune d'Aghebalou et Chorfa

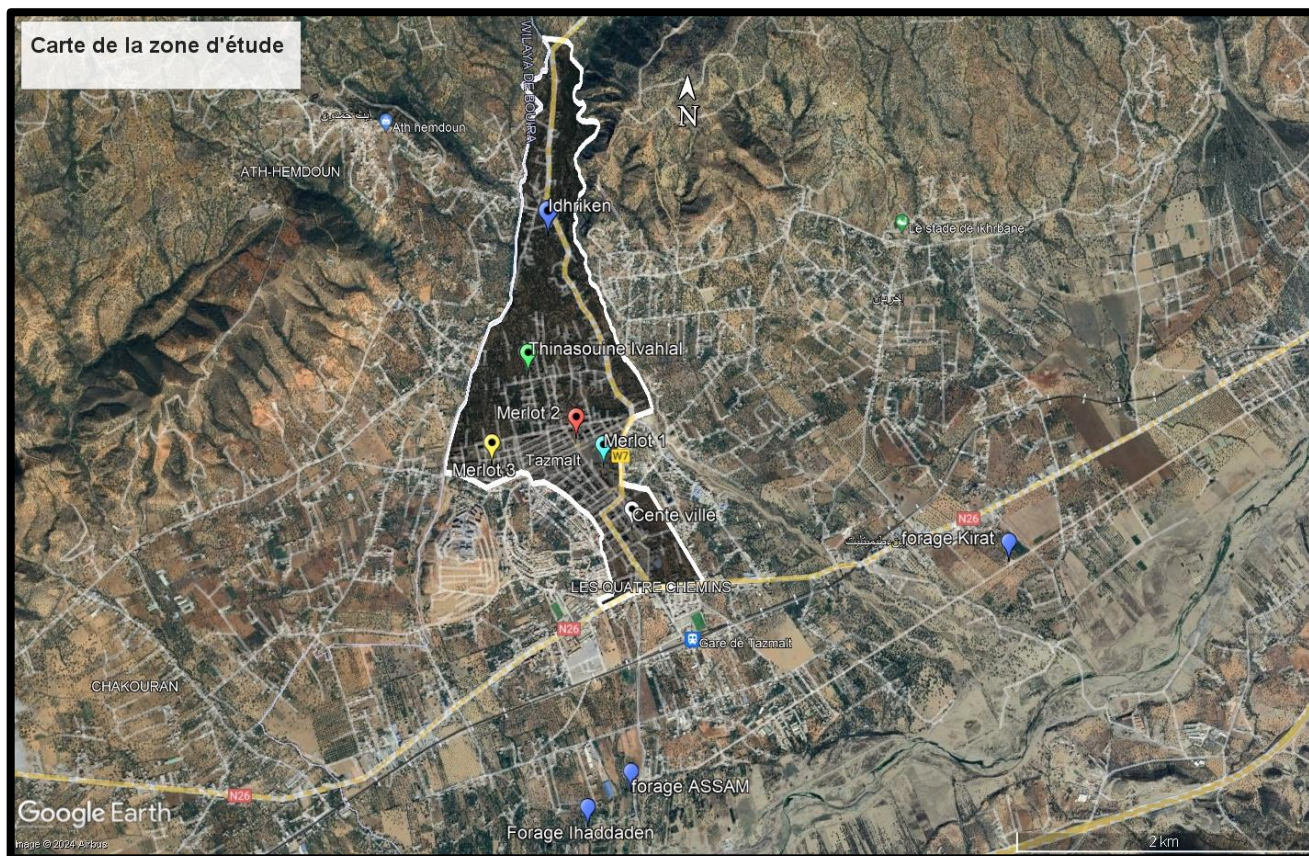


Figure I.3 : Image satellitaire montrant la délimitation des villages étudiés
(Source : google earth, 2024)

Le tableau suivant résume la superficie de la zone d'étude. Les pourcentages représentent la fraction par rapport à la superficie de la commune de Tazmalt pour chaque village :

Tableau I.1 : Les superficies des villages étudiés

Localité		Superficie (ha)		Pourcentage (%)
Idheriken		84,5		2,51
Thinassouine Ivahlal		69,5		2,07
Merlot	Merlot 1	13,1	38,9	1,16
	Merlot 2	13,3		
	Merlot 3	12,5		
Centre-ville		54,1		1,61
Total		247		7,41

(Source : google earth, 2024)

I.3 Situation topographique [1]

L'étude de la topographie est essentielle et exerce une influence importante sur l'élaboration d'un système d'AEP.

La région étudiée présente une altitude moyenne de 370 mètres, son point le plus élevé culminant à 530 mètres au-dessus du niveau de la mer, tandis que son point le plus bas s'établit à 215 mètres au-dessus du niveau marin.

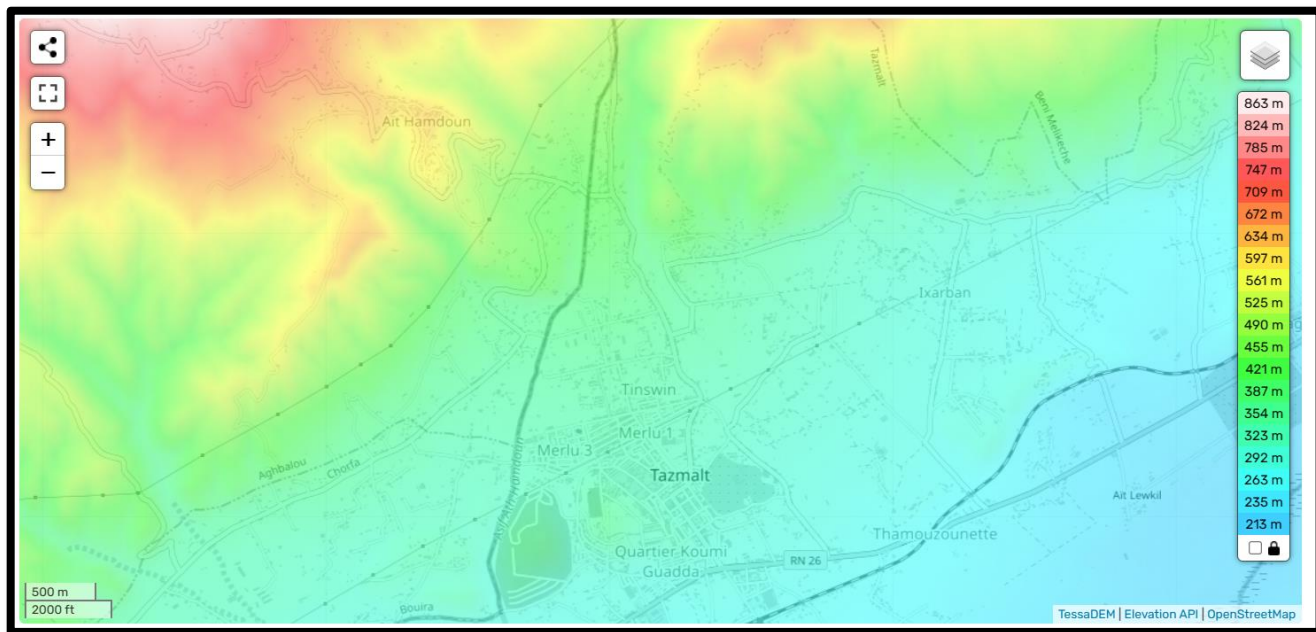


Figure I.4 : Carte topographique représente les altitudes des villages étudiés
(Source : openstreetmap 2024)

La commune a été subdivisée en deux grandes classes d'altitude :

- Classe 1 : Altitude inférieure à 400 mètres ;
- Classe 2 : Altitude comprise entre 400 et 800 mètres.

Tableau I.2 : Distribution des altitudes de la commune par classe

Classe	Surface (ha)	Pourcentage (%)
Classe 1	2964	88
Classe 2	500	12
Total	3364	100

(Source : PDAU TAZMALT)

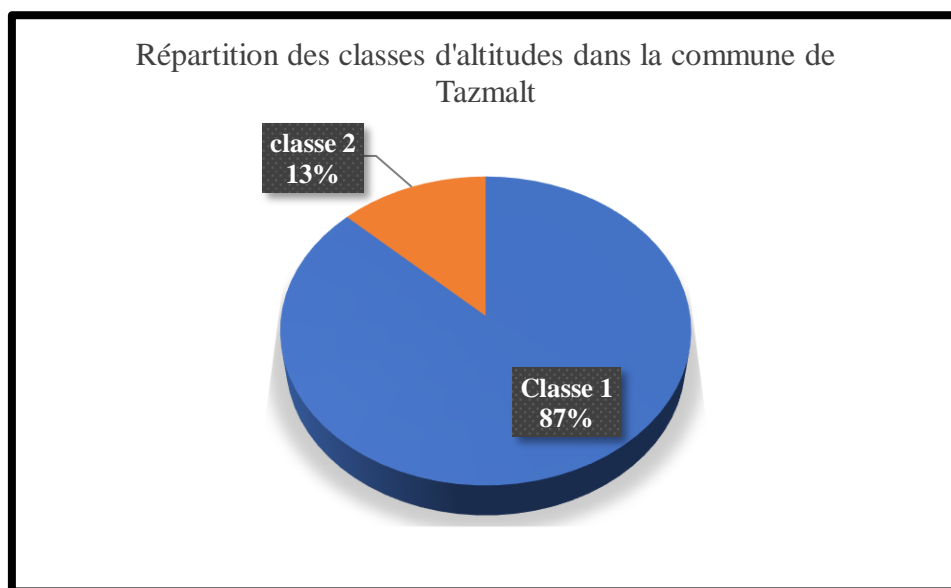


Figure I.5 : Graphique de répartition des classes d'altitudes dans la commune de Tazmalt

I.3.1 Le relief :

La commune de Tazmalt se caractérise par la présence de deux milieux naturels différents : d'une part, la partie inférieure de la vallée de la Soummam constitue le premier espace, tandis que, d'autre part, la région montagneuse au nord couvre une vaste étendue, se prolongeant en fait comme une extension de la chaîne du Djurdjura. Ces deux reliefs se rejoignent progressivement dans une zone éparse.

I.3.2 Les pentes :

La topographie joue un rôle déterminant dans la planification des infrastructures et dans la sélection des emplacements des équipements socioéconomiques, étant donné que les pentes peuvent restreindre les possibilités de tracé des voies et influencer le choix des sites pour ces équipements.

Il a été de retenu quatre (04) classes de pente qui sont d'ailleurs utilisées au niveau national pour classer des communes de montagne :

- Classe 1 : pente comprise entre 0 et 3,5% ;
- Classe 2 : pente comprise entre 3 et 12,5% ;
- Classe 3 : pente comprise entre 12,5 et 25% ;
- Classe 4 : pente supérieure à 25%.

Tableau I.3 : Emprise des classes de pentes dans la commune de Tazmalt

Classe de pente	Surface (ha)	Pourcentage (%)
0 à 3%	1664	50
3 à 12,5%	945	28
12,5 à 25%	640	19
25 à 100%	115	3
Total	3364	100

(Source : PDAU TAZMALT)

Remarque :

Il est noté que la zone étudiée présente des pentes moyennes et fortes, correspondant aux classes 2 et 3.

I.4 Situation géologique :

La géologie examine la composition du terrain, ce qui influe sur la manière de réaliser les tranchées et choisir les engins appropriés.

Il existe plusieurs types de sols dans la commune. Au fond de la vallée, on trouve des sols alluvionnaires peu développés issus des dépôts de l'oued Sahel. Sous réserve que leur couche superficielle ne soit pas régulièrement lessivée, ces sols ont le potentiel de devenir très productifs.

Du point de vue géologique, la région, située dans le domaine tellien, présente une structure variée et complexe en raison des superpositions observées entre ses différentes couches géologiques. Les diverses strates sédimentaires ont été soumises à des déformations tectoniques résultant des mouvements orogéniques alpins à la fin de l'ère tertiaire et durant le quaternaire.

I.5 Situation climatique [1]

L'étude du climat est très importante car il conditionne les aménagements urbains tels que les ponts ou les caniveaux.

La zone étudiée est soumise à un climat méditerranéen typique, marqué par une alternance régulière entre une saison relativement froide et humide avec une saison chaude et sèche. Son régime thermique est de type semi-aride tempéré.

Les paramètres climatiques mensuels enregistrés au niveau de la station climatologique de Bouira sont fournis par l'Office National de Météorologie (O.N.M).

Tableau I.4 : Station de référence

Nom station	Code station	Source d'information	Longitude	Latitude	Altitude (m)
Bouira	151004	ONM	03°53 E	36°23 N	555

(Source : PDAU TAZMALT)

I.5.1 Pluviométrie :

L'analyse des précipitations est essentielle pour évaluer les ressources en eau, selon les données de la station de référence, on note une distribution irrégulière des pluies, la pluviométrie annuelle moyenne est de 550 mm.

Dans l'ensemble, les précipitations sont abondantes en automne et en hiver, atteignant leur point culminant en janvier, ce qui est caractéristique du climat méditerranéen. En revanche, elles sont quasiment inexistantes en été.

Tableau I. 5 : Précipitations moyennes de la commune de Tazmalt entre (1991-2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	30,3	41,1	61,9	75,8	78,2	68,6	60,1	56,2	42,5	14,1	4,6	11

(Source : Office national de la météorologie ONM)

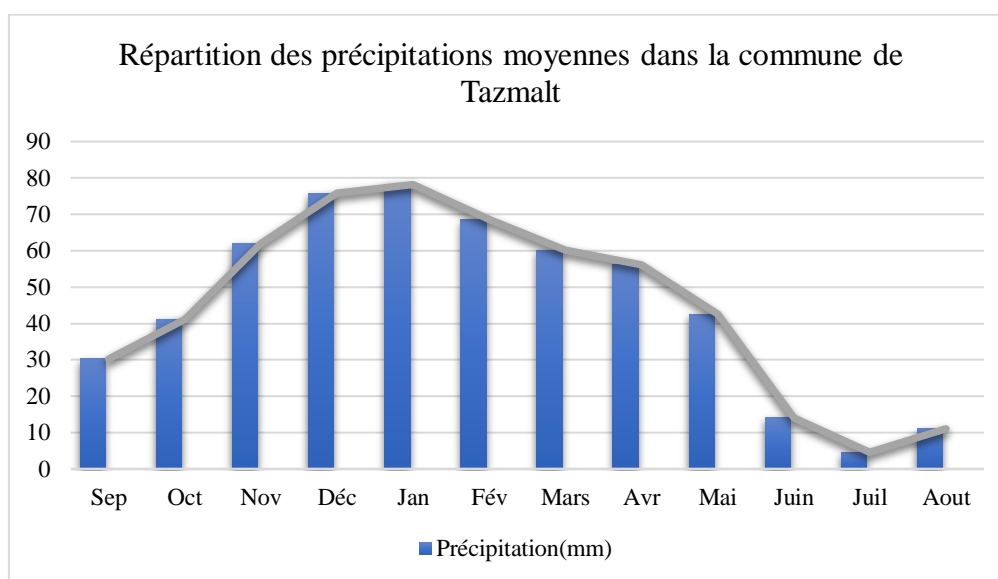


Figure I.6 : Graphique de répartition des précipitations moyennes dans la commune de Tazmalt (1991_2021)

I.5.2 La température :

Dans la commune de Tazmalt, la température annuelle moyenne se situe autour de 18 °C. La température moyenne du mois le plus froid (Janvier) est de 6,2 °C, celle du mois le plus chaud (juillet) est de 26,9 °C. Les températures maximales moyennes culminent en juillet et août, atteignant respectivement 35 °C et 34,5 °C. En revanche, les températures minimales moyennes sont enregistrées en décembre et janvier, oscillant entre 2,7 °C et 1,4 °C.

Tableau I. 6: Répartition mensuelle de la température entre 1991_2021

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T _{moy} (°C)	21,8	17,4	10,7	7,1	6,2	6,6	10,2	13,7	17,5	22,9	26,9	26,5
T _{min} (°C)	15,5	11,6	5,9	2,7	1,4	1,3	3,9	6,9	10,6	15,2	18,7	18,8
T _{max} (°C)	28,9	24	16,3	12,6	11,8	12,5	16,4	20,2	24,5	30,5	35	34,5

(Source : Office National de la Météorologie ONM)

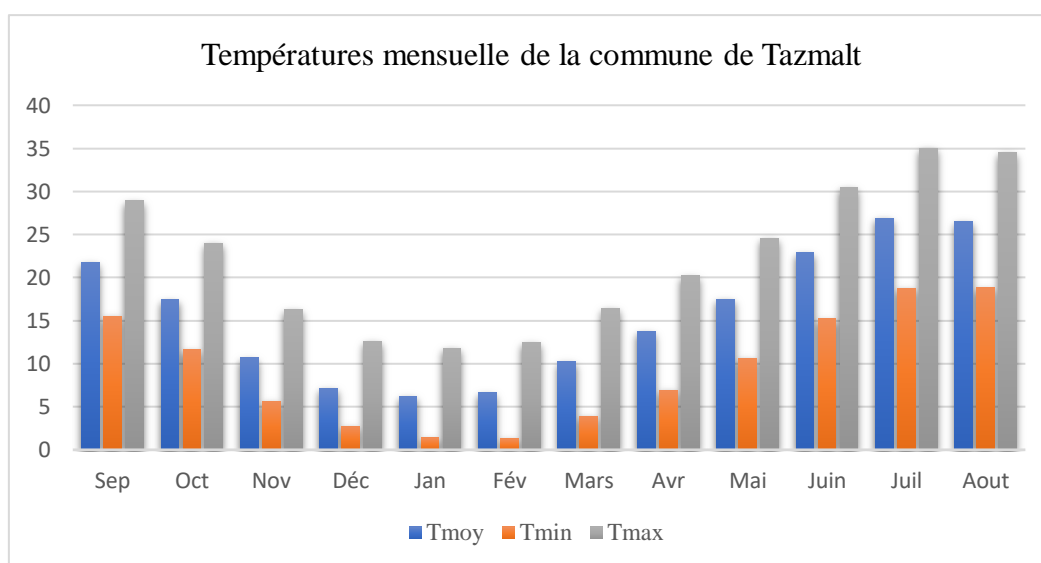


Figure I.7 : Graphique de répartition des températures mensuelle dans la commune de Tazmalt (1991_2021)

I.5.3 Humidité :

La moyenne annuelle d'humidité dans la région pour l'année 2022-2023 se situe à 65%, avec des valeurs maximales en décembre, janvier et février où elle atteint entre 73 et 78,75%.

Tableau I. 7 : Variation mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
H (%)	54,06	58,19	69,62	73	78,75	78,62	78,62	75,25	67,62	51,62	47,19	43,81

(Source: [POWER | DAV \(nasa.gov\)](https://power.dav.nasa.gov/))

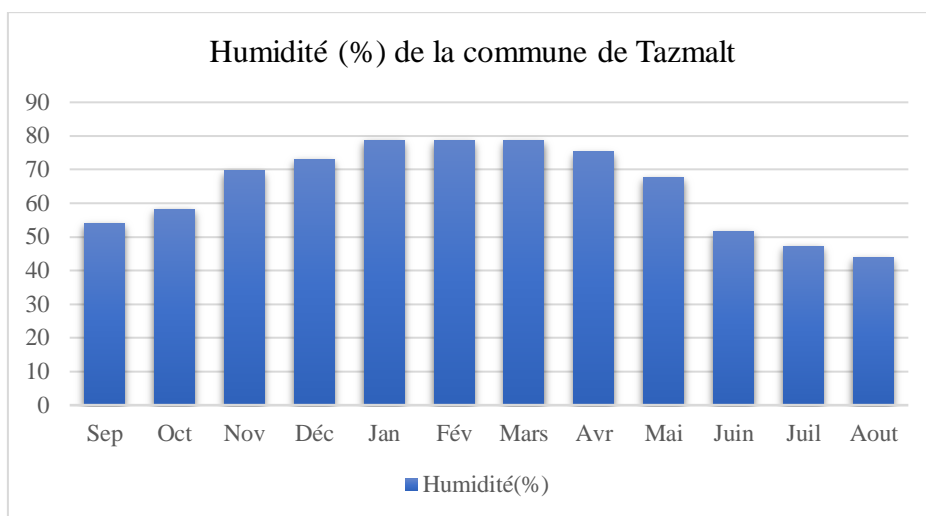


Figure I.8 : Graphique de répartition d'humidité moyenne annuelle dans la commune de Tazmalt

I.5.4 Le vent :

Les vitesses moyennes mensuelles du vent de l'année 2022-2023 varient entre 2,74 m/s enregistrés en octobre et 3,5 m/s atteinte en décembre.

Les données du tableau ci-dessous représentent les valeurs relatives à la variation de la vitesse du vent à la commune de Tazmalt.

Tableau I. 8 : Vitesse moyenne du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
V(m/s)	3,14	2,74	3,36	3,5	2,66	2,79	3,46	3,11	2,84	2,52	2,67	2,81

(Source: [POWER | DAV \(nasa.gov\)](#))

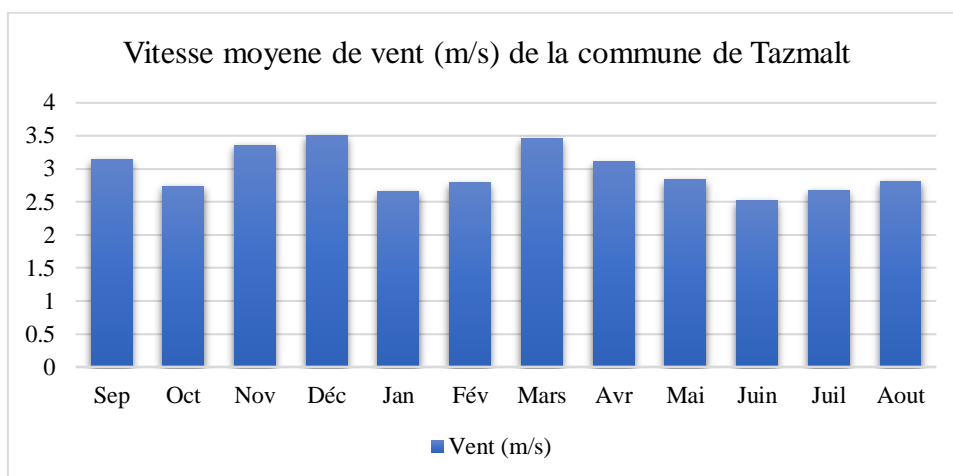


Figure I.9 : Graphique de répartition des vitesses moyennes mensuelles du vent dans la commune de Tazmalt

Durant l'année, deux régimes de vent affectent la zone de Bejaia :

- Régime hivernal (Octobre-Avril), il se caractérise par la nette prédominance des vents des secteurs Nord-Ouest et Ouest où le mois de Janvier est le plus représentatif pour une vitesse supérieure à 16 m/s ;
- Régime estival (Mai - Septembre), la prédominance des vents Nord-est qui sont relevés durant les mois de Juillet et Août.

D'une façon générale, Tazmalt est exposée à des vents violents pouvant atteindre 180Km/h.

(Source : PDAU Tazmalt)

La figure qui suit montre la répartition des vents en Algérie et donc dans notre zone étude qui est marquée en noir :



Figure I.10 : Carte a risque tempête et vent violent

(Source : Protection Civile Béjaïa ,2009)

I.5.5 Ensoleillement :

L'ensoleillement désigne la quantité d'énergie solaire reçue quotidiennement, représentant ainsi la durée d'exposition au soleil durant une journée.

L'ensoleillement dans notre région est important, les données sont dans le tableau suivant :

Tableau I. 9 : Ensoleillement mensuel moyen (heures)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Heures	259	219	187	172	176	184	224	254	297	320	348	314

(Source : Office National de la Météorologie ONM)

I.5.6 Evaporation :

L'évaporation est évaluée dans un environnement protégé à l'aide de l'évaporomètre piche à la station de Bouira.

Nous constatons une évaporation importante durant les mois de juin, juillet et août, tandis qu'elle est faible durant les mois de décembre, janvier et février.

Tableau I. 10 : Evaporations mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Heures	200	149	93	70	77	73	110	131	182	259	335	309

(Source : Office National de la Météorologie ONM)

I.5.7 Gelée :

Ce phénomène est fréquemment observé durant la saison hivernale, de novembre à avril, atteignant un pic de 10 jours en mars. Par conséquent, le risque de gelée est significatif en janvier et surtout en mars.

Tableau I. 11 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Jours	0	0	4	6	8	4	10	3	0	0	0	0

(Source : Office National de la Météorologie ONM)

Les autres phénomènes atmosphériques, tels que la neige, sirocco ou grêle, ne sont pas considérables dans la région.

I.6 Situation hydrographique :

La vallée de la Soummam est un élément central dans l'hydrographie de la région. Tazmalt est situé au pied du mont Tafrut, sur le versant ouest de l'oued Beni Mellikeche, lequel se déverse à deux kilomètres au sud dans l'oued Sahel.

Le réseau hydrique est caractérisé par des cours d'eau dont l'origine résulterait du régime pluvial, ce qui justifierait l'irrégularité de leur débit.

La partie Sud de la commune bénéficie de la proximité de plusieurs cours d'eau, notamment l'oued Sahel, l'oued Beni Mellikeche et Beni-Hamedoune, qui affluent vers l'oued Soummam.

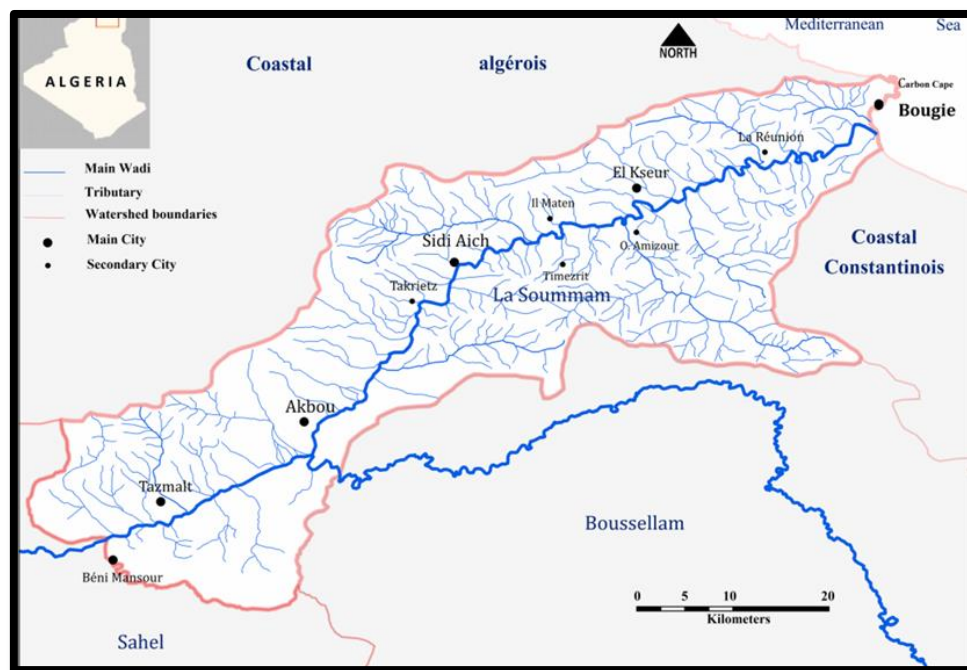


Figure I.11 : Carte montrant la subdivision hydrologique et le réseau hydrographique de la wilaya de Béjaïa

(Source : https://www.researchgate.net/profile/Fares-Kessasra/publication/319199059/figure/fig2/AS:557685020872706@1509973878274/soummam-situation_W640.jpg)

I.7 La sismicité [1]

L'Algérie est située sur une frontière tectonique active où les plaques africaine et eurasiennne se rencontrent. Conformément aux réglementations parasismiques algériennes de 2003, le pays est divisé en quatre zones sismiques :

- **Zone 0** : avec une sismicité négligeable.
- **Zone I** : affichant une sismicité faible.

- **Zone II** : présentant par une sismicité moyenne.
- **Zone III** : caractérisée une sismicité forte.

La zone étudiée, tout comme l'ensemble de la wilaya, est classée en tant que zone de sismicité moyenne (zone IIa). Conformément aux normes de la Règlementation Parasismique Algérienne (R.P.A), des études approfondies du sol sont requises pour les constructions des ouvrages d'importance moyenne ou plus.

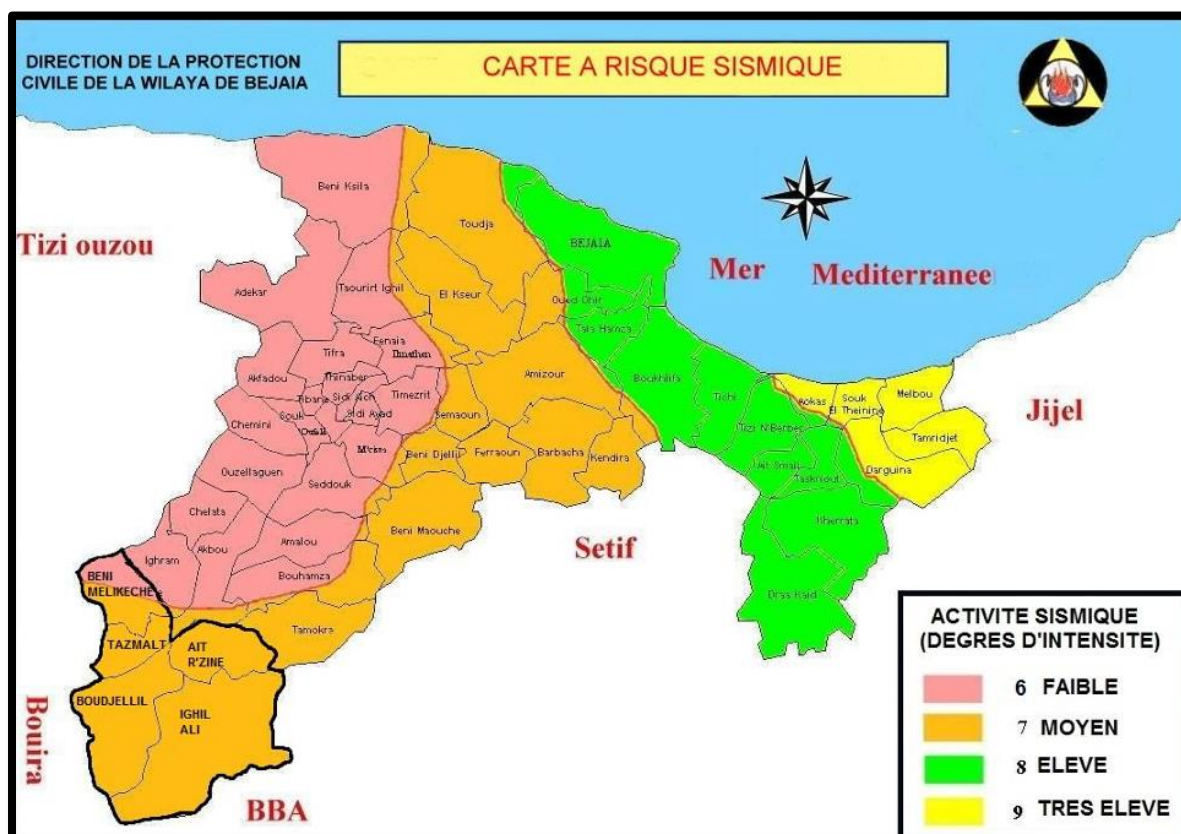


Figure I.12 : Carte à risque sismique de la wilaya de Béjaïa

(Source : Protection Civile Béjaïa, 2009)

I.8 L'inondabilité :

En raison de sa situation dominante et du débit modeste de l'oued Sahel, la commune de Tazmalt présente une faible vulnérabilité aux inondations. Seuls quelques logements proches du lit de la rivière pourraient être exposés à ce danger.

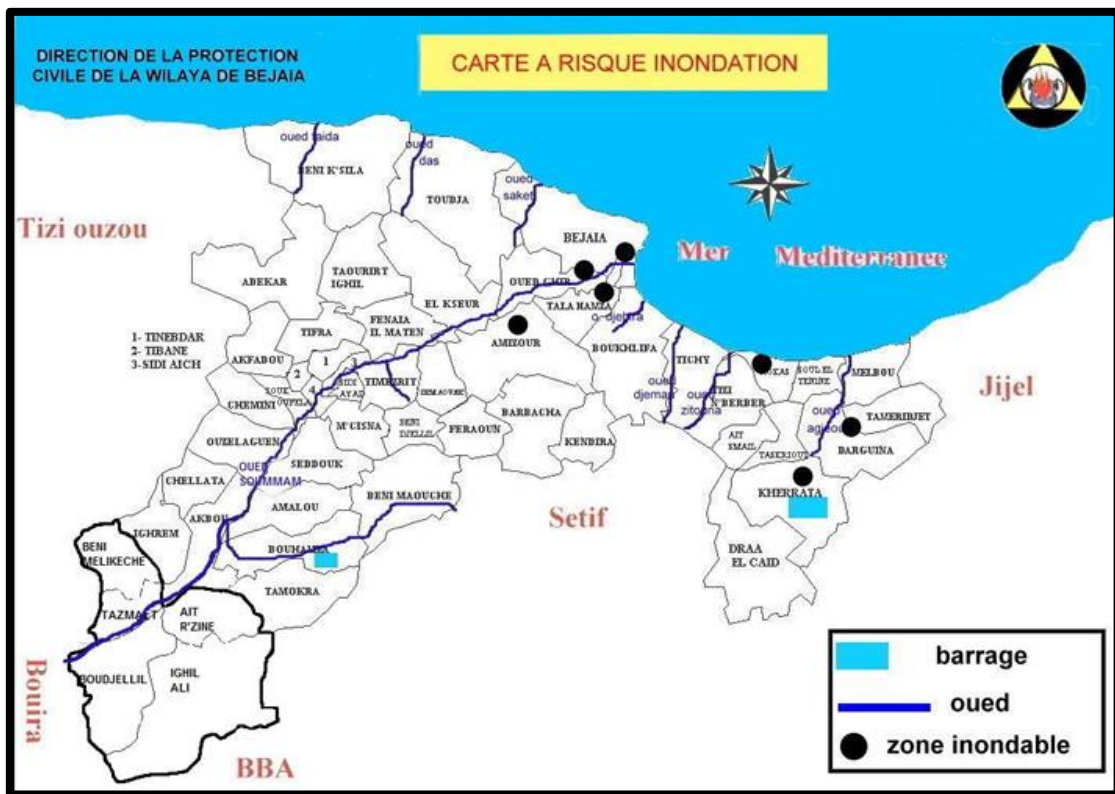


Figure I.13: Carte à risque inondation de la wilaya de Béjaïa

(Source : Protection Civile Béjaïa, 2009)

I.9 Situation hydraulique :

La situation hydraulique englobe l'étude du système d'alimentation en eau potable et le réseau d'assainissement.

I.9.1 Alimentation en eau potable :

Le Centre-Ville et les trois villages (Idheriken, Thinassouine Ivahlal, Merlot 1-2-3) sont situés à l'Ouest du chef-lieu de la commune Tazmalt. La zone d'étude s'étale sur une superficie de 247 ha, son alimentation en eau potable se fait à partir des 3 forages (Ihaddaden, Assam et Kirat).

I.9.1.1 Ressources en eaux :

Les diverses sources d'eau utilisées dans la région sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I. 12 : Les caractéristiques des forages alimentant la zone d'étude

N°	Nom de forage	Débit (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)	CTN forage (m)
01	Ihaddaden	30	20	30	90	249,62
02	Assam	15	25	40	82	247,34
03	Kirat	08	47	60	159	241,52
Total		53	/	/	/	/

(Sources : APC Tazmalt)

I.9.1.2 Les ouvrages de stockage :

Concernant le stockage, la zone d'étude dispose de deux réservoirs semi-enterrés, d'un château d'eau et d'un réservoir surélevé qui vont assurer une distribution avec une capacité globale de 1200 m³.

Tableau I. 13 : Les caractéristiques des réservoirs existants

N°	Type	Capacité (m ³)	Cote du terrain naturel (m)	Lieu d'implantation
1	Château d'eau	400	316,73	Centre-Ville de Tazmalt
2	Semi-enterré	200	523,12	Idheriken
3	surélevé	200	360,99	Thiouririne
4	Semi-enterré	400	359,82	Thiouririne
Total	/	1200	/	/

(Sources : APC Tazmalt)

I.9.1.3 Etat du système :

Le système d'AEP des quatre villages est complètement dégradé. Selon le diagnostic effectué par le bureau d'ingénierie en Hydraulique, les conduites sont très anciennes (datent de 1958) ce qui entraîne des pertes d'eau considérables dues à des fuites importantes. Le constat d'une contamination des eaux potables par les eaux usées a été également noté. Le réseau de distribution est très hétérogène, du fait de l'utilisation de conduites en fonte, en acier et en PVC. À l'heure actuelle, les habitants de notre agglomération s'alimentent à partir de leurs propres sources (citernage), qui ne sont malheureusement pas suffisantes. Face à ces divers dysfonctionnements et problèmes constatés, il est devenu impératif de procéder à une rénovation complète du système, la commune ne disposant même pas du tracé de ce système.



Figure I.14: Image d'une conduite d'AEP passant à travers un regard d'assainissement

(Source : Bureau d'étude d'ingénierie en Hydraulique OULEBSSIR)



Figure I.15: Image d'une conduite endommagée avec une fuite importante

(Source : Bureau d'étude d'ingénierie en Hydraulique OULEBSSIR)

I.9.2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement dans la commune de Tazmalt est principalement de type unitaire, s'étendant sur environ 50 kilomètres, englobant pratiquement toute la commune.

(Sources : l'Annuaire statistique de la wilaya de Bejaia)

I.10 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les caractéristiques de la région étudiée, notamment sa géographie, son climat, sa géologie, son hydrographie, sa sismicité ainsi que sa situation hydraulique. Ces diverses informations seront utilisées pour mener à bien l'étude du système d'approvisionnement en eau potable de la région. En nous appuyant sur les données disponibles de la zone d'étude, le prochain chapitre se penchera sur l'estimation des besoins en eau des quatre localités de la commune de Tazmalt. Cette étude impliquera une analyse approfondie de la consommation d'eau actuelle et une projection des besoins à venir.

Chapitre II :

Démographie et estimation des besoins en eau

CHAPITRE II : Démographie et estimation des besoins en eau

II.1 Introduction :

Afin de dimensionner un système d'alimentation en eau potable, il est nécessaire d'évaluer les besoins en eau potable d'une agglomération commençant par le choix d'une norme fixée pour les différents types de consommateurs, définie comme le rapport entre le débit journalier et le nombre d'unités de consommateur. Ces besoins sont influencés par divers facteurs, notamment le développement démographique, les infrastructures existantes ainsi que le mode de consommation des habitants et leur niveau de vie. Ils varient également d'une période à l'autre et d'une agglomération à une autre.

II.2 Evaluation de la population :

II.2.1 Démographie :

Selon les données de l'APC, la commune de Tazmalt héberge une population de 28944 Habitants en 2020, avec un taux d'accroissement de 1,2%.

Dans notre étude, la population totale dans la région s'élève à 9296 habitants, réparties comme suit : centre-ville (2167 habitants), Idheriken (1251 habitants), Merlot 1-2-3 (4237 habitants), et Thinassouine Ivahlal (1535 habitants) d'après le dernier recensement qui s'est fait en 2020 à la commune de Tazmalt.

Le mode de vie demeure encore influencé par les valeurs et traditions anciennes. Cependant, dans les perspectives futures, on devrait observer une amélioration des conditions de vie des résidents.

II.2.2 Evaluation de la population à l'horizon d'étude 2054 :

Il est possible d'estimer les besoins en eau à différents horizons en se basant sur l'évolution démographique de la population. Cette évolution peut être calculée en appliquant la relation des accroissements géométriques, intégrant à la fois les taux de natalité et de mortalité.

En appliquant la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1+\tau)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Sachant que :

P_n : nombre de la population après n années ;

P_0 : nombre de la population de référence. (Source APC) ;

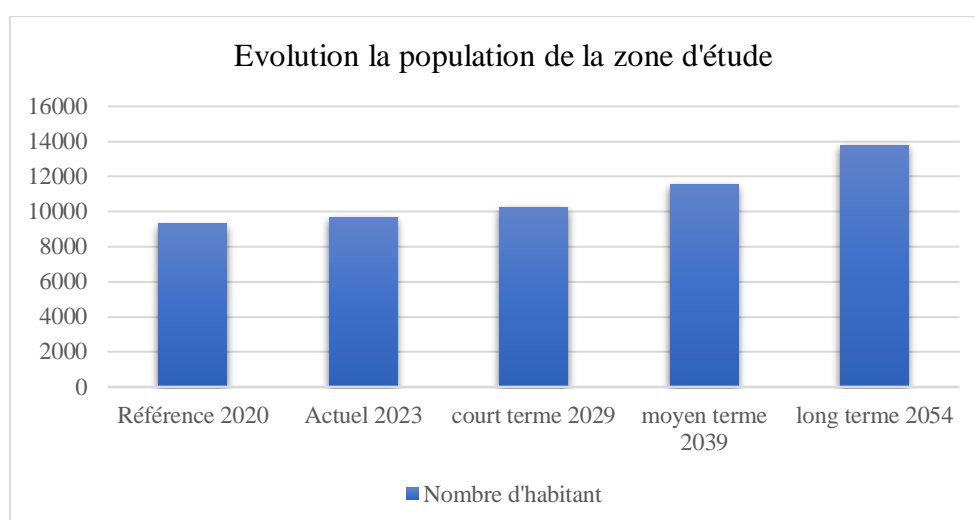
τ : taux d'accroissement démographique = 1,2 %. (Source APC Tazmalt) ;

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

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

Localité	Population de référence 2020	Population actuelle 2024	Population court terme 2029	Population moyen terme 2039	Population long terme 2054
Centre-ville	2167	2273	2413	2719	3251
Idheriken	1251	1313	1394	1571	1878
Thinassouine Ivahlal	1535	1611	1710	1927	2305
Merlot 1-2-3	4237	4446	4720	5318	6359
Total	9296	9643	10237	11535	13793

Cette figure présente l'évolution démographique de la zone d'étude :

**Figure II.1** : Graphique de l'évolution la population de la zone d'étude

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

Avant de planifier tout projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel d'effectuer une analyse exhaustive des différentes catégories de consommateurs présents dans une agglomération, car la consommation d'eau peut varier considérablement selon les habitudes et les besoins de chacun.

Au niveau de notre zone d'étude, on constate la présence de plusieurs catégories de consommateurs, ce qui engendre une variété de besoins, à savoir :

II.3.1 Besoins domestique :

Ces besoins domestiques incluent l'utilisation de l'eau pour la boisson, la cuisine, le lavage de la vaisselle et de la literie, ainsi que l'arrosage des jardins.

Plusieurs éléments influencent cette consommation, tels que le niveau de vie, les habitudes, l'accessibilité à l'eau, le climat, le coût de l'eau et la manière dont elle est distribuée (individuellement ou par des bornes fontaines). De plus, elle fluctue d'une année à l'autre en fonction des changements de niveau de vie.

II.3.2 Besoins publics :

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, le lavage des automobiles le nettoyage des marchés, des caniveaux, des hôpitaux, des APC, des banques, des bureaux de poste, etc.

II.3.3 Besoins industriels :

Les entreprises industrielles nécessitent une quantité importante d'eau pour fonctionner. Cette demande en eau varie selon le type de produits fabriqués ou transformés par chaque industrie.

II.3.4 Les besoins scolaires :

Les besoins scolaires désignent les demandes en eau des établissements éducatifs, incluant les écoles primaires, secondaires, publiques ou privées, ainsi que les centres de formation, et autres institutions similaires.

II.3.5 Les besoins commerciaux :

Les besoins commerciaux désignent l'usage de l'eau pour les centres commerciaux, etc.

II.3.6 Les besoins socioculturels et sportifs :

Les besoins socioculturels et sportifs se réfèrent aux quantités d'eau requises par les mosquées, les centres culturels, les bibliothèques, les crèches, les salles de sports et autres institutions similaires.

II.4 Estimation des besoins :

Malgré l'existence de réglementations dans certains pays visant à réguler la consommation d'eau potable, l'évaluation précise de ces demandes repose généralement sur des données statistiques.

Pour garantir une conception optimale des canalisations, il est nécessaire de procéder à une estimation adéquate des besoins en eau de consommation, ce qui permet de prévenir tout surdimensionnement ou sous-dimensionnement des canalisations.

II.4.1 Evaluation des Besoins Domestiques [3]

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

Afin d'élaborer un projet d'alimentation en eau potable, la première étape consiste à évaluer les besoins en eau de l'agglomération. Cette évaluation nécessite la définition des besoins unitaires de chaque type de consommateurs.

Selon PNE (plan national de l'eau) de l'Algérie :

L'évaluation de la quantité d'eau nécessaire pour une agglomération est généralement déterminée en fonction de la catégorie du consommateur, exprimé en litres par habitant par jour, par mètre carré de surface végétale, par mètre cube, par tonne de production, par tête d'animal, par véhicule, etc.

La dotation varie en fonction de divers critères, parmi lesquels :

- La situation de l'agglomération ;
- Le degré de confort des habitants ;
- Les habitudes de la population ;
- La vocation de l'agglomération ;
- La disponibilité de la ressource.

En suivant les hypothèses de calcul de la demande en eau de l'étude d'actualisation du Plan National de l'Eau de 2010 (PNE), la dotation domestique varie dans le temps et selon la typologie de l'agglomération comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

(Source : PNE)

Tableau II.2 : Typologie Agglomérations / strates de population

TYPLOGIE 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 épars:	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source : PNE)

Notre agglomération contient quatre villages :

- Centre-Ville : le nombre d'habitants est **2273** entre (600 et 3000) habitants, l'agglomération est **rural aggloméré**
- Le village Idheriken : le nombre d'habitants est **1313** entre (600 et 3000) habitants, l'agglomération est **rural aggloméré**
- Le village Thinassouine Ivahlal : le nombre d'habitants est **1611** entre (600 et 3000) habitants, l'agglomération est **rural aggloméré**
- Le village Merlot 1-2-3 : le nombre d'habitants est **4446** entre (3000 et 5000) habitants, l'agglomération est **semi rural**

Le processus consiste à calculer la dotation brute à partir de la dotation nette et en tenant compte du son rendement selon l'hypothèse tendancielle.

Le tableau ci-dessous montre l'évolution des dotations domestique nette :

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

Dotations unitaires domestiques et « Autres usages » assimilés enl/j/hab	HYPOTHESE TENDANCIELLE				
	2010	2015	2020	2025	2030
HORIZON					
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 :

- Centre-Ville : une agglomération **rurale agglomérée**, la norme de dotation unitaire nette journalière est fixé **90 l/j/hab** à l'horizon 2030
- Le village Idheriken : une agglomération **rurale agglomérée**, la norme de dotation unitaire nette journalière est fixé **90 l/j/hab** à l'horizon 2030
- Le village Thinassouine Ivahlal : une agglomération **rurale agglomérée**, la norme de dotation unitaire nette journalière est fixé **90 l/j/hab** à l'horizon 2030
- Le village Merlot 1-2-3 : une agglomération **semi rurale**, la norme de dotation unitaire nette journalière est fixé **100 l/j/hab** à l'horizon 2030

Pour estimer la dotation nette à l'horizon 2054, nous traçons la courbe tendancielle des différentes agglomérations :

➤ Pour le Centre-Ville Tazmalt et les deux villages Idheriken et Thinassouine Ivahlal :

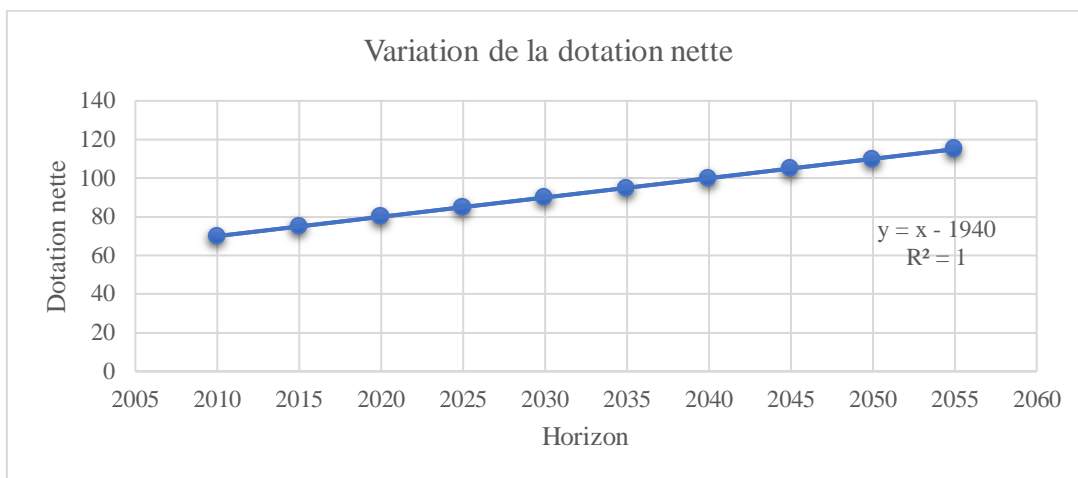


Figure II.2 : Graphique de l'évolution de la dotation nette du Centre-Ville Tazmalt et les deux villages Idheriken et Thinassouine Ivahlal

La dotation nette pour l'année 2054 est estimée à **114 l/j/hab**.

➤ Pour le village Merlot 1-2-3 :

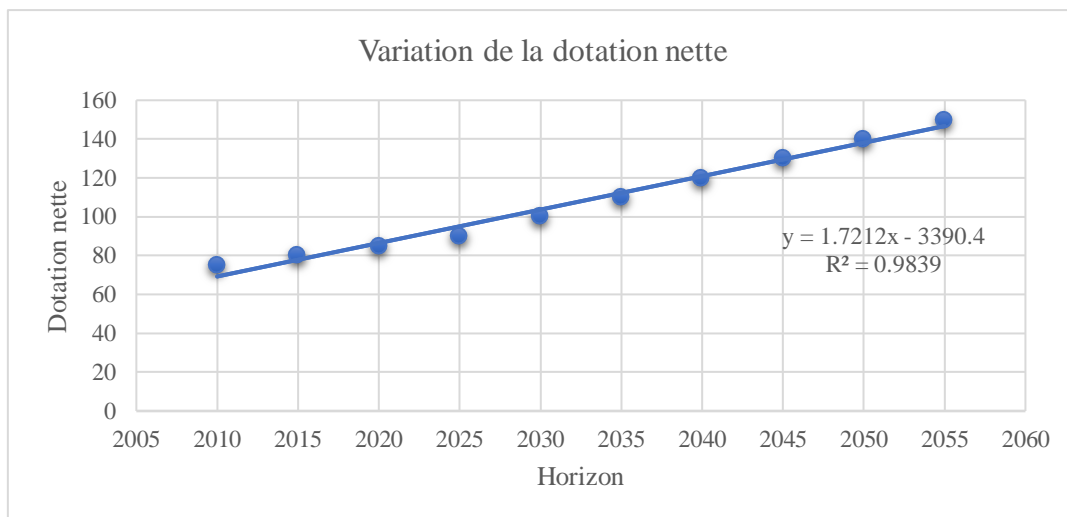


Figure II.3 : Graphique de l'évolution de la dotation nette du Village Merlot 1-2-3

La dotation nette pour l'année 2054 est estimée à **145 l/j/hab**.

II.4.1.2 Rendements des réseaux :

Le rendement des infrastructures hydrauliques, est la différence entre la quantité de ressource brute mobilisée en amont et celle utilisée réellement par le consommateur. Il englobe non seulement les pertes sur le réseau de distribution, mais aussi celles au niveau des installations de traitement et d'adduction.

(Source : PNE)

II.4.1.3 Rendement de distribution :

Le tableau ci-dessous montre l'hypothèse Tendancielle d'évolution des rendements 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 :

Les besoins en eau brutes varient selon les horizons ou les volumes à prélever :

$$\text{Dot brute} = \text{Dot nette} \times 1/\eta \quad \dots\dots\dots \text{(II.2)}$$

Tableau II.5 : La dotation nette et brute en question des différents horizons

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

Tableau II.5 : La dotation nette et brute en question des différents horizons (Suite)

Localité	Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Thinassouine Ivahlal	Dotation (l/j/hab) nette	84	89	99	114
	η	64	69	75	80
	Dotation (l/j/hab) brute	131	129	132	143
Merlot 1-2-3	Dotation (l/j/hab) nette	94	102	119	145
	η	64	69	75	80
	Dotation (l/j/hab) brute	147	148	159	182

II.4.1.4 Besoins journaliers moyens domestiques :

L'évaluation des besoins domestiques en eau potable varient en fonction du niveau de vie, les habitudes de la population, l'accroissement démographique.

La consommation moyenne journalière se détermine en multipliant la dotation par le nombre total des habitants.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i \times D_i}{1000} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{j}} \right) \dots\dots\dots \text{(II.3)}$$

Avec :

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

D_i : dotation journalière en l/j/hab ;

N_i : nombre de consommateurs.

Pour notre étude, les besoins seront évalués en se basant sur les dotations déjà calculées dans les tableaux précédents pour l'année 2054.

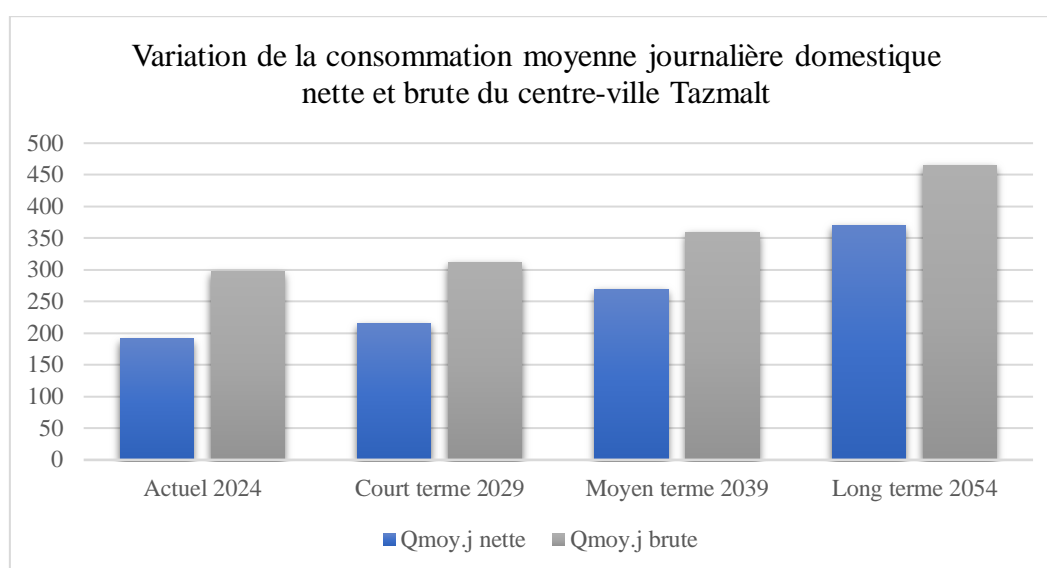
Les tableaux suivants présentent les besoins domestiques de chaque village :

Tableau II.6 : Les besoins moyens journaliers des habitants du Centre-Ville Tazmalt

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Nombre d'habitants	2273	2413	2719	3251
Dotation (l/j/hab) nette	84	89	99	114
$Q_{\text{moy.j}} (\text{m}^3/\text{j})$ nette	190,932	214,757	269,181	370,614

Tableau II.6 : Les besoins moyens journaliers des habitants du Centre-Ville Tazmalt (Suite)

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Dotation (l/j/hab) brute	131	129	132	143
Q_{moy,j} (m³/j) brute	297,763	311,277	358,908	464,893

**Figure II.4** : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du centre-ville Tazmalt**Tableau II.7** : Les besoins moyens journaliers des habitants du village Idheriken

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Nombre d'habitants	1313	1394	1571	1878
Dotation (l/j/hab) nette	84	89	99	114
Q_{moy,j} (m³/j) nette	110,292	124,066	155,529	214,092
Dotation (l/j/hab) brute	131	129	132	143
Q_{moy,j} (m³/j) brute	172,003	179,826	207,372	268,554

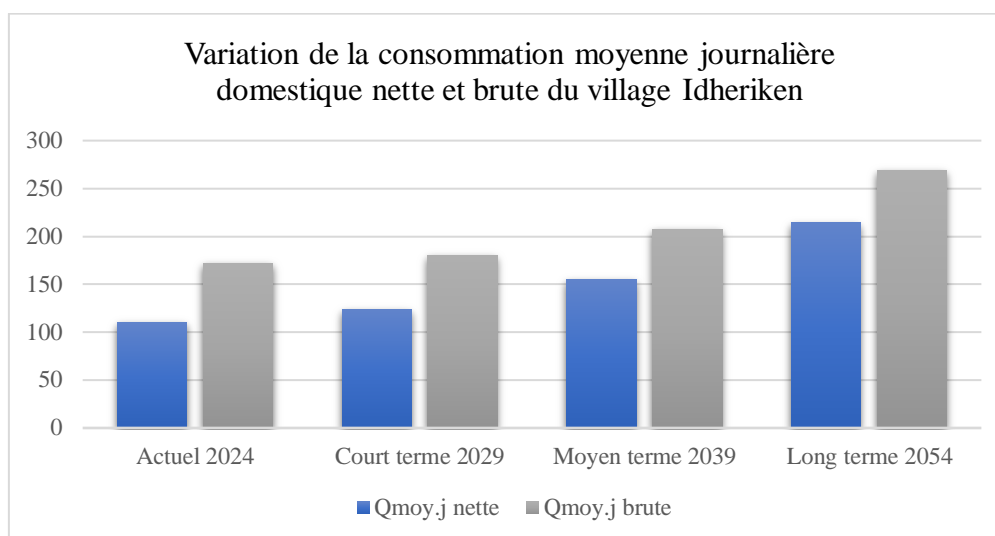


Figure II.5 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Idheriken

Tableau II.8 : Les besoins moyens journaliers des habitants du village Thinassouine Ivahlal

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Nombre d'habitants	1611	1710	1927	2305
Dotation (l/j/hab) nette	84	89	99	114
Q_{moy.j} (m³/j) nette	135,324	152,19	190,773	262,77
Dotation (l/j/hab) brute	131	129	132	143
Q_{moy.j} (m³/j) brute	211,041	220,59	254,364	329,615

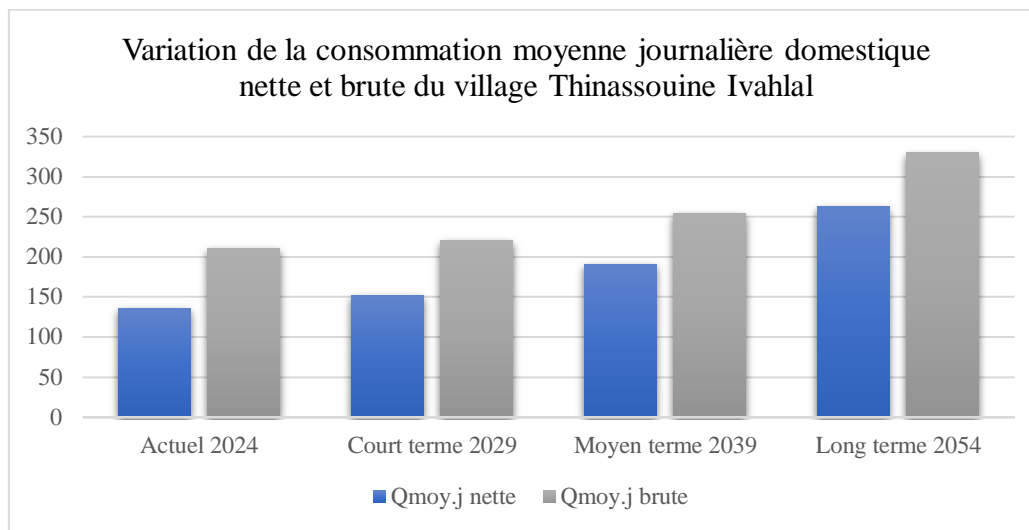


Figure II.6 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Thinassouine Ivahlal

Tableau II.9 : Les besoins moyens journaliers des habitants du village Merlot 1-2-3

Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Nombre d'habitants	4446	4720	5318	6359
Dotation (l/j/hab) nette	94	102	119	145
Q _{moy.j} (m³/j) nette	417,924	481,44	632,842	922,055
Dotation (l/j/hab) brute	147	148	159	182
Q _{moy.j} (m³/j) brute	653,562	698,56	845,562	1157,338

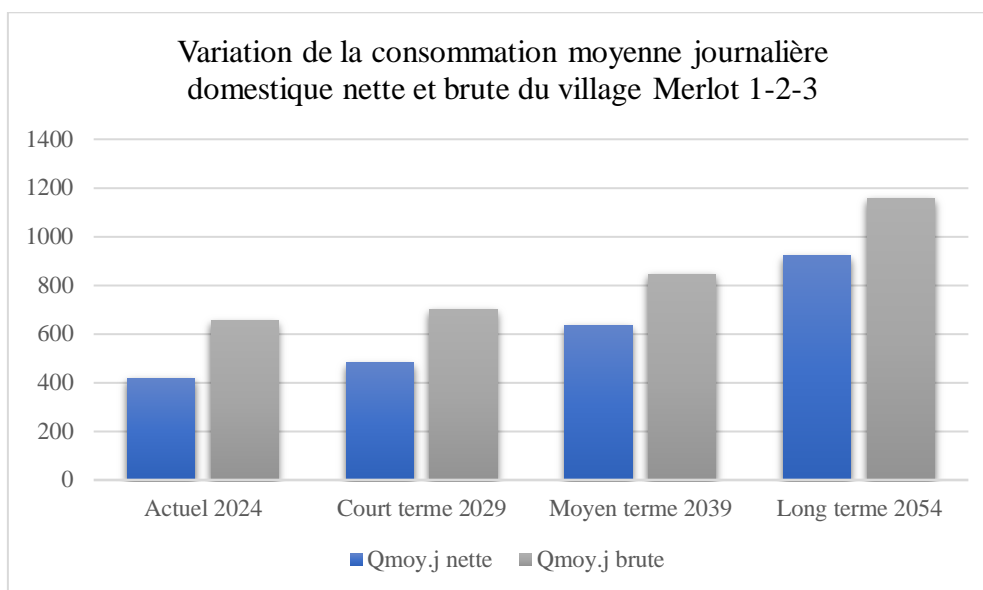


Figure II.7 : Graphique de l'évolution de la consommation moyenne journalière domestique nette et brute du village Merlot 1-2-3

II.4.2 Evaluation des besoins des équipements :

II.4.2.1 Besoins scolaires :

Les besoins en eau des établissements scolaires sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Besoins en eau des équipements scolaires de la zone d'étude

Village	Type d'équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/unité/j)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Centre-ville	Ecole primaire	2	Elève	1082	20	21,64
	CEM	2	Elève	1342	20	26,84
	Lycée	1	Elève	745	20	14,9
Total						63,38
Idheriken	Ecole primaire	1	Elève	214	20	4,28
Total						4,28
Merlot 1-2-3	Ecole primaire	1	Elève	455	20	9,1
	CEM	1	Elève	810	20	16,2
	Lycée	1	Elève	755	20	15,1
Total						40,4
Besoins scolaires des villages						108,06

(Source : APC Tazmalt)

II.4.2.2 Besoins sanitaires :

Les besoins en eau des établissements sanitaires sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Besoins en eau des équipements sanitaires de la zone d'étude

Village	Type d'équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/unité/j)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Centre-ville	Salle de soins	1	Patient	40	15	0,6
Total						0,6
Merlot 1-2-3	Polyclinique	1	Patient	150	15	2,25
	Maternités	1	Lit	25	500	12,5
Total						14,75
Besoins sanitaires des villages						15,35

(Source : APC Tazmalt)

II.4.2.3 Besoins administratifs :

Le tableau suivant résume les besoins en eau des administrations de la zone d'étude :

Tableau II.12: Besoins en eau des équipements administratifs

Village	Type d'équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/unité/j)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Centre-ville	Siège APC	1	Employé	40	15	0,6
	Banque	3	Employé	75	15	1,125
	CNAS	1	Employé	15	15	0,225
	Siège subdivision hydraulique	1	Employé	13	15	0,195
	Siège sonalgaz	1	Employé	32	15	0,48
	Poste	1	Employé	18	15	0,27
	Centre d'impôts	1	Employé	14	15	0,21
	ANEM	1	Employé	12	15	0,18
	CASNOS	1	Employé	10	15	0,15
Total						3,435
Thinassouine Ivahlal	Naftal	1	Employé	32	15	0,48
Total						0,48

(Source : APC Tazmalt)

Tableau II.12: Besoins en eau des équipements administratifs (Suite)

Village	Type d'équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/unité/j)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Merlot 1-2-3	Daïra	1	Employé	50	15	0,75
Total						0,75
Besoins administratifs des villages						4,665

(Source : APC Tazmalt)

II.4.2.4 Besoins culturels et sportifs et socioculturels :

Les besoins de la catégorie socioculturelle sont :

Tableau II.13: Besoins en eau des équipements culturels, sportifs et socioculturels

Village	Type d'équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/unité/j)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Centre-ville	Salle de sport	1	Sportif	125	50	6,25
	Maison de jeune	1	Jeune	150	05	0,75
	Mosquée	1	Fidèle	850	20	17
	Jardin public	1	m ²	1000	10	10
Total						34
Idheriken	Mosquée	1	Fidèle	220	20	4,4
Total						4,4
Merlot 1-2-3	Salle de sport	1	Sportif	100	50	5
	Complexe sportif	1	Sportif	350	50	17,5
	Mosquée	1	Fidèle	1000	20	20
Total						42,5
Besoins culturels, sportifs et socioculturels des villages						80,9

(Source : APC Tazmalt)

II.4.2.5 Besoins commerciaux :

Le tableau ci-dessous présente les besoins en eau des équipements commerciaux de la zone d'étude :

Tableau II.14: Besoins en eau des équipements commerciaux

Village	Type d'équipement	Quantité	Unité	Nombre	Dotation (l/unité/j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Centre-ville	Café	3	Unité	3	600	1,8
	Restaurant	7	Unité	7	1000	7
	Boucherie	1	Unité	1	200	0,2
	Pâtisserie	1	Unité	1	1000	1
	Pharmacie	1	Employé	10	15	0,15
	Centre commercial	1	m ²	1500	05	7,5
Total						17,65
Idheriken	Restaurant	1	Unité	1	1000	1
	Café	1	Unité	1	600	0,6
	Marché	1	m ²	500	05	2,5
Total						4,1
Thinassouine	Station de lavage	2	Voiture	25	150	3,75
Ivahlal	Café	1	Unité	1	600	0,6
Total						4,35
Merlot 1-2-3	Restaurant	6	Unité	6	1000	6
	Café	2	Unité	2	600	1,2
	Boulangerie	1	Unité	1	1000	1
	Pâtisserie	2	Unité	2	1000	2
	Boucherie	2	Unité	2	200	0,4
	Pharmacie	2	Employé	17	15	0,255
	Hôtel	1	Lit	30	120	3,6
Total						14,455
Besoins commerciaux des villages						40,555

(Source : APC Tazmalt)

II.4.2.6 Les besoins en eau des équipements totaux :

Pour les besoins d'équipements, nous allons considérer des taux de majoration globaux de 10 %, 20 % et 30 % respectivement d'après l'APC de Tazmalt.

Tableau II.15: Besoins en eau des équipements du Centre-ville Tazmalt

Consommation moyenne journalière des équipements du Centre-ville Tazmalt (m³/j)				
Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Taux de majoration (%)		10	20	30
Besoins nets des équipements	119,065	130,972	142,878	154,785
η (%)	64	69	75	80
Besoins bruts des équipements	186,039	189,814	190,504	193,481

Tableau II.16: Besoins en eau des équipements du village Idheriken

Consommation moyenne journalière des équipements du village Idheriken (m³/j)				
Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Taux de majoration (%)		10	20	30
Besoins nets des équipements	12,78	14,058	15,336	16,614
η (%)	64	69	75	80
Besoins bruts des équipements	19,969	20,374	20,448	20,768

Tableau II.17: Besoins en eau des équipements du village Thinassouine Ivahlal

Consommation moyenne journalière des équipements du village Thinassouine Ivahlal (m³/j)				
Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Taux de majoration (%)		10	20	30
Besoins nets des équipements	4,83	5,313	5,796	6,279
η (%)	64	69	75	80
Besoins bruts des équipements	7,547	7,7	7,728	7,849

Tableau II.18: Besoins en eau des équipements du village Merlot 1-2-3

Consommation moyenne journalière des équipements du village Merlot 1-2-3 (m³/j)				
Horizon	Actuel 2024	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2054
Taux de majoration (%)		10	20	30
Besoins nets des équipements	112,855	124,141	135,426	146,712
Π (%)	64	69	75	80
Besoins bruts des équipements	176,336	179,914	180,568	183,3893

II.4.3 Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

Après avoir étudié et évalué les besoins moyens journaliers de chaque localité à l'horizon 2054, les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.19: Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers

Localité	Désignation	Consommation moyenne journalière (m³/j) (Actuel 2024)	Consommation moyenne journalière (m³/j) (Long terme 2054)
Centre-Ville	Domestique	297,763	464,893
	Equipement	186,039	193,481
	total	483,802	658,374
Idheriken	Domestique	172,003	268,554
	Equipement	19,969	20,768
	total	191,972	289,322
Thinassouine Ivahlal	Domestique	211,041	329,615
	Equipement	7,547	7,849
	total	218,588	337,464
Merlot 1-2-3	Domestique	653,562	1157,338
	Equipement	176,336	183,389
	total	829,898	1340,727
Total		1724.260	2625,886

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

Avant d'entamer tout projet, il est essentiel de comprendre le régime de consommation de l'agglomération. Cela nous permettra d'avoir un aperçu du fonctionnement de l'ensemble du système d'alimentation en eau potable, ainsi que sur leur dimensionnement.

II.5.1 Variation de la consommation :

Les débits de consommation peuvent être affectés par divers changements dans le temps, nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du développement de l'agglomération et du niveau de vie ;
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;
- Variation hebdomadaire de la consommation varient en fonction des jours de la semaine, avec une demande plus élevée en début de semaine par rapport aux week-ends ;
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine (jour de marché par exemple) où la consommation est la plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population durant la journée. Par exemple, au lever du jour, la demande est minimale, puis elle augmente progressivement d'heure en heure jusqu'à atteindre la pointe.

II.5.1.1 Etude de variation des débits journaliers :

Pendant l'année, la consommation d'eau fluctue autour de sa moyenne journalière, atteignant un pic à un certain moment et descendant au plus bas à un autre moment. Ces fluctuations sont marquées par des coefficients d'irrégularité $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$, reflétant respectivement les valeurs maximales et minimales de consommation.

II.5.1.1.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne calculée, on peut déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est le coefficient d'irrégularité journalier maximum notée $K_{\max,j}$

Ce débit correspond à la journée de consommation la plus élevée de l'année, constitue le point de départ essentiel pour les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il sert de référence pour déterminer les capacités nécessaires du réservoir et de la station de pompage.

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j) ;

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3.

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

Tableau II.20 : Besoins maximums journaliers des différents horizons

Localité	Débit moyen journalier $Q_{\text{moy},j}$ [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
Centre-Ville	483,802	658,374	1,2	580,562	790,048
Idheriken	191,972	289,322		230,366	347,186
Thinassouine Ivahlal	218,588	337,464		262,305	404,957
Merlot 1-2-3	829,898	1340,727		995,878	1608,873
Total	1724,260	2625,886		2069,112	3151,064

II.5.1.1.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

Pendant l'année, il s'agit du débit de la journée où la consommation est minimale :

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

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j) ;

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier qui dépend de l'importance de l'agglomération et le rendement des réseaux, sa valeur est comprise entre 0,7 et 0,9.

Dans notre étude on prend : $K_{\min,j} = 0,8$

Tableau II.21 : Besoins minimums journaliers des différents horizons

Localité \ Nature de la Consommation	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
Centre-Ville	483,802	658,374	0,8	387,042	526,699
Idheriken	191,972	289,322		153,577	231,457
Thinassouine Ivahlal	218,588	337,464		174,870	269,971
Merlot 1-2-3	829,898	1340,727		663,918	1072,582
Total	1724,260	2625,886		1379,408	2100,709

II.5.1.2 Etude des variations des débits horaires :

Les débits horaires sont habituellement évalués en tenant compte de l'évolution démographique, les habitudes des habitants, ainsi que le régime de consommation probable. Ces fluctuations de consommation sont représentées par des coefficients d'irrégularité maximal et minimal.

II.5.1.2.1 Débit moyen horaire :

Le volume d'eau utilisé dans une agglomération fluctue d'une heure à l'autre. La somme des débits horaires nous donne la consommation maximale journalière.

La formule ci-dessous définit la consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \dots\dots\dots (III.6)$$

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;

$Q_{moy,h}$: consommation moyenne horaire (m³/h).

Tableau II.22 : Consommation moyenne horaire en fonction des différents horizons

Localité \ Nature de la Consommation	Débit moyen horaire $Q_{moy,h}$ [m ³ /h]	
	Actuel 2024	Long terme 2054
Centre-Ville	24,190	32,919
Idheriken	9,599	14,466

Tableau II.22 : Consommation moyenne horaire en question des différents horizons (Suite)

Localité \ Nature de la Consommation	Débit moyen horaire $Q_{moy.h}$ [m ³ /h]	
	Actuel 2024	Long terme 2054
Thinassouine Ivahlal	10,929	16,873
Merlot 1-2-3	41,495	67,036
Total	86,213	131,294

II.5.1.2.2 Débit maximum horaire :

Ce débit représente l'heure de pointe, l'heure où la demande est maximale pendant la journée, et il est pris en compte lors de la conception et dimensionnement du réseau de distribution.

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (III.7)$$

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.

En fonction des caractéristiques de l'agglomération, le coefficient horaire maximal peut-être subdivisé en deux autres coefficients, lesquels varient en fonction des particularités propres à cette agglomération.

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (III.8)$$

Tel que :

- α_{max} : coefficient prenant en considération l'évolution industrielle ainsi que les habitudes de la population. Il varie de 1,2 à 1,4 ;
- β_{max} : coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population.

Tableau II.23 : 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 tableaux suivants résument les débits maximums horaires des localités formant la zone d'étude :

➤ **L'horizon actuel 2024 :**

Tableau II.24 : Consommation maximale horaire actuelle 2024

Localité	Q _{moy.h} [m ³ /h]	α _{max}	β _{max}	K _{max.h}	Q _{max.h} [m ³ /h]
Centre-Ville	24,190	1,2	1,6454	1,97448	47,763
Idheriken	9,599	1,2	1,8748	2,24976	21,595
Thinassouine Ivahlal	10,929	1,2	1,7778	2,13336	23,316
Merlot 1-2-3	41,495	1,2	1,4777	1,77324	73,580
Total	86,213	/	/	/	166,254

➤ **L'horizon actuel 2054 :**

Tableau II.25 : 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]
Centre-Ville	32,919	1,2	1,5499	1,85988	61,225
Idheriken	14,466	1,2	1,7244	2,06928	29,934
Thinassouine Ivahlal	16,873	1,2	1,639	1,9668	33,186
Merlot 1-2-3	67,036	1,2	1,371	1,6452	110,288
Total	131,294	/	/	/	234,634

II.5.1.2.3 Débit minimum horaire :

La détermination de ce débit a une importance cruciale dans le dimensionnement mécanique des conduites ainsi que dans la détection et la quantification des fuites.

La consommation minimale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} \times Q_{\text{moy.h}} \dots\dots\dots \text{(III.9)}$$

Avec :

Q_{min.h} : consommation minimale horaire (m³/h) ;

Q_{moy.h} : consommation moyenne horaire(m³/h) ;

K_{min.h} : coefficient d'irrégularité horaire minimale.

Le coefficient d'irrégularité horaire minimale est défini par la formule ci-dessous :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \dots\dots\dots (III.10)$$

Tel que :

α_{\min} : coefficient tenant compte des confort des conditions locales et du niveau de développement.

Il varie de 0,4 à 0,6 ;

β_{\min} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Tableau II.26 : Valeurs de β_{\min} 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 tableaux suivants résument les débits minimums horaires des localités formant la zone d'étude :

➤ **L'horizon actuel 2024 :**

Tableau II.27 : Consommation minimale horaire actuelle 2024

Localité	$Q_{\text{moy,h}}$ [m ³ /h]	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ [m ³ /h]
Centre-Ville	24,190	0,5	0,1	0,05	1,210
Idheriken	9,599	0,4	0,1	0,04	0,384
Thinassouine Ivahlal	10,929	0,4	0,1	0,04	0,437
Merlot 1-2-3	41,495	0,5	0,2112	0,1056	4,382
Total	86,213	/	/	/	6,412

➤ **L'horizon 2054 :**

Tableau II.28 : Consommation minimale horaire à l'horizon 2054

Localité	$Q_{\text{moy,h}}$ [m ³ /h]	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ [m ³ /h]
Centre-Ville	32,919	0,5	0,1501	0,07505	2,471
Idheriken	14,466	0,4	0,1	0,04	0,579
Thinassouine Ivahlal	16,873	0,4	0,1	0,04	0,675
Merlot 1-2-3	67,036	0,5	0,2635	0,13175	8,832
Total	131,294	/	/	/	12,556

II.5.1.3 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant :

Nous étudions la variation horaire de la consommation de notre zone d’étude, en se basant sur le tableau ci-dessous, la variation horaire du débit est calculée en pourcentage du débit maximal journalier. Pour notre aire d’étude, nous devons élaborer une répartition horaire du débit maximal journalier. Les coefficients de consommation horaire sont ajustés en fonction de la population de chaque localité.

Avec :

$$Q_h = \frac{P \% \times Q_{\max,j}}{100} \dots\dots\dots (II.11)$$

Tel que :

Q_h : débit horaire nécessaire [m³/h] ;

P % : pourcentage horaire ;

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier [m³/j].

Les débits horaires en fonction du nombre d’habitants définissent dans Annexe II.1

Pour les quatre villages, nous avons choisi une répartition de moins de 10000.

➤ **Le Centre-Ville :**

Tableau II.30 : Débits horaires du Centre-Ville Tazmalt des différents horizons

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)
0-1	1	5,8056248	1	5,80562476	1	7,9004836	1	7,90048356
1-2	1	5,8056248	2	11,6112495	1	7,9004836	2	15,8009671
2-3	1	5,8056248	3	17,4168743	1	7,9004836	3	23,7014507
3-4	1	5,8056248	4	23,222499	1	7,9004836	4	31,6019342
4-5	2	11,61125	6	34,8337486	2	15,800967	6	47,4029014
5-6	3	17,416874	9	52,2506228	3	23,701451	9	71,104352
6-7	5	29,028124	14	81,2787466	5	39,502418	14	110,60677
7-8	6,5	37,736561	20,5	119,015308	6,5	51,353143	20,5	161,959913
8-9	6,5	37,736561	27	156,751869	6,5	51,353143	27	213,313056
9-10	5,5	31,930936	32,5	188,682805	5,5	43,45266	32,5	256,765716
10-11	4,5	26,125311	37	214,808116	4,5	35,552176	37	292,317892

Tableau II.30 : Débits horaires du Centre-Ville Tazmalt des différents horizons (Suite)

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)
11-12	5,5	31,930936	42,5	246,739052	5,5	43,45266	42,5	335,770551
12-13	7	40,639373	49,5	287,378426	7	55,303385	49,5	391,073936
13-14	7	40,639373	56,5	328,017799	7	55,303385	56,5	446,377321
14-15	5,5	31,930936	62	359,948735	5,5	43,45266	62	489,829981
15-16	4,5	26,125311	66,5	386,074047	4,5	35,552176	66,5	525,382157
16-17	5	29,028124	71,5	415,10217	5	39,502418	71,5	564,884575
17-18	6,5	37,736561	78	452,838731	6,5	51,353143	78	616,237718
18-19	6,5	37,736561	84,5	490,575292	6,5	51,353143	84,5	667,590861
19-20	5	29,028124	89,5	519,603416	5	39,502418	89,5	707,093279
20-21	4,5	26,125311	94	545,728727	4,5	35,552176	94	742,645455
21-22	3	17,416874	97	563,145602	3	23,701451	97	766,346905
22-23	2	11,61125	99	574,756851	2	15,800967	99	782,147872
23-24	1	5,8056248	100	580,562476	1	7,9004836	100	790,048356
Somme	100	580,56248			100	790,048356		

A partir de ce tableau on trace :

- Le graphique de consommation ;
- La courbe de la consommation intégrale.

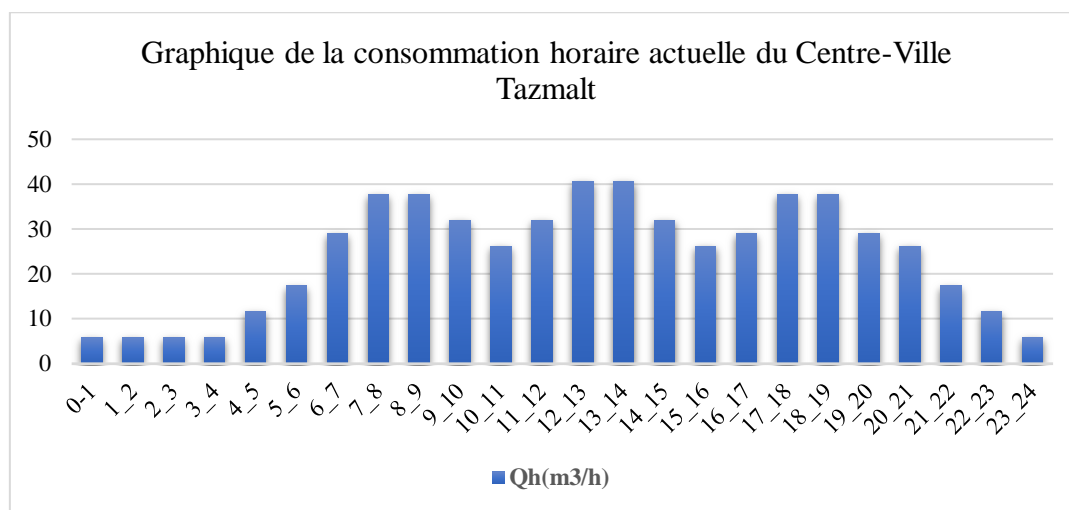


Figure II.8 : Graphique de variation du débit horaire actuel du Centre-Ville Tazmalt

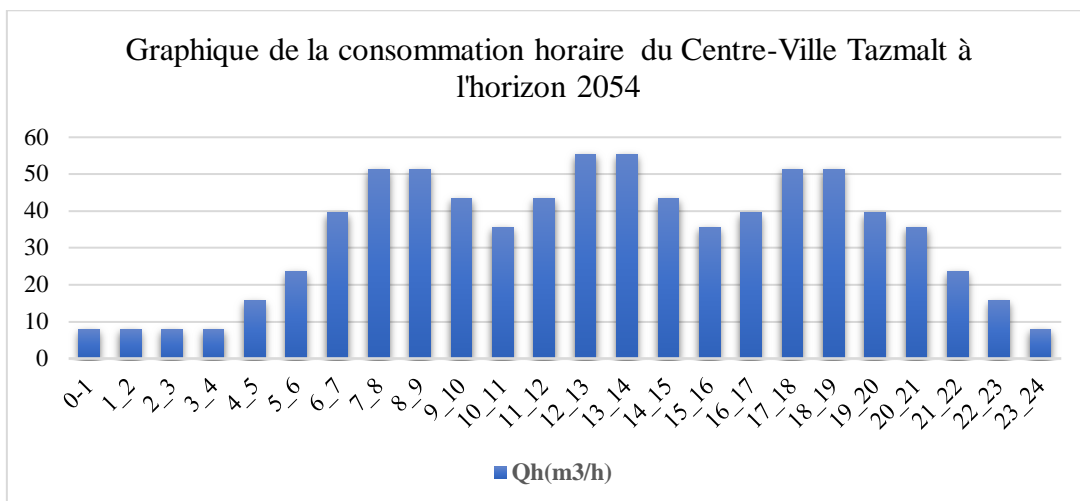


Figure II.9 : Graphique de variation du débit horaire du Centre-Ville Tazmalt à l'horizon 2054

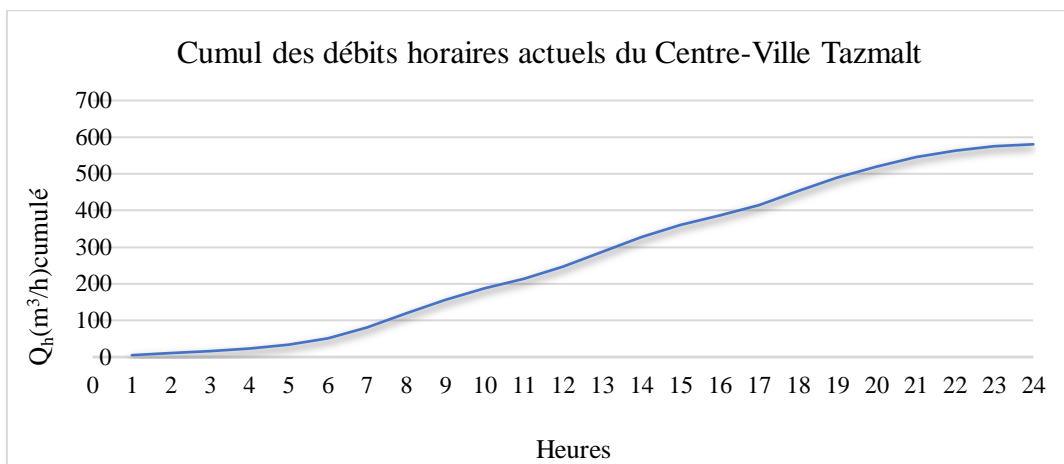


Figure II.10 : Courbe de cumul des débits horaires actuels du Centre-Ville Tazmalt

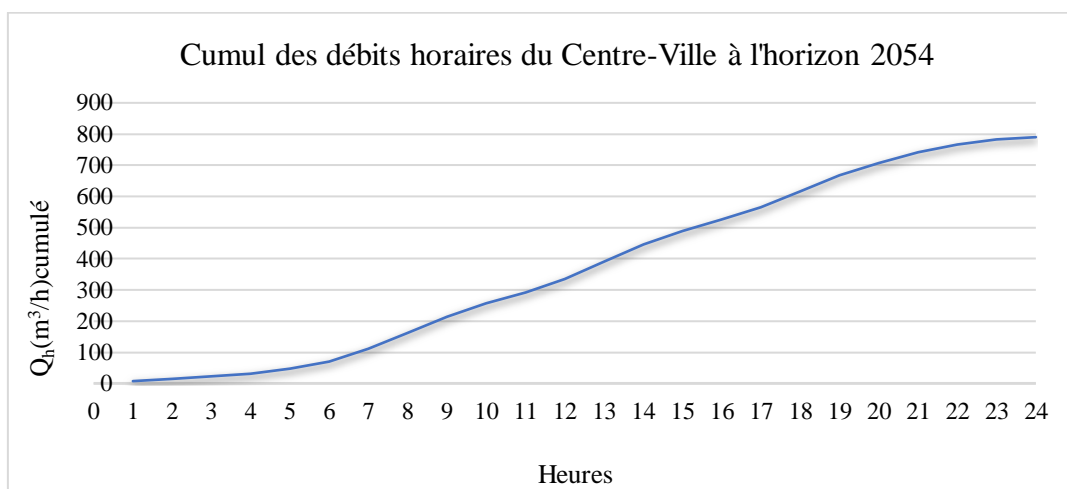


Figure II.11 : Courbe de cumul des débits horaires du Centre-Ville Tazmalt à l'horizon 2054

➤ Le village Idheriken :

Tableau II.31 : Débits horaires du village Idheriken des différents horizons

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)
0-1	1	2,303661	1	2,303661	1	3,471858	1	3,471858
1-2	1	2,303661	2	4,607322	1	3,471858	2	6,943716
2-3	1	2,303661	3	6,910983	1	3,471858	3	10,415574
3-4	1	2,303661	4	9,214644	1	3,471858	4	13,887432
4-5	2	4,607322	6	13,821966	2	6,943716	6	20,831148
5-6	3	6,910983	9	20,732949	3	10,415574	9	31,246722
6-7	5	11,518305	14	32,251254	5	17,35929	14	48,606012
7-8	6,5	14,973797	20,5	47,2250505	6,5	22,567077	20,5	71,173089
8-9	6,5	14,973797	27	62,198847	6,5	22,567077	27	93,740166
9-10	5,5	12,670136	32,5	74,8689825	5,5	19,095219	32,5	112,835385
10-11	4,5	10,366475	37	85,235457	4,5	15,623361	37	128,458746
11-12	5,5	12,670136	42,5	97,9055925	5,5	19,095219	42,5	147,553965
12-13	7	16,125627	49,5	114,03122	7	24,303006	49,5	171,856971
13-14	7	16,125627	56,5	130,156847	7	24,303006	56,5	196,159977
14-15	5,5	12,670136	62	142,826982	5,5	19,095219	62	215,255196
15-16	4,5	10,366475	66,5	153,193457	4,5	15,623361	66,5	230,878557
16-17	5	11,518305	71,5	164,711762	5	17,35929	71,5	248,237847
17-18	6,5	14,973797	78	179,685558	6,5	22,567077	78	270,804924
18-19	6,5	14,973797	84,5	194,659355	6,5	22,567077	84,5	293,372001
19-20	5	11,518305	89,5	206,17766	5	17,35929	89,5	310,731291
20-21	4,5	10,366475	94	216,544134	4,5	15,623361	94	326,354652
21-22	3	6,910983	97	223,455117	3	10,415574	97	336,770226
22-23	2	4,607322	99	228,062439	2	6,943716	99	343,713942
23-24	1	2,303661	100	230,3661	1	3,471858	100	347,1858
Somme	100	230,3661			100	347,1858		

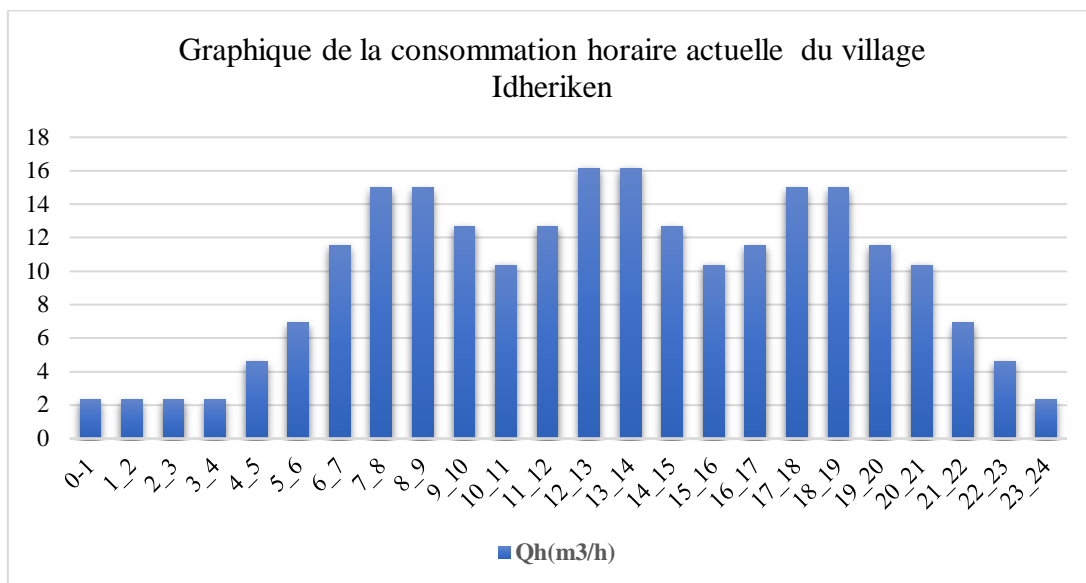


Figure II.12 : Graphique de variation du débit horaire actuel du village Idheriken

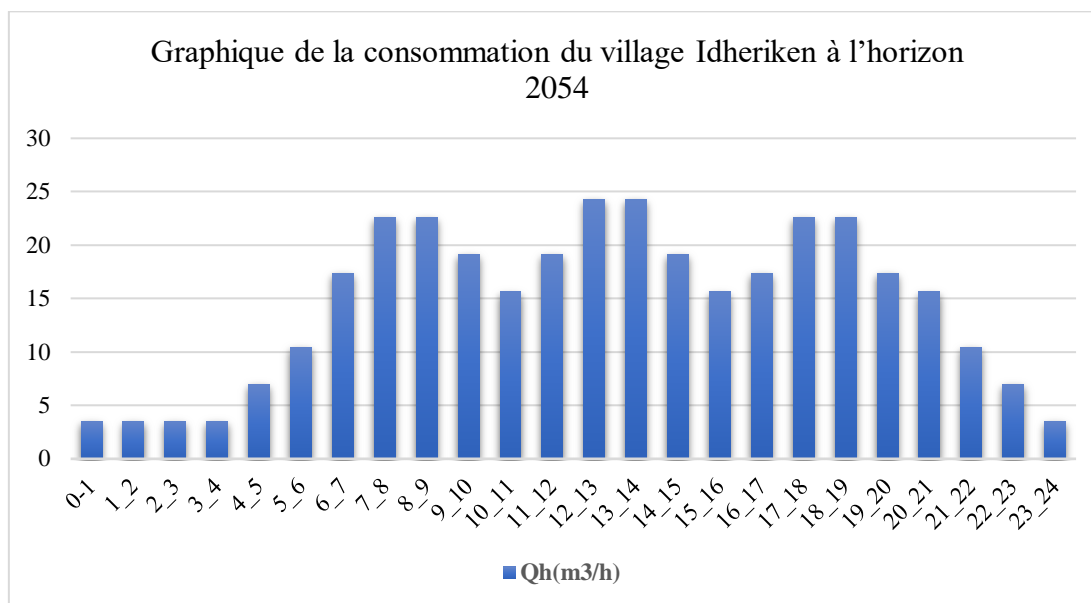


Figure II.13 : Graphique de variation du débit horaire du village Idheriken à l'horizon 2054

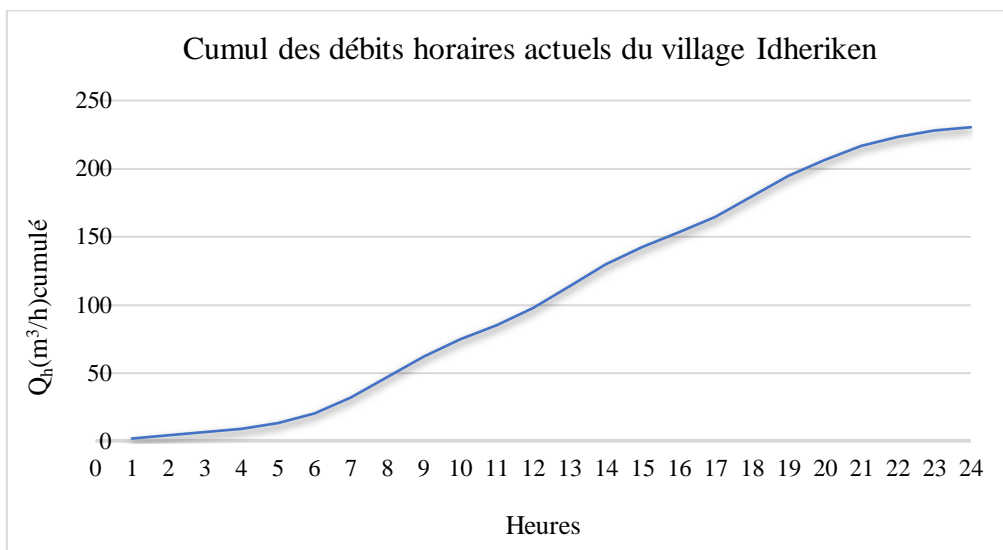


Figure II.14 : Courbe de la consommation intégrale actuelle du village Idheriken

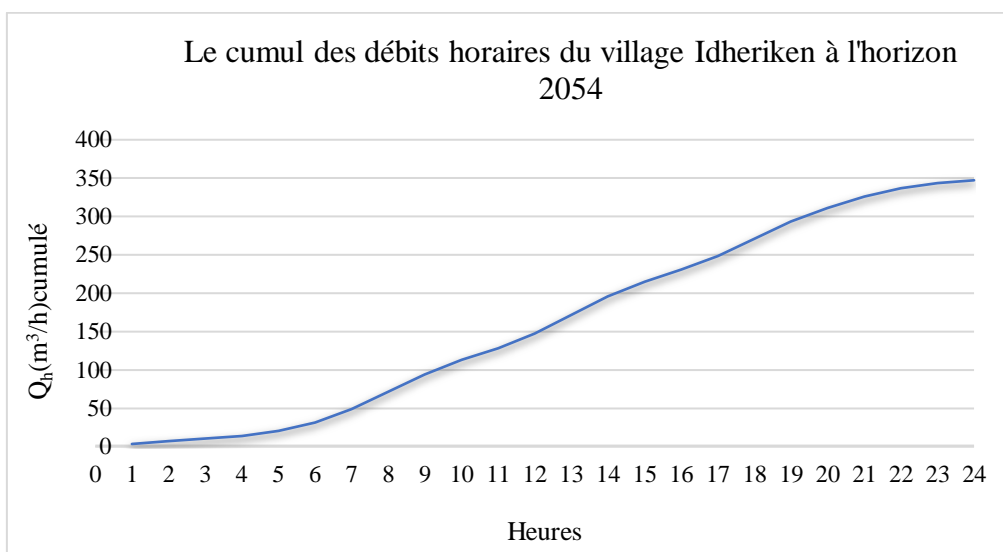


Figure II.15 : Courbe de la consommation intégrale du village Idheriken à l'horizon 2054

➤ Le village Thinassouine Ivahlal :

Tableau II.32 : Débits horaires du village Thinassouine Ivahlal des différents horizons

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)
0-1	1	2,6230545	1	2,6230545	1	4,049565	1	4,049565
1-2	1	2,6230545	2	5,246109	1	4,049565	2	8,09913
2-3	1	2,6230545	3	7,8691635	1	4,049565	3	12,148695
3-4	1	2,6230545	4	10,492218	1	4,049565	4	16,19826
4-5	2	5,246109	6	15,738327	2	8,09913	6	24,29739
5-6	3	7,8691635	9	23,6074905	3	12,148695	9	36,446085
6-7	5	13,115273	14	36,722763	5	20,247825	14	56,69391
7-8	6,5	17,049854	20,5	53,7726173	6,5	26,322173	20,5	83,0160825
8-9	6,5	17,049854	27	70,8224715	6,5	26,322173	27	109,338255
9-10	5,5	14,4268	32,5	85,2492713	5,5	22,272608	32,5	131,610863
10-11	4,5	11,803745	37	97,0530165	4,5	18,223043	37	149,833905
11-12	5,5	14,4268	42,5	111,479816	5,5	22,272608	42,5	172,106513
12-13	7	18,361382	49,5	129,841198	7	28,346955	49,5	200,453468
13-14	7	18,361382	56,5	148,202579	7	28,346955	56,5	228,800423
14-15	5,5	14,4268	62	162,629379	5,5	22,272608	62	251,07303
15-16	4,5	11,803745	66,5	174,433124	4,5	18,223043	66,5	269,296073
16-17	5	13,115273	71,5	187,548397	5	20,247825	71,5	289,543898
17-18	6,5	17,049854	78	204,598251	6,5	26,322173	78	315,86607
18-19	6,5	17,049854	84,5	221,648105	6,5	26,322173	84,5	342,188243
19-20	5	13,115273	89,5	234,763378	5	20,247825	89,5	362,436068
20-21	4,5	11,803745	94	246,567123	4,5	18,223043	94	380,65911
21-22	3	7,8691635	97	254,436287	3	12,148695	97	392,807805
22-23	2	5,246109	99	259,682396	2	8,09913	99	400,906935
23-24	1	2,6230545	100	262,30545	1	4,049565	100	404,9565
Somme	100	262,30545			100	404,9565		

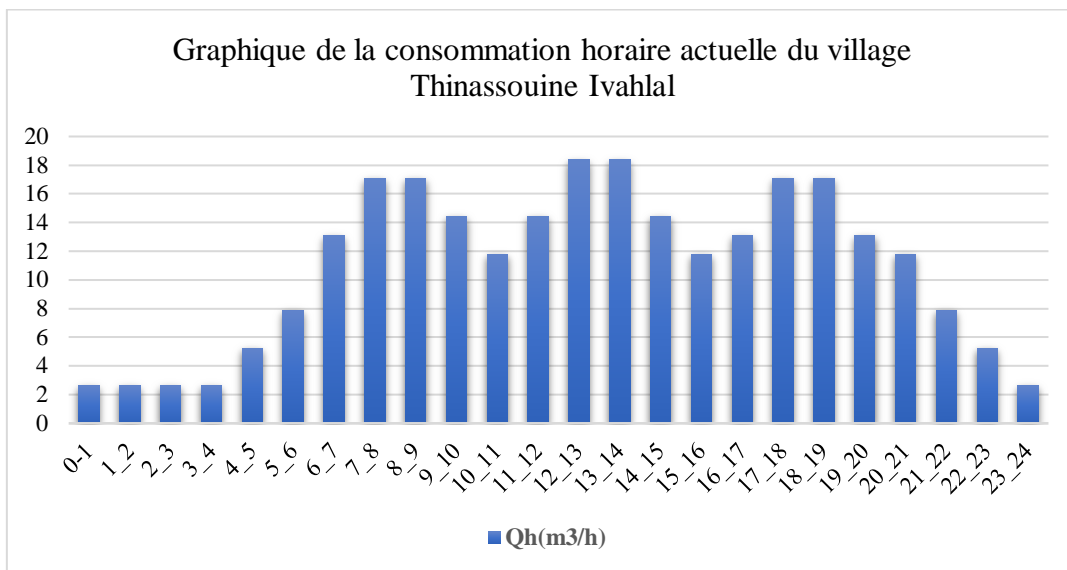


Figure II.16 : Graphique de variation du débit horaire actuel du village Thinassouine Ivahlal

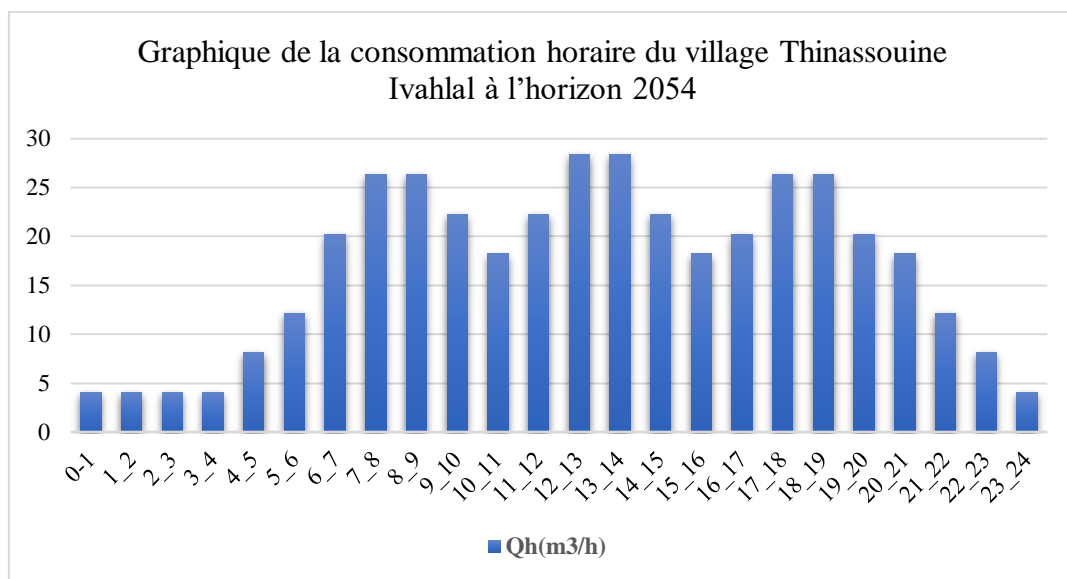


Figure II.17 : Graphique de variation du débit horaire du village Thinassouine Ivahlal à l'horizon 2054

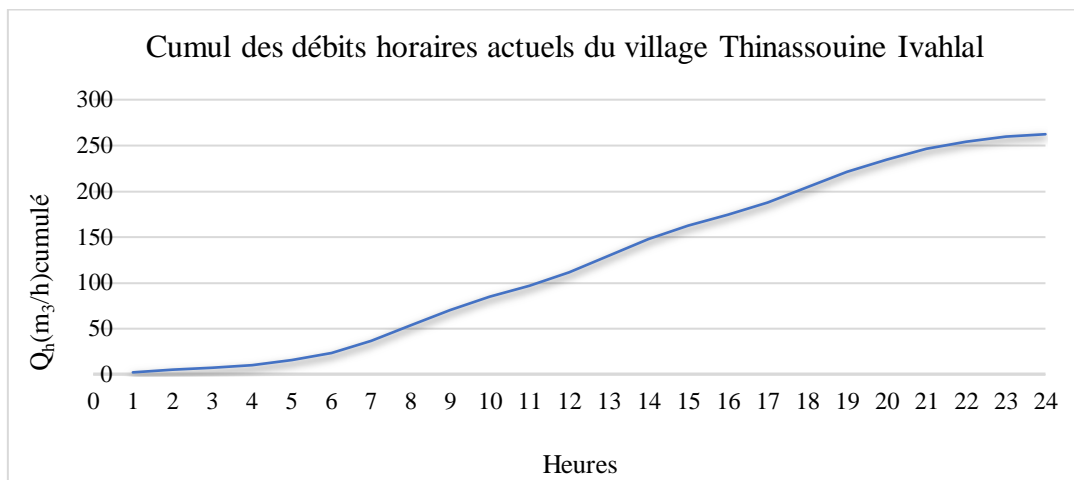


Figure II.18 : Courbe de cumul des débits horaires actuels du village Thinassouine Ivahlal

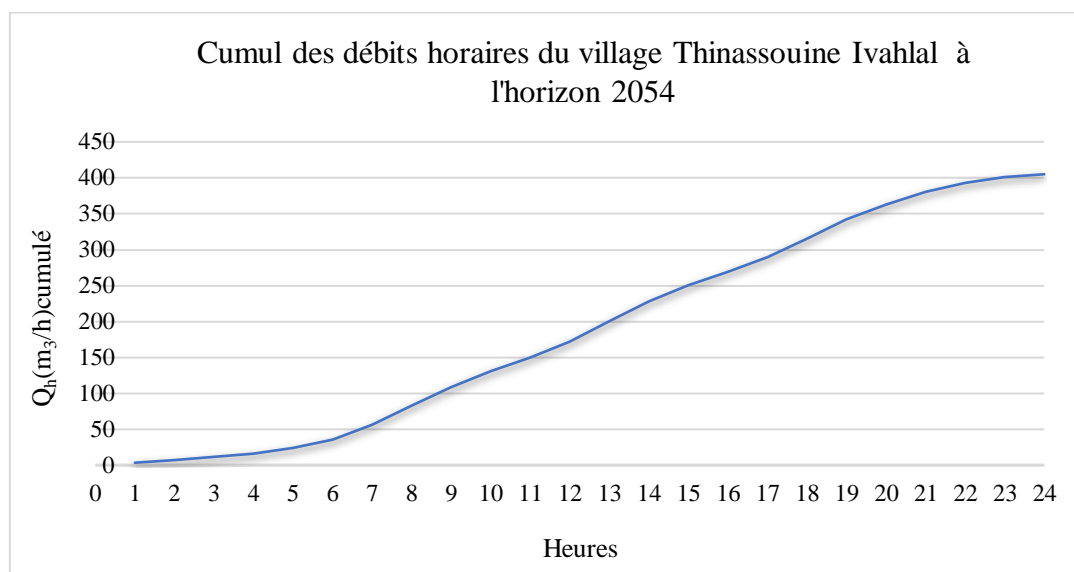


Figure II.19 : Courbe de cumul des débits horaires du village Thinassouine Ivahlal à l'horizon 2054

➤ Le village Merlot 1-2-3 :

Tableau II.33 : Débits horaires du village Merlot 1-2-3 des différents horizons

Heures	Consommation de l'agglomération 2024		Cumul 2024		Consommation de l'agglomération 2054		Cumul 2054	
	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)	C%	Q _h (m ³ /h)
0-1	1	9,9587753	1	9,95877526	1	16,088729	1	16,0887288
1-2	1	9,9587753	2	19,9175505	1	16,088729	2	32,1774576
2-3	1	9,9587753	3	29,8763258	1	16,088729	3	48,2661864
3-4	1	9,9587753	4	39,835101	1	16,088729	4	64,3549152
4-5	2	19,917551	6	59,7526516	2	32,177458	6	96,5323728
5-6	3	29,876326	9	89,6289773	3	48,266186	9	144,798559
6-7	5	49,793876	14	139,422854	5	80,443644	14	225,242203
7-8	6,5	64,732039	20,5	204,154893	6,5	104,57674	20,5	329,81894
8-9	6,5	64,732039	27	268,886932	6,5	104,57674	27	434,395678
9-10	5,5	54,773264	32,5	323,660196	5,5	88,488008	32,5	522,883686
10-11	4,5	44,814489	37	368,474685	4,5	72,39928	37	595,282966
11-12	5,5	54,773264	42,5	423,247949	5,5	88,488008	42,5	683,770974
12-13	7	69,711427	49,5	492,959375	7	112,6211	49,5	796,392076
13-14	7	69,711427	56,5	562,670802	7	112,6211	56,5	909,013177
14-15	5,5	54,773264	62	617,444066	5,5	88,488008	62	997,501186
15-16	4,5	44,814489	66,5	662,258555	4,5	72,39928	66,5	1069,90047
16-17	5	49,793876	71,5	712,052431	5	80,443644	71,5	1150,34411
17-18	6,5	64,732039	78	776,78447	6,5	104,57674	78	1254,92085
18-19	6,5	64,732039	84,5	841,516509	6,5	104,57674	84,5	1359,49758
19-20	5	49,793876	89,5	891,310386	5	80,443644	89,5	1439,94123
20-21	4,5	44,814489	94	936,124874	4,5	72,39928	94	1512,34051
21-22	3	29,876326	97	966,0012	3	48,266186	97	1560,60669
22-23	2	19,917551	99	985,918751	2	32,177458	99	1592,78415
23-24	1	9,9587753	100	995,877526	1	16,088729	100	1608,87288
Somme	100	995,877526			100	1608,87288		

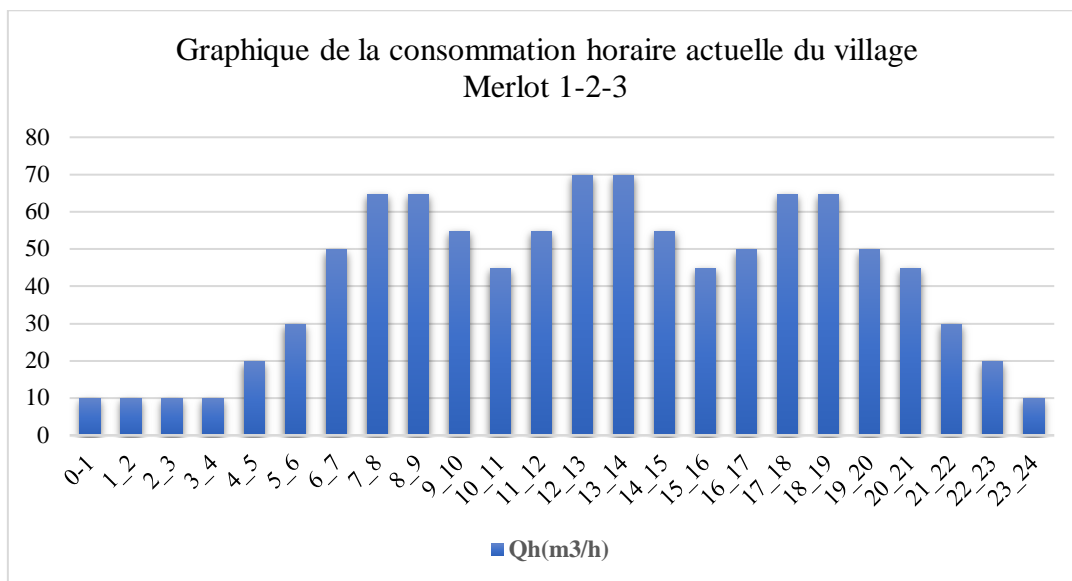


Figure II.20 : Graphique de variation du débit horaire actuel du village Merlot 1-2-3

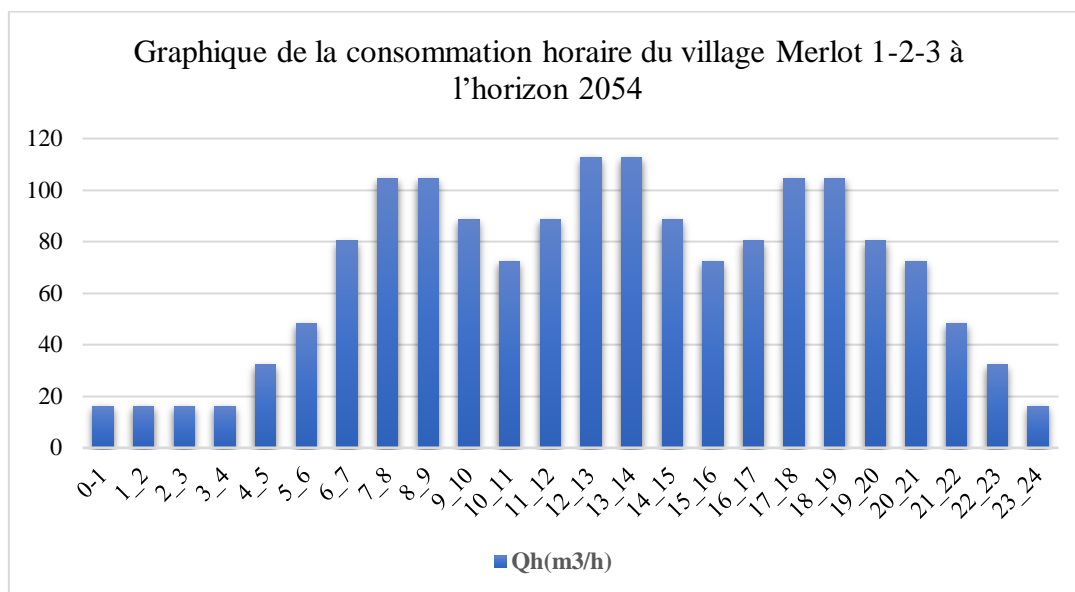


Figure II.21 : Graphique de variation du débit horaire du village Merlot 1-2-3 à l'horizon 2054

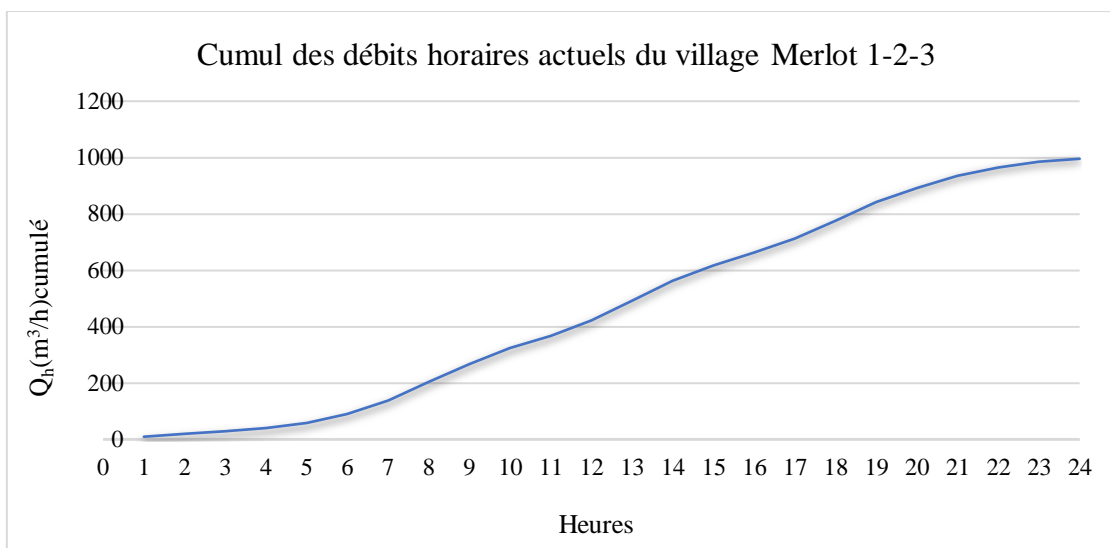


Figure II.22 : Courbe de la consommation intégrale actuelle du village Merlot 1-2-3

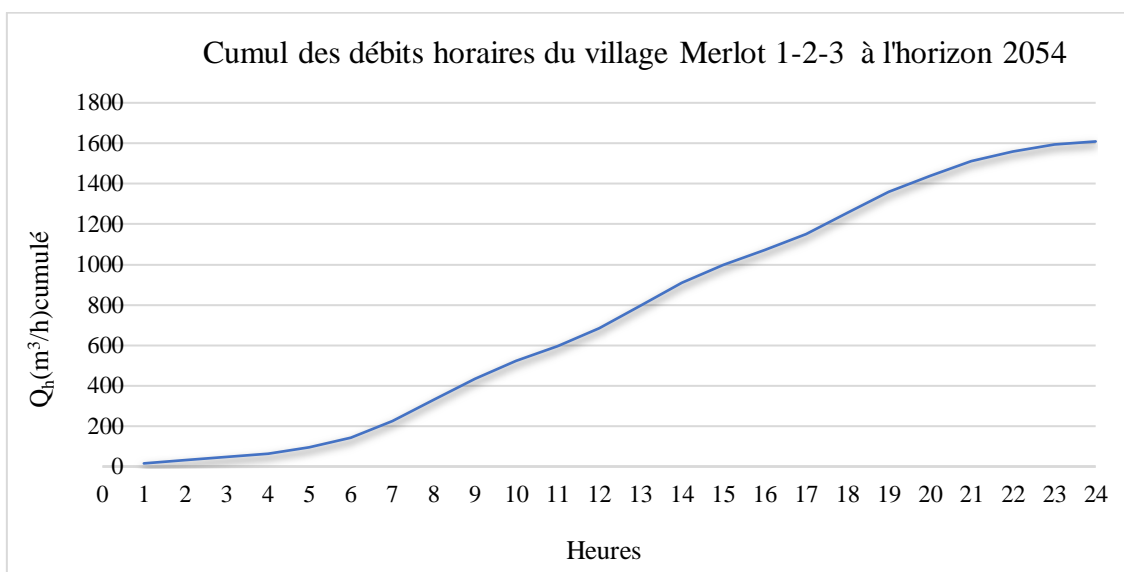


Figure II.23 : Courbe de la consommation intégrale du village Merlot 1-2-3 à l'horizon 2054

Tableau II.34 : Débits maximums et minimums horaires des différents villages aux différents horizons

Village	Centre-Ville	Idheriken	Thinassouine Ivahlal	Merlot 1-2-3	Total
Débit max horaire 2024 (m³/h)	40,639	16,126	18,361	69,711	144,838
Débit min horaire 2024 (m³/h)	6,242	2,304	2,623	9,959	21,128
Débit max horaire 2054(m³/h)	55,303	24,303	28,347	112,621	220,574
Débit min horaire 2054(m³/h)	7,900	3,472	4,050	16,089	31,511

II.6 Bilan Ressources-Besoins en eau :

Afin de savoir si les débits des forages répondent aux besoins estimés, nous comparons, les débits qu'ils délivrent avec les besoins maximaux journaliers.

Tableau II.35 : Comparaison entre les besoins actuels en eau et les débits assurés des forages

Localité	Q _{max,j} (m ³ /j)	Forage	Débit de forage (l/s)	Débit de forage (m ³ /j)	Etat	Débit excédentaire (m ³ /j)
Centre-Ville	580,562	Assam	15	1296	Suffisant	715,438
Idheriken	230,366	Kirat	8	691,2	Suffisant	460,834
Thinassouine Ivahlal	262,305	Ihaddaden	30	2592	Suffisant	1333,817
Merlot 1-2-3	995,878					
Total	1258,183					
Total	2069,112	/	53	4579,2		2510,088

Tableau II.36 : Comparaison des besoins futurs en eau et les débits assurés par les forages

Localité	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	Forage	Débit de forage (l/s)	Débit de forage (m^3/j)	Etat	Débit excédentaire (m^3/j)
Centre-Ville	790,048	Assam	15	1296	Suffisant	505,952
Idheriken	347,186	Kirat	8	691,2	Suffisant	344,014
Thinassouine Ivahlal	404,957	Ihaddaden	30	2592	Suffisant	578,171
Merlot 1-2-3	1608,873					
Total	2013,829					
Total	3151,064	/	53	4579,2		1428,136

Remarque :

On suppose que chaque forage assure un débit constant pendant toute l'année et dans la durée (une pérennité de la source d'eau).

II.7 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié les besoins des diverses catégories de consommateurs dans notre zone d'étude sur la base des dotations déterminées selon le plan national de l'eau.

Grâce à cette analyse, nous avons été en mesure de déterminer les différents débits de consommation ainsi que les coefficients d'irrégularité, permettant ainsi d'évaluer les besoins en eau moyens, maximaux et minimaux pour les différents villages à long terme (2054), ce qui permettra de dimensionner adéquatement notre réseau de distribution. Ce dernier sera alimenté à partir des trois forages (Ihaddaden, Assam, Kirat) qui fournissent un débit de **4579,2 m^3/j** .

Chapitre III

Etude d'adduction

CHAPITRE III : Etude d’adduction

III.1 Introduction :

Dans tout projet d'alimentation en eau potable, il est courant de rencontrer une phase appelée "adduction", essentielle pour garantir le déplacement de l'eau depuis le lieu de prélèvement (puits, forage, barrage, ...) jusqu'à son lieu d'accumulation (réservoirs de stockage). Ce transfert peut être réalisé par pompage, gravitaire ou par une combinaison des deux selon la configuration topographique du terrain. Dans notre cas nous opterons pour le dimensionnement de deux chaînes d'adduction par refoulement et une chaîne mixte, qui seront déterminées suite à une étude des besoins : la quantité d'eau requise et les spécificités du site de distribution.

L'objectif de ce chapitre consiste à analyser le transfert d'eau à partir des forages (Assam, Ihaddaden, Kirat) vers les réservoirs de la zone d'étude, dans le but de répondre aux besoins en eau potable. Ceci implique de sélectionner la variante la plus optimale du système d'adduction, en tenant compte des aspects techniques et économiques.

III.2 Types d’adduction [4]

Les adductions peuvent être classées en trois catégories selon leur mode de fonctionnement :

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

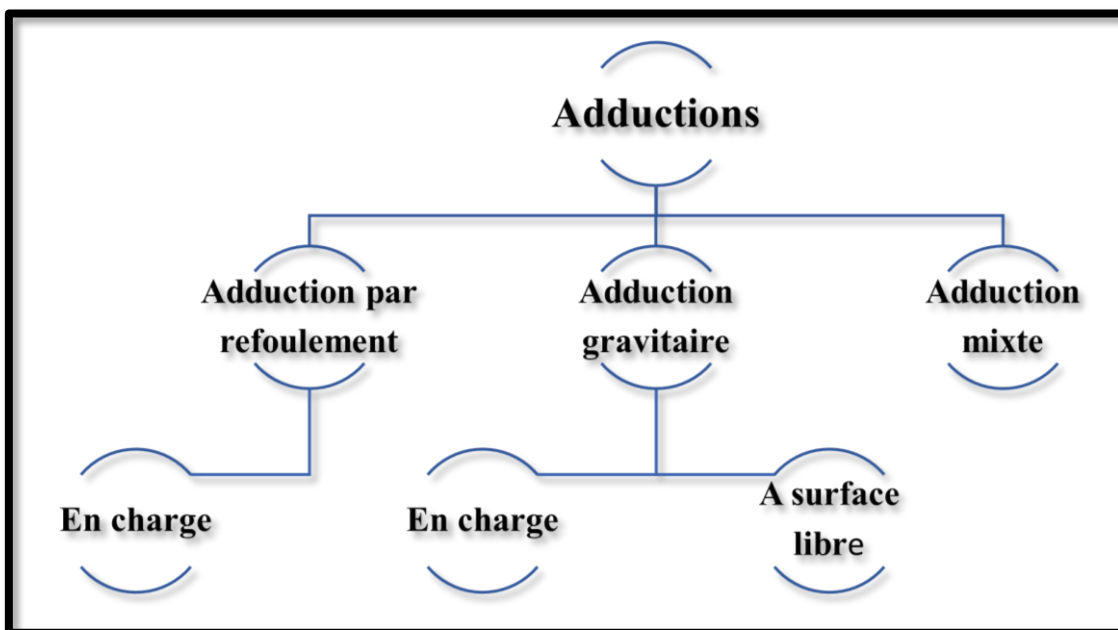


Figure III.1 : Schéma de types d’adduction

III.2.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se trouve à une altitude plus élevée que celle du réservoir qui alimente l'agglomération. L'écoulement peut se faire de manière libre, sans pression, grâce à une pente généralement uniforme sur toute la distance, ou en charge, avec une pression exercée.

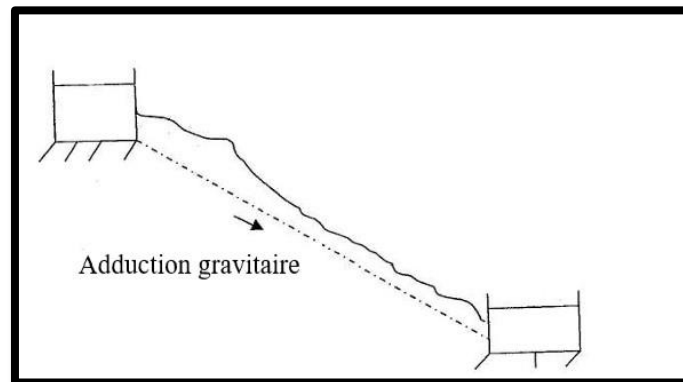


Figure III.2 : Adduction gravitaire

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

On distingue :

- Les canaux d'amenée à ciel ouvert ;
- Les aqueducs fermés (écoulement à surface libre).

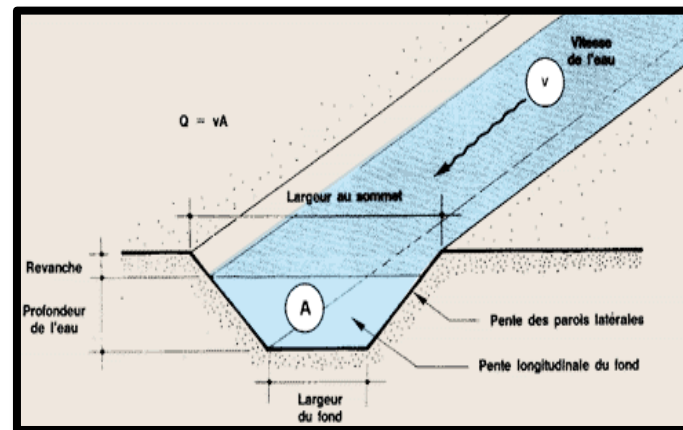


Figure III.3 : Canal d'amenée à ciel ouverts

(Source : https://www.fao.org/fishery/docs/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6708f/61.GIF)



Figure III.4 : Aqueducs

(Source : https://cms-imgp.jw-cdn.org/img/p/102014404/univ/art/102014404_univ_lsr_xl.jpg)

III.2.2 Adduction par refoulement :

L'adduction par refoulement est un système où l'eau est acheminée sous pression depuis un point de départ situé à une altitude inférieure à celle point d'arrivée. Cette configuration nécessite l'utilisation de pompes pour déplacer l'eau à contre-courant afin de permettre le transfert à des altitudes supérieures.

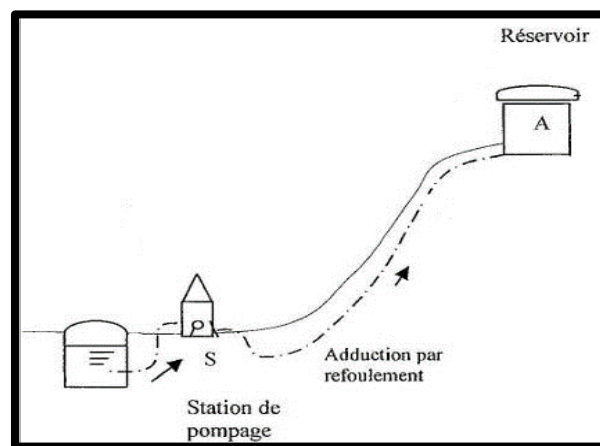


Figure III.5 : Adduction par refoulement

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

III.2.3 Adduction mixte :

Il s'agit d'une configuration dans laquelle la conduite d'eau, initialement réalisée par refoulement, est transformé en un système gravitaire, ou l'inverse. Elle repose sur l'usage d'un réservoir tampon pour assurer la transition entre les deux types de conduite. Ce système est généralement utilisé lorsque les conditions du site nécessitent la construction d'un ouvrage intermédiaire.

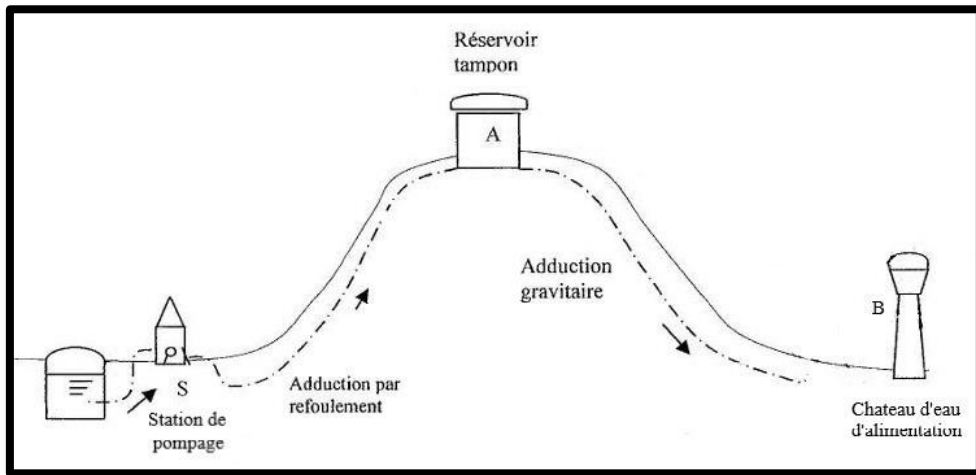


Figure III.6 : Adduction mixte (refoulement-gravitaire)

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

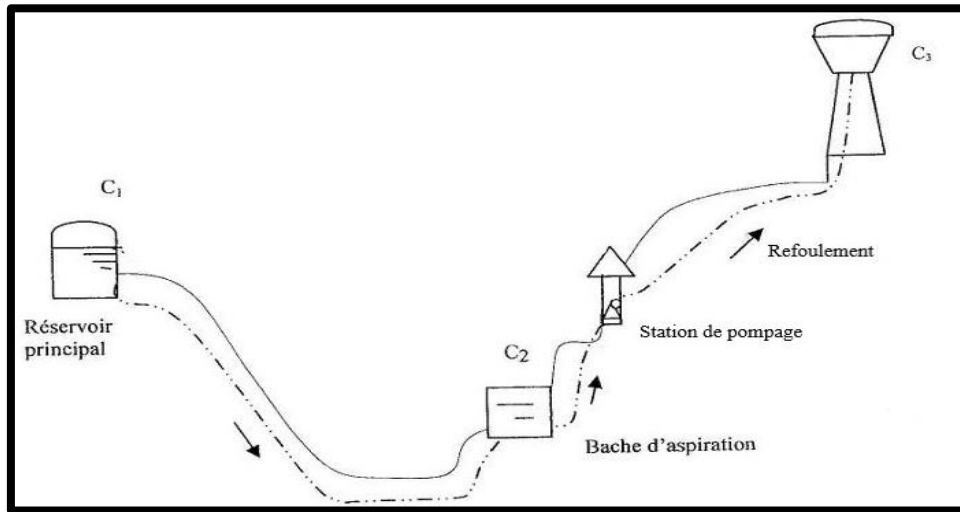


Figure III.7 : Adduction mixte (gravitaire- refoulement)

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

III.3 Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :

Il y a deux types d'écoulement :

III.3.1 Ecoulement à surface libre :

Ce type d'écoulement est observé uniquement dans les adductions gravitaires. Par conséquent, il dépend de la pente.

III.3.2 Ecoulement en charge (sous pression) :

Les canalisations sont complètement remplies d'eau, avec une pression interne dépassant la pression atmosphérique. Cette pression est conditionnée par les paramètres aux extrémités amont et aval de la conduite, ainsi que par le débit à un instant donné.

III.4 Principe du choix du tracé :

Lorsqu'on choisit un tracé de la conduite d'adduction, il est essentiel de considérer plusieurs précautions et impératifs techniques et économiques :

- Rechercher le tracé le plus direct de façon à avoir de longs alignements ;
- Il convient de choisir le tracé le plus court afin de minimiser les coûts d'installation et d'exploitation ;
- Il faut choisir un profil en long aussi régulier que possible ;
- Un profil étudié pour que l'air soit évacué et maintenir sa pente au-dessus de 2‰ ;
- Eviter les profils horizontaux (qui peuvent causer des perturbations dans le régime d'écoulement), en leur substituant un profil avec des montées lentes suivis des descentes rapides ;
- Prévoir des ventouses qui sont nécessaires aux points hauts ;
- S'assurer que la conduite reste toujours pleine (le profil piézométrique au-dessus du sol) ;
- En suivant les voies de communication et les accotements des routes, pour faciliter dans l'approvisionnement des conduites lors des travaux de terrassement et aussi pour les opérations d'entretiens et de maintenance ;
- Accès facile aux regards des appareils de robinetterie ;
- Évitez les contres pentes qui pourraient entraîner des accumulations d'air aux points hauts, ce qui pourrait rendre difficile leur évacuation ;
- En cas d'arrêt imprévu du pompage, une dépression peut se produire dans la conduite, entraînant une cavitation à certains points. Cette dernière provoque la rupture de la veine liquide. La dépression et la surpression qui en résulte peuvent entraîner l'implosion ou l'éclatement de la canalisation ;
- La conduite doit être protégées contre le régime transitoire ;
- Le tracé en plan devrait être élaboré en considérant la réalisation de profil en long optimal, avec des coudes largement ouverts (120°) pour éviter les butées importantes et réduire les pertes de charge. Pour ce faire, il peut être nécessaire de choisir un parcours qui ne suit pas strictement les bordures des routes ;
- Il convient d'éviter les surprofondeurs, les obstacles (cours d'eau, chemins de fer...), les terrains privées ou boisées,
- Réduire autant que possible la longueur de la conduite pour minimiser les coûts d'installation et l'exploitation.

III.5 Choix des matériaux de canalisation :

Il y a une grande variété de matériaux utilisés pour la construction des conduites, chacun répondant à des besoins particuliers. Le choix du type de tuyau est influencé par plusieurs facteurs, tels que :

- La pression nécessaire ;
- Diamètre ;
- Les conditions requises pour l'installation ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Coûts de revient ;
- Adaptabilité aux différents types de sol (niveau d'agressivité) ;
- Résistance aux attaques chimiques ;
- Flexibilité du matériau ;
- Assurance d'une étanchéité optimale.

Chaque matériau possède ses propres avantages et inconvénients, et pour assurer la durabilité et l'efficacité du système de conduite, il est essentiel de considérer ces différents aspects lors du choix.

Parmi les matériaux employés, nous pouvons mentionner : l'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité).

Concernant notre projet, nous avons choisi d'utiliser des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), car elles sont plus économiques, peuvent supporter des pressions élevées et sont facilement disponibles sur le marché.

III.5.1 Conduites en P.E.H.D :

➤ Les avantages :

- Ce tuyau présente une excellente résistance à la corrosion interne et externe, ainsi qu'à la formation de dépôts microbiologiques et de tartre. Cette résistance est due à l'inertie chimique du matériau du tuyau, qui prévient la dissolution et l'abrasion des métaux, même dans des conditions où l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- Pose facile et flexible, permettant ainsi une adaptation optimale au terrain. De plus, pour les petits diamètres, il est possible de les enrouler en couronne, offrant ainsi une grande praticité d'installation ;
- Elles ont des bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- La disponibilité de ce produit sur le marché ;

- Une rugosité faible (coefficient de rugosité minimal) ;
 - Conforme aux normes de qualité de l'eau et sans aucune fuite, répondant ainsi à tous les critères de potabilité requis ;
 - Puisque la conduite est auto butée, la plupart des dispositifs de butée sont éliminés ;
 - Leur durée de vie est longue, pouvant s'étendre jusqu'à 50 ans théoriquement.
- **Les inconvénients :**
- La jonction nécessite une grande technicité ;
 - Limite de pression de service.

III.6 Etude des variantes :

L'analyse des différentes variantes a pour objectif de choisir le parcours de canalisation offrant le meilleur compromis en termes d'économie en choisissant le trajet le plus direct reliant la source au réservoir, tout en identifiant les emplacements les plus efficaces pour les stations de reprise.

En prenant en considération la topographie générale de la région étudiée, le système d'adduction comprendra deux chaînes de refoulement et une chaîne mixte.

- **Chaîne N°1 :** L'adduction mixte, débutant au forage IHADDADEN et s'étendant jusqu'au réservoir surélevé existant THIOURIRINE, un point de piquage est prévu jusqu'au réservoir semi-enterrée existant THIOURIRINE.
- **Chaîne N°2 :** L'adduction par refoulement commence à partir du forage d'ASSAM et s'étend jusqu'au château d'eau existant du CENTRE-VILLE.
- **Chaîne N°3 :** L'adduction par refoulement, qui commence à partir du forage KIRAT et s'étend jusqu'au réservoir déjà en place à IDHERIKEN.

III.6.1 Proposition des variantes :

Avant de procéder au dimensionnement, nous étudions les variantes suivantes :

- **Variante N°01 :**

Dans cette variante, le système d'adduction inclut trois chaînes :

- **Chaîne N°01 :**

Le point de départ de cette chaîne est le forage IHADDADEN qui se trouve à Ichikar Ouest, à une altitude de 249,62 m. Il pompe l'eau sur une distance de 2039,67 m jusqu'à un réservoir surélevé Thiouririne 200 m³, situé à une altitude de 360,99 m. A travers cette conduite, un piquage est effectué à 360,82 m d'altitude vers un réservoir semi-enterrée Thiouririne 400 m³ situé à une altitude de 359,82 m sur une distance de 13,09 m.

- **Chaîne N°02 :**

La chaîne commence au forage ASSAM à Ichikar Ouest, à 247,34 m d'altitude. Il prélève et achemine l'eau sur une distance de 1638,35 m jusqu'au château d'eau du Centre-Ville, qui se trouve à une altitude de 316,73 m.

- **Chaîne N°03 :**

La troisième chaîne d'adduction inclut une source (forage) et une station de reprise (SR). L'eau est pompée depuis ce forage vers la station de reprise située à Idheriken, à une altitude de 350,76 m, sur une distance de 3583,95 m afin de réduire la hauteur totale de 343,48 m. L'eau est ensuite propulsée par cette station de reprise vers le réservoir d'Idheriken, situé à 523,12 m d'altitude sur une distance de 2253,94 m.

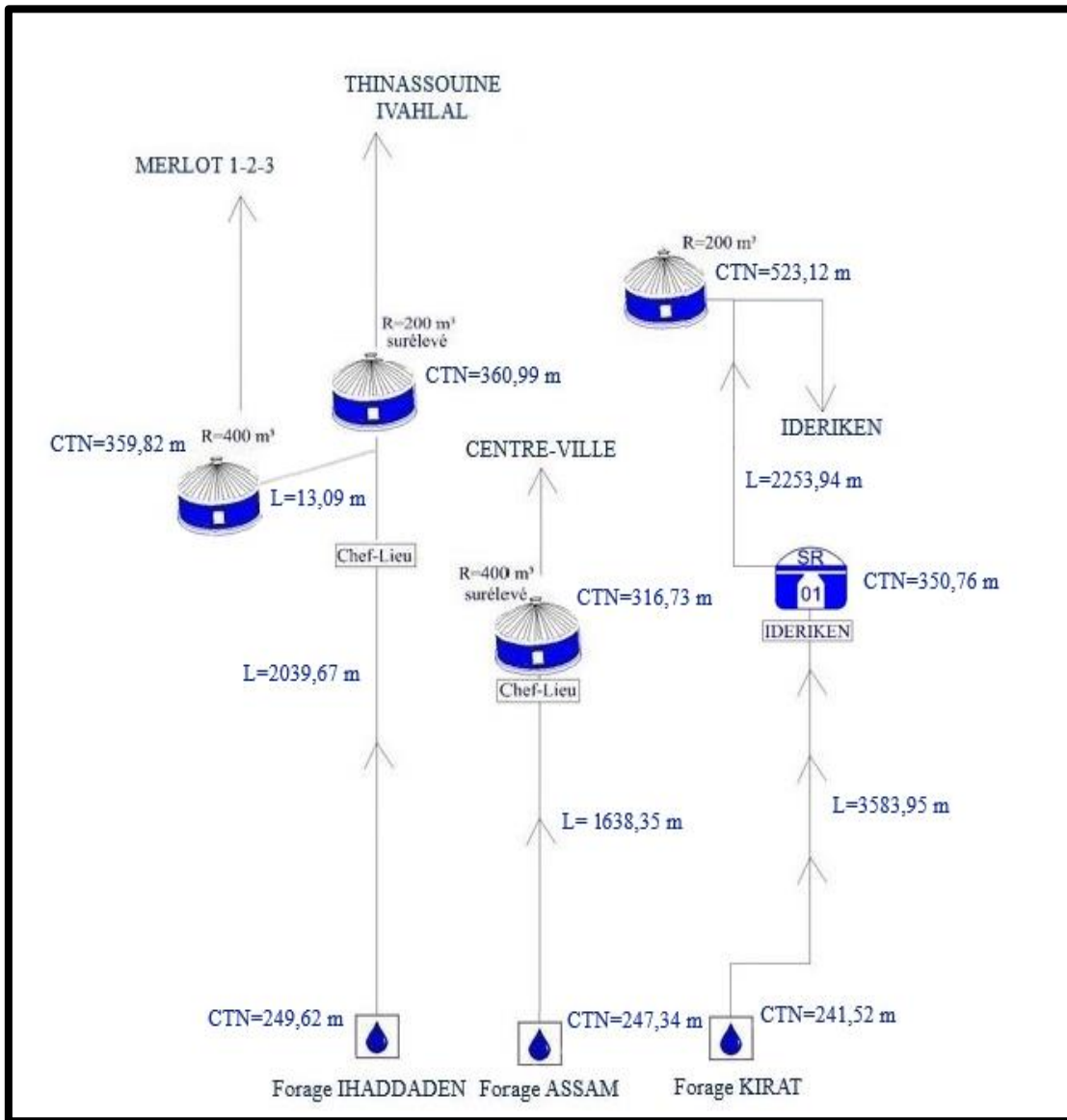


Figure III.8 : Schéma synoptique de la Variante N°1

➤ Variante N°2 :

Pour la deuxième variante, les chaînes N°1 et N°2 sont maintenues. En revanche, nous allons proposer deux stations de reprise (SR N°01 et SR N°02) pour la troisième chaîne.

Cette chaîne débute à partir du forage KIRAT qui pompe l'eau vers la première station de reprise (SR1), située à Idheriken, à une altitude de 298,06 m sur une distance de 2100,7 m. De là, l'eau est propulsée sur une distance de 2449,61 m jusqu'à la deuxième station de reprise (SR2), également située à Idheriken à une altitude de 407,5 m. La SR2 refoule ensuite l'eau sur 1294,83 m jusqu'au réservoir de Idheriken, situé à une altitude de 523,12 m.

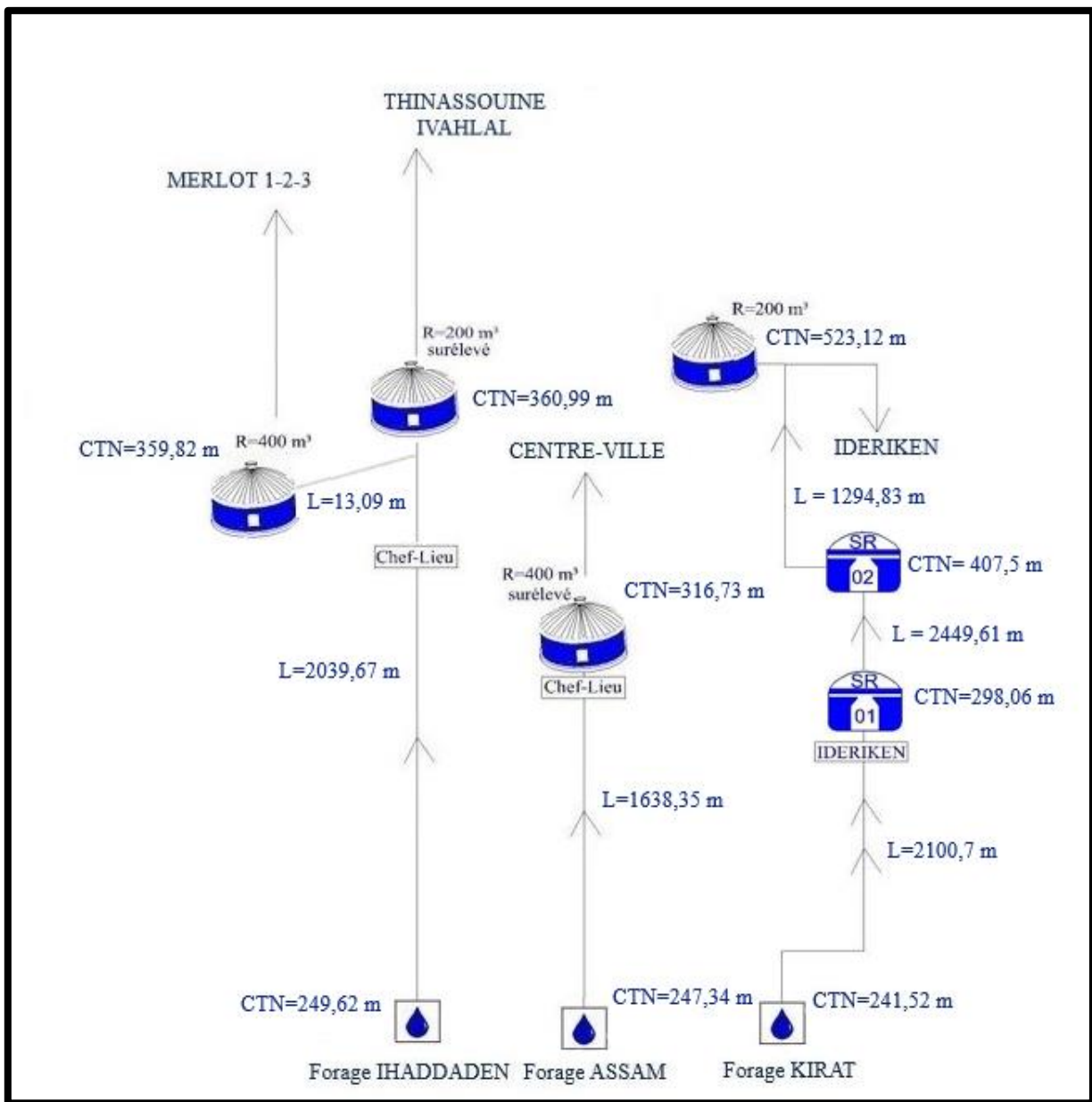


Figure III.9 : Schéma synoptique de la Variante N°2

III.6.2 Dimensionnement de l'adduction [5]

Nous avons choisi cinq tronçons de refoulement et un seul gravitaire en raison de la configuration de notre système d'adduction.

III.6.2.1 Principe de dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Le diamètre avantageux de la conduite pour un système gravitaire en charge est calculé en fonction de la charge disponible, qui correspond à la différence entre le niveau d'eau en amont et en aval, ainsi que du débit d'eau requis. Dans nos calculs, nous supposons que la charge disponible (ΔH_d) est équivalente aux pertes de charge (ΔH_t) qu'entraînent les canalisations.

Pour déterminer ces pertes de charge dans une conduite, nous utilisons généralement la formule suivante :

$$\Delta H_d = C_{p\text{ aval}} - C_{p\text{ amont}} = \Delta H_t = \frac{K \times L_{eq} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

Avec :

$C_{p\text{ aval}}$: Côte piézométrique en aval (m) ;

$C_{p\text{ amont}}$: Côte piézométrique en amont (m) ;

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Il est estimé que les pertes de charge singulières dans le cas des adductions représentent 10% des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{lin} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

K : Coefficient de résistance de la conduite ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{es} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.3)}$$

$$L_{eq} = 1,10 \times L_g \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{es} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (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.

Selon le type de matériau, les coefficients K, m et β sont présentés dans le tableau ci-dessous :

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

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	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 : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

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

Remarque :

Il est peu courant d'obtenir un diamètre normalisé lors du calcul d'une conduite gravitaire. Ainsi, nous pouvons remplacer cette conduite unique par deux conduites en série, ayant des diamètres D₁ et D₂ tels que D₁ < D < D₂.

III.6.2.2 Principe de dimensionnement de l'adduction par refoulement :

En ce qui concerne les sections en refoulement, il est nécessaire de choisir le diamètre de ces conduites en tenant compte de :

- Prix de mètre linéaire de conduite ;
- Prix de KWh d'énergie ;
- Rendement de la station de pompage ;
- Débit et Hmt ;
- Type de matériau ;
- Longueur et nombre de collecteurs de refoulement.

Le calcul s'effectue de la manière suivante :

III.6.2.2.1 Calcul des diamètres économiques :

La dimension du diamètre économique devient pertinente lorsqu'il s'agit d'un écoulement par refoulement, tel que dans le cas d'un système de pompage. Ce diamètre peut être évalué à l'aide de diverses formules de calcul :

Formule de BRESSE : $D_{éc} = 1,5\sqrt{Q}$ (m) (III.5)

Formule de ACHOUR : $D_{éc} = 1,25\sqrt{Q}$ (m) (III.6)

Formule de BONNIN : $D_{éc} = \sqrt{Q}$ (m) (III.7)

Avec :

D_{éc}: diamètre économique de la conduite (m) ;

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

Remarque :

Ces formules nous permettent d'obtenir une estimation approximative du diamètre économique, ce qui nous permet d'identifier une gamme de diamètres normalisés parmi lesquels se trouve le diamètre économique.

On peut calculer le diamètre économique en utilisant la relation suivante issue d'une étude économique :

$$D_{éc} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} (m) \dots\dots\dots (III.8)$$

Où :

E : un facteur économique, égal à :

$$E = 10 \times Y \times M \times \sigma \dots\dots\dots (III.9)$$

σ : prix du kWh, sa valeur est estimée à 4,67 DA (selon Sonelgaz) ;

Y : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de station de pompage, donné par la formule ci-dessous :

$$Y = \frac{1}{K \times K_j \times K_h} \dots\dots\dots (III.10)$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1,03 à 1,04 (on prend K=1,04) ;

K_j : coefficient de variation de la consommation journalière, variant de 1,1 à 1,3 (pour notre cas on considère $K_j=1,2$) ;

K_h : coefficient de variation horaire de consommation qui dépend du régime de consommation (dans notre étude, on estime que $K_h=1,68$) ;

M: Facteur dépend du type de matériaux de la canalisation tel que :

Tableau III.2 : Variation du coefficient M en fonction du type de matériaux de construction des conduites

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Plastique	0,13

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

α : coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre ;

Les valeurs de coefficient α sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : la variation de coefficient α en fonction du type de matériaux de construction des conduites

Tuyau	α
Acier	1,4
Fonte	1,6
Plastique	1,95

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

Q : Débit à refoulé (m³/s) ;

C_j : Coefficient exprimant le rapport du tronçon considéré sur le débit du tronçon de tête ;

$$C_j = \frac{Q_i}{Q_t} \dots \dots \dots \text{(III.11)}$$

Q_i : Débit du tronçon considéré (m³/s) ;

Q_t : Débit en tête du réseau par refoulement (m³/s).

III.6.2.2 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge totale sont déterminées de la manière suivante :

$$\Delta H_{\text{totale}} = \Delta H_{\text{linéaire}} + \Delta H_{\text{singulière}} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(III.12)}$$

Telle que :

$\Delta H_{\text{linéaire}}$: Les pertes de charge linéaires ;

$\Delta H_{\text{singulière}}$: Les pertes de charge singulières.

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

$$\Delta H_{\text{linéaire}} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{\text{éc}}^5} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

D_{éc} : diamètre économique de la conduite (m) ;

L_g : la longueur géométrique de la conduite en m ;

λ : Coefficient de frottement dépend de la rugosité de la paroi interne de la conduite ainsi que du régime d'écoulement, il est déterminé à l'aide de ces formules :

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

Formule Colebrook : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right)$ (III.15)

Re : Nombre de Reynolds ;

$$Re = \frac{(v \times D)}{\vartheta} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ϑ: viscosité cinématique de l'eau (m²/s) , (ϑ =10⁻⁶ m²/s à une température de 20°C).

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

Pour les systèmes d'adduction, on estime que les pertes de charge singulières représentent 10% des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_{\text{singulière}} = 0,10 \times \Delta H_{\text{linéaire}} \text{ (m)} \dots\dots\dots (III.17)$$

$$\Delta H_{\text{totale}} = 1,10 \times \Delta H_{\text{linéaire}} \text{ (m)} \dots\dots\dots (III.18)$$

ΔH_{totale} : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_{singulière} : Perte de charge singulière (m) ;

ΔH_{linéaire} : Perte de charge linéaire (m).

Remarque :

La formule de Nikuradzé est utilisée pour estimer le coefficient de frottement dans les calculs où il est introduit.

III.6.2.2.3 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera déterminée comme suit :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_{ref} + \Delta H_{asp} \text{ (m)} = H_g + \Delta H_{total} + \Delta H_{asp} \text{ (m)} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec:

H_g: la hauteur géométrique(m) ;

Pour le cas (forage-réservoir) :

$$H_g = C_{TP} \text{ du réservoir} - C \text{ du niveau dynamique du forage} \dots\dots\dots (III.20)$$

$$C \text{ du niveau dynamique du forage} = C_{TN} \text{ du forage} - N_{Dynamique} \dots\dots\dots (III.21)$$

N_{Dynamique} : Niveau dynamique du forage en m

ΔH_{asp}: pertes de charge à l'aspiration sont généralement négligeables (m) ;

ΔH_{ref}: pertes de charge au refoulement (m).

III.6.2.2.4 Puissance de pompage :

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

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \text{ (KW) (III.22)}$$

Avec:

- P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à refouler (m³/s) ;
- η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%) (dans notre cas en prend η = 70%),
- ρ: la masse volumique de l'eau (1 Kg/l).

III.6.2.2.5 Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe pendant une année est déterminée en multipliant la puissance de pompage par le nombre d'heures de fonctionnement annuel :

$$E = P \times t \times 365 \text{ (KWh) (III.23)}$$

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).

III.6.2.2.6 Calcul des frais d'exploitation :

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

$$F_{exp} = \delta \times E \text{ (DA) (III.24)}$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation pendant l'année (DA) ;
- E : Energie consommée par année (KW) ;
- δ : Prix du Kilowattheure kWh. On prend sa valeur 4,67 DA (d'après Sonelgaz).

III.6.2.2.7 Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement dépendent de la durée de vie de la conduite et du taux d'annuité. Ils sont calculés selon la relation suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \text{ (DA) (III.25)}$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (Da) ;

P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n+1}} \dots\dots\dots (III.26)$$

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$ (adopté en Algérie) ;

n : Durée nécessaire pour amortir la conduite, $n = 30$ ans.

A.N : $A = 0,0888$

III.6.3 Calcul hydraulique :

III.6.3.1 Etude technico-économique de l'adduction par refoulement :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction implique de trouver :

- Un diamètre optimal qui minimise les coûts totaux, incluant à la fois les dépenses d'exploitation de la station de reprise et d'investissement (pour ce faire, une analyse technico-économique est indispensable).
- Un diamètre de conduite plus petit pour un débit donné entraînera des pertes de charge plus élevées.

La station de reprise est chargée de refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs, et elle fonctionne pendant 20 heures sur 24.

III.6.3.1.1 Débit pompé :

Le calcul du débit pompé s'effectue comme suit :

$$Q_p = \frac{Q_{max,j}}{t_f} (m^3/h) \dots\dots\dots (III.27)$$

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

t_f : Durée de fonctionnement de la station par jour, ($t_f = 20$ h).

➤ **Chaîne N° 01 :**

Tableau III.4 : Débits pompés de tronçon par refoulement de la première chaîne

Tronçon	$Q_{max,j} (m^3/j)$	$Q_p(m^3/h)$
Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne	2013,8294	100,69147

➤ **Chaîne N° 02 :**

Tableau III.5 : Débits pompés de différents tronçons de la deuxième chaîne de refoulement

Tronçon	$Q_{max,j} (m^3/j)$	$Q_p(m^3/h)$
Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville	790,048356	39,5024178

➤ **Chaîne N° 03 :**

• **Variante N°01 :**

Tableau III.6 : Débits pompés des différents tronçons de la troisième chaîne de refoulement pour la première variante

Tronçon	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	Q_p (m ³ /h)
Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken	347,1858	17,35929
Station de reprise Idheriken -Réservoir Idheriken	347,1858	17,35929

• **Variante N°02 :**

Tableau III.7 : Débits pompés des différents tronçons de la troisième chaîne de refoulement pour la deuxième variante

Tronçon	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	Q_p (m ³ /h)
Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken	347,1858	17,35929
Station de reprise N°01 Idheriken - Station de reprise N°02 Idheriken	347,1858	17,35929
Station de reprise N°02 Idheriken -Réservoir Idheriken	347,1858	17,35929

III.6.3.1.2 Le diamètre économique :

Les diamètres économiques pour les différentes chaînes sont donnés par les tableaux ci-dessous :

➤ **Chaîne N° 01 :**

Le tableau ci-dessous résume les diamètres économiques calculés du tronçon par refoulement de la première chaîne :

Tableau III.8 : Tableau des diamètres économiques calculés du tronçon par refoulement de la première chaîne

Tronçon	Débit (m ³ /h)	Diamètre calculé (mm)			
		BRESSE	ACHOUR	BONNIN	Formule générale
Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne	100,69147	251	209	167	237

➤ **Chaîne N° 02 :****Tableau III.9 :** Tableau des diamètres économiques calculés des conduites de la deuxième chaîne de refoulement

Tronçon	Débit (m ³ /h)	Diamètre calculé (mm)		
		BRESSE	ACHOUR	BONNIN
Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt	39,5024178	157	131	105

➤ **Chaîne N°03 :**• **Variante N°01 :****Tableau III.10 :** Tableau des diamètres économiques calculés des conduites de la troisième chaîne de refoulement pour la première variante

Tronçon	Débit (m ³ /h)	Diamètre calculé (mm)		
		BRESSE	ACHOUR	BONNIN
Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken	17,35929	104	87	69
Station de reprise Idheriken -Réservoir Idheriken	17,35929	104	87	69

• **Variante N°02 :****Tableau III.11 :** Tableau des diamètres économiques calculés des conduites de la troisième chaîne de refoulement pour la deuxième variante

Tronçon	Débit (m ³ /h)	Diamètre calculé (mm)		
		BRESSE	ACHOUR	BONNIN
Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken	17,35929	104	87	69
Station de reprise N°01 Idheriken - Station de reprise N°02 Idheriken	17,35929	104	87	69
Station de reprise N°02 Idheriken -Réservoir Idheriken	17,35929	104	87	69

Remarque :

En se basant sur ces diamètres calculés, on sélectionne une gamme de diamètres afin de choisir celui offrant les coûts les plus faibles.

III.6.3.1.3 Les frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont déterminés en fonction de l'énergie électrique consommée pendant le pompage, et ce, pour l'ensemble des diamètres obtenus. Il est important de noter que la hauteur manométrique totale varie en fonction du diamètre.

➤ **Chaîne N° 01 :**❖ **Tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne :**

Tableau III.12 : Variation des HMT du tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
110	2039,67	152,38	4,883	0,01255358	400,804	553,184
125	2039,67	152,38	3,785	0,01225103	206,904	359,284
160	2039,67	152,38	2,309	0,01169425	57,388	209,768
200	2039,67	152,38	1,478	0,01122425	18,078	170,458
250	2039,67	152,38	0,944	0,01077941	5,660	158,040
315	2039,67	152,38	0,595	0,01034861	1,714	154,094

Les dépenses d'exploitation pour les différents diamètres sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage IHADADDEN - Réservoir surélevé Thiouririne en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
110	553,184	216,836	1582901,5	7392150,02
125	359,284	140,831	1028067,24	4801074,03
160	209,768	82,224	600236,768	2803105,71
200	170,458	66,816	487754,907	2277815,42
250	158,040	61,948	452220,815	2111871,21
315	154,094	60,401	440930,577	2059145,8

➤ **Chaîne N° 02 :**❖ **Tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt :**

Tableau III.14 : Variation des HMT du tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
75	1638,35	123,66	3,706	0,013391521	275,138	398,798
90	1638,35	123,66	2,579	0,012921206	107,270	230,930
110	1638,35	123,66	1,725	0,012427614	37,734	161,394
125	1638,35	123,66	1,338	0,012130141	19,506	143,166
160	1638,35	123,66	0,817	0,011582441	5,424	129,084
200	1638,35	123,66	0,522	0,011117208	1,701	125,361

Le tableau ci-dessous présente les coûts d'exploitation pour les divers diamètres :

Tableau III.15 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
75	398,798	61,326	447680,590	2090668,357
90	230,930	35,512	259235,660	1210630,534
110	161,394	24,819	181177,237	846097,695
125	143,166	22,016	160714,746	750537,865
160	129,084	19,850	144906,416	676712,963
200	125,361	19,278	140726,734	657193,849

➤ **Chaîne N° 03 :**• **Variante N°01 :**❖ **Tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken :****Tableau III.16 :** Variation des HMT du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
50	3583,95	171,74	4,685	0,014919232	1817,768	1989,508
63	3583,95	171,74	2,927	0,014208407	534,014	705,754
75	3583,95	171,74	2,075	0,013720089	218,121	389,861
90	3583,95	171,74	1,435	0,013224868	83,722	255,462
110	3583,95	171,74	0,964	0,012719282	29,770	201,510
125	3583,95	171,74	0,745	0,012406552	15,225	186,965
160	3583,95	171,74	0,455	0,011840431	4,233	175,973

Les coûts d'exploitation pour les divers diamètres sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	1989,508	134,445	981451,68	4583379,34
63	705,754	47,693	348158,275	1625899,15
75	389,861	26,346	192323,752	898151,924
90	255,462	17,263	126022,726	588526,131
110	201,510	13,618	99407,8064	464234,456
125	186,965	12,635	92232,4077	430725,344
160	175,973	11,892	86810,0259	405402,821

❖ Tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken :

Tableau III.18 : Variation des HMT du tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
50	2253,94	171,74	4,685	0,014919232	1143,191	1314,931
63	2253,94	171,74	2,927	0,014208407	335,841	507,581
75	2253,94	171,74	2,075	0,013720089	137,176	308,916
90	2253,94	171,74	1,435	0,013224868	52,652	224,392
110	2253,94	171,74	0,964	0,012719282	18,722	190,462
125	2253,94	171,74	0,745	0,012406552	9,575	181,315
160	2253,94	171,74	0,455	0,011840431	2,662	174,402

Le tableau suivant présente les coûts d'exploitation pour les divers diamètres :

Tableau III.19 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	1314,931	88,859	648673,650	3029305,946
63	507,581	34,301	250396,516	1169351,729
75	308,916	20,876	152392,452	711672,751
90	224,392	15,164	110695,850	516949,621
110	190,462	12,871	93957,773	438782,800
125	181,315	12,253	89445,177	417708,977
160	174,402	11,786	86035,051	401783,686

- Variante N°02 :

- ❖ Tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken :

Tableau III.20 : Variation des HMT du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
50	2100,7	119,04	3,688	0,01455124	571,395	690,435
63	2100,7	119,04	2,324	0,01387824	171,734	290,774
75	2100,7	119,04	1,629	0,01339152	68,128	187,168
90	2100,7	119,04	1,133	0,01292121	26,561	145,601
110	2100,7	119,04	0,758	0,01242761	9,344	128,384
125	2100,7	119,04	0,588	0,01213014	4,830	123,870
160	2100,7	119,04	0,359	0,01158244	1,343	120,383

Le tableau ci-dessous présente les coûts d'exploitation des différents diamètres :

Tableau III.21 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	690,435	46,658	340600,921	1590606,3
63	290,774	19,650	143442,733	669877,562
75	187,168	12,648	92332,505	431192,798
90	145,601	9,839	71827,180	335432,932
110	128,384	8,676	63333,382	295766,892
125	123,870	8,371	61106,789	285368,706
160	120,383	8,135	59386,632	277335,571

❖ Tronçon Station de reprise N°01 Idheriken- Station de reprise N°02 Idheriken :

Tableau III.22 : Variation des HMT du tronçon Station de reprise N°01 Idheriken- Station de reprise N°02 Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
50	2449,61	109,44	3,688	0,014551242	666,299	775,739
63	2449,61	109,44	2,324	0,013878243	200,257	309,697
75	2449,61	109,44	1,629	0,013391521	79,443	188,883
90	2449,61	109,44	1,133	0,012921206	30,973	140,413
110	2449,61	109,44	0,758	0,012427614	10,895	120,335
125	2449,61	109,44	0,588	0,012130141	5,632	115,072
160	2449,61	109,44	0,359	0,011582441	1,566	111,006

Les coûts d'exploitation pour les divers diamètres sont exposés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.23 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Station de reprise N°01 Idheriken- Station de reprise N°02 Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	775,739	52,422	382682,669	1787128,064
63	309,697	20,928	152778,033	713473,412
75	188,883	12,764	93178,792	435144,957
90	140,413	9,489	69267,691	323480,119
110	120,335	8,132	59363,138	277225,857
125	115,072	7,776	56766,727	265100,613
160	111,006	7,501	54760,864	255733,237

❖ **Tronçon Station de reprise N°02 Idheriken- Réservoir Idheriken :****Tableau III.24 :** Variation des HMT du tronçon Station de reprise N°02 Idheriken- Réservoir Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur de refoulement (m)	Hg (m)	vitesse (m/s)	Coefficient de frottement λ	ΔH_{total} (m)	Hmt (m)
50	1294,83	115	3,688	0,014551242	352,196	467,196
63	1294,83	115	2,324	0,013878243	105,853	220,853
75	1294,83	115	1,629	0,013391521	41,993	156,993
90	1294,83	115	1,133	0,012921206	16,372	131,372
110	1294,83	115	0,758	0,012427614	5,759	120,759
125	1294,83	115	0,588	0,012130141	2,977	117,977
160	1294,83	115	0,359	0,011582441	0,828	115,828

Les coûts d'exploitation pour les divers diamètres sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation du tronçon Station de reprise N°02 Idheriken- Réservoir Idheriken en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (KW)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
50	467,196	31,572	230474,410	1076315,495
63	220,853	14,925	108949,996	508796,481
75	156,993	10,609	77446,661	361675,905
90	131,372	8,878	64807,583	302651,415
110	120,759	8,161	59572,174	278202,051
125	117,977	7,973	58199,746	271792,815
160	115,828	7,827	57139,475	266841,349

III.6.3.1.4 Les frais d'investissement :

Les tableaux ci-dessous présentent les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres des trois chaînes :

➤ **Chaîne N° 01 :**❖ **Tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne :**

Tableau III.26 : Variation des frais d'investissement du tronçon Forage IHADADDEN
- Réservoir surélevé Thiouririne en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
110	1096	2039,67	2235478,32	0,0888	198510,4748
125	1350	2039,67	2753554,5	0,0888	244515,6396
160	2250	2039,67	4589257,5	0,0888	407526,066
200	3370	2039,67	6873687,9	0,0888	610383,4855
250	5400	2039,67	11014218	0,0888	978062,5584
315	8750	2039,67	17847112,5	0,0888	1584823,59

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix_tube_pehd_algerie_(vmhdz.com)))

➤ **Chaîne N° 02 :**❖ **Tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt :**

Tableau III.27 : Variation des frais d'investissement du tronçon Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
75	420	1638,35	688107	0,0888	61103,9016
90	580	1638,35	950243	0,0888	84381,5784
110	875	1638,35	1433556,25	0,0888	127299,795
125	1120	1638,35	1834952	0,0888	162943,7376
160	1820	1638,35	2981797	0,0888	264783,5736
200	2900	1638,35	4751215	0,0888	421907,892

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix_tube_pehd_algerie_(vmhdz.com)))

➤ **Chaîne N° 03 :**• **Variante N°01 :**❖ **Tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken :****Tableau III.28 :** Variation des frais d'investissement du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
50	270	3583,95	967666,5	0,0888	85928,7852
63	420	3583,95	1505259	0,0888	133666,9992
75	590	3583,95	2114530,5	0,0888	187770,3084
90	850	3583,95	3046357,5	0,0888	270516,546
110	1280	3583,95	4587456	0,0888	407366,0928
125	1620	3583,95	5805999	0,0888	515572,7112
160	2650	3583,95	9497467,5	0,0888	843375,114

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix.tube.pehd.algerie(vmhdz.com)))❖ **Tronçon Station de reprise Idheriken -Réservoir Idheriken :****Tableau III.29 :** Variation des frais d'investissement du tronçon Station de reprise Idheriken - Réservoir Idheriken en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
50	270	2253,94	608563,8	0,0888	54040,46544
63	420	2253,94	946654,8	0,0888	84062,94624
75	590	2253,94	1329824,6	0,0888	118088,4245
90	850	2253,94	1915849	0,0888	170127,3912
110	1280	2253,94	2885043,2	0,0888	256191,8362
125	1620	2253,94	3651382,8	0,0888	324242,7926
160	2650	2253,94	5972941	0,0888	530397,1608

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix.tube.pehd.algerie(vmhdz.com)))

- Variante N°02 :

- ❖ Tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken :

Tableau III.30 : Variation des frais d'investissement du tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
50	185	2100,7	388629,5	0,0888	34510,2996
63	299	2100,7	628109,3	0,0888	55776,10584
75	420	2100,7	882294	0,0888	78347,7072
90	580	2100,7	1218406	0,0888	108194,4528
110	875	2100,7	1838112,5	0,0888	163224,39
125	1120	2100,7	2352784	0,0888	208927,2192
160	1820	2100,7	3823274	0,0888	339506,7312

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix.tube.pehd.algerie(vmhdz.com)))

- ❖ Tronçon Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise Idheriken N°02 :

Tableau III.31 : Variation des frais d'investissement du tronçon Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise Idheriken N°02 en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
50	185	2449,61	453177,85	0,0888	40242,19308
63	299	2449,61	732433,39	0,0888	65040,08503
75	420	2449,61	1028836,2	0,0888	91360,65456
90	580	2449,61	1420773,8	0,0888	126164,7134
110	875	2449,61	2143408,75	0,0888	190334,697
125	1120	2449,61	2743563,2	0,0888	243628,4122
160	1820	2449,61	4458290,2	0,0888	395896,1698

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix.tube.pehd.algerie(vmhdz.com)))

❖ **Tronçon Station de reprise Idheriken N°02- Réservoir Idheriken :****Tableau III.32 :** Variation des frais d'investissement du tronçon Station de reprise Idheriken N°02- Réservoir Idheriken en fonction du diamètre

DN (mm)	Prix du ml de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA/an)
50	185	1294,83	239543,55	0,0888	21271,46724
63	299	1294,83	387154,17	0,0888	34379,2903
75	420	1294,83	543828,6	0,0888	48291,97968
90	580	1294,83	751001,4	0,0888	66688,92432
110	875	1294,83	1132976,25	0,0888	100608,291
125	1120	1294,83	1450209,6	0,0888	128778,6125
160	1820	1294,83	2356590,6	0,0888	209265,2453

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix_tube_pehd_algerie_(vmhdz.com)))**III.6.3.1.5 Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Le bilan des coûts d'exploitation et d'investissement pour les différents tronçons est présenté dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Chaîne N° 01 :**❖ **Tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne :****Tableau III.33 :** Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation du tronçon Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne

DN (mm)	110	125	160	200	250	315
F_{inv} (DA)	198510,4748	244515,6396	407526,066	610383,4855	978062,5584	1584823,59
F_{exp} (DA)	7392150,02	4801074,03	2803105,71	2277815,42	2111871,21	2059145,8
Total (DA)	7590660,495	5045589,67	3210631,776	2888198,906	3089933,768	3643969,39

La figure III.10 présente une interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement).

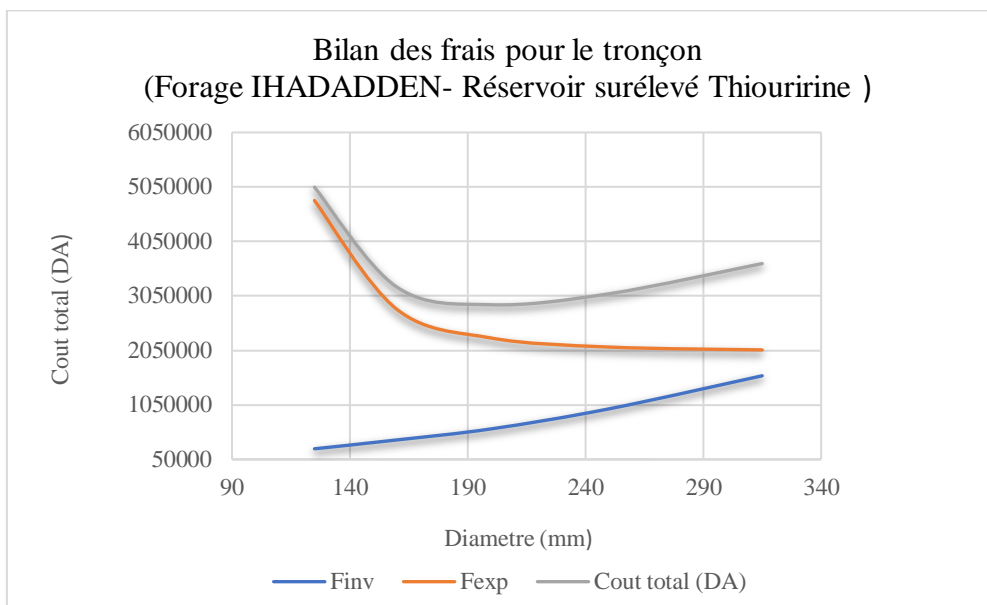


Figure III.10 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne

➤ **Chaîne N° 02 :**

❖ **Tronçon Forage ASSAM-Château d’eau du Centre-Ville Tazmalt :**

Tableau III.34 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Forage ASSAM-Château d’eau du Centre-Ville Tazmalt

DN (mm)	75	90	110	125	160	200
F_{inv} (DA)	61103,9016	84381,5784	127299,795	162943,7376	264783,5736	421907,892
F_{exp} (DA)	2090668,357	1210630,534	846097,695	750537,8653	676712,9628	657193,8492
Total (DA)	2151772,258	1295012,112	973397,49	913481,6029	941496,5364	1079101,741

La figure III.11 illustre graphiquement l'analyse des résultats du bilan, mettant en évidence les aspects liés à l'exploitation et à l'investissement.

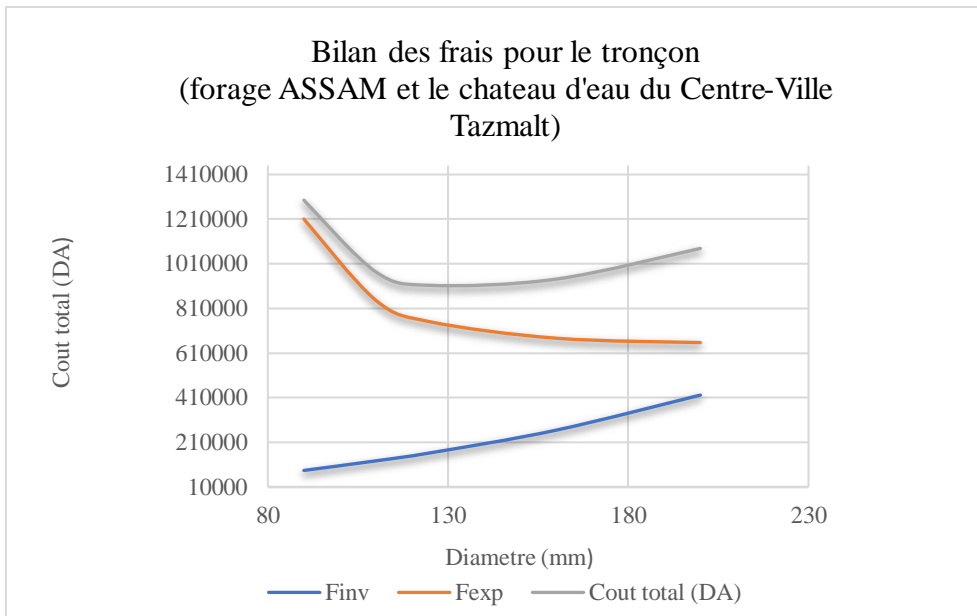


Figure III.11 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon forage ASSAM-
Château d’eau du Centre-Ville Tazmalt

➤ **Chaîne N° 03 :**

• **Variante N°01 :**

❖ **Tronçon Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken :**

Tableau III.35 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Forage KIRAT-Station de
reprise Idheriken

DN (mm)	50	63	75	90	110	125	160
F_{inv} (DA)	85928,7852	133666,9992	187770,3084	270516,546	407366,0928	515572,7112	843375,114
F_{exp} (DA)	4583379,34	1625899,15	898151,924	588526,131	464234,456	430725,344	405402,821
Total (DA)	4669308,125	1759566,149	1085922,232	859042,677	871600,5488	946298,0552	1248777,935

La représentation graphique des données du bilan (exploitation et investissements) est illustrée dans la figure III.12.

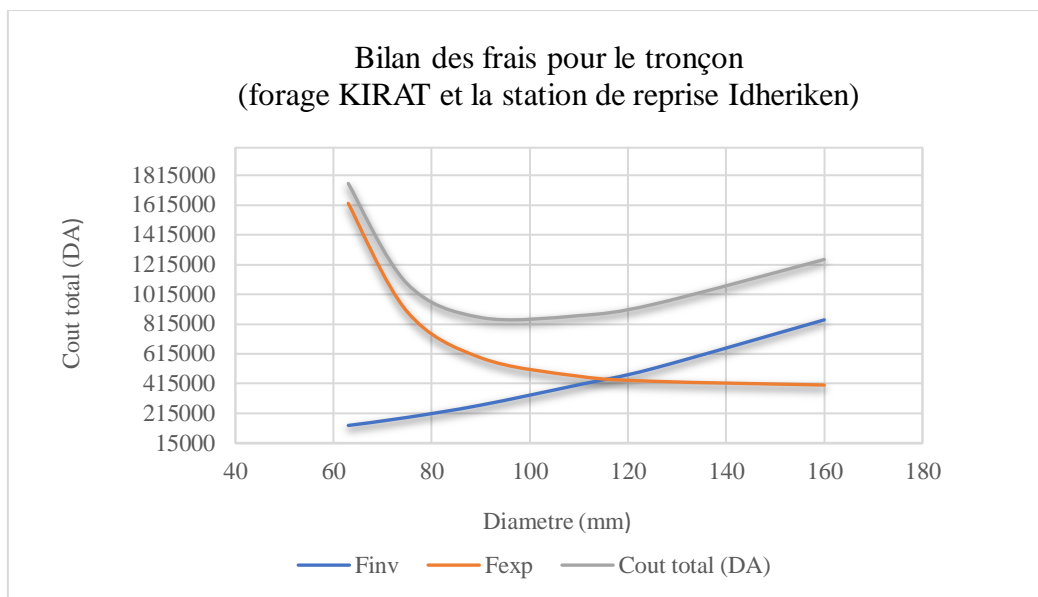


Figure III.12 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon forage KIRAT-Station de reprise Idheriken

❖ **Tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken :**

Tableau III.36 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken

DN (mm)	50	63	75	90	110	125	160
F_{inv} (DA)	54040,46544	84062,94624	118088,4245	170127,3912	256191,8362	324242,7926	530397,1608
F_{exp} (DA)	3029305,946	1169351,729	711672,7506	516949,621	438782,8001	417708,9772	401783,6859
Total (DA)	3083346,411	1253414,675	829761,1751	687077,0122	694974,6363	741951,7698	932180,8467

La figure III.13 illustre graphiquement l'analyse des résultats du bilan (exploitation – investissement).

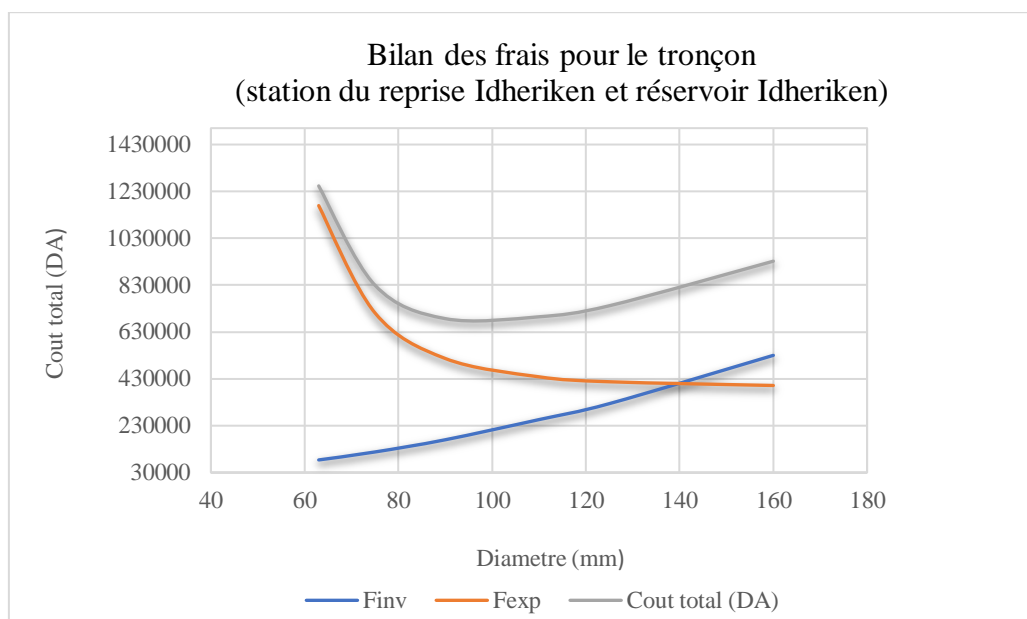


Figure III.13 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon Station de reprise Idheriken-Réservoir Idheriken

➤ **Chaîne N° 03 :**

• **Variante N°02 :**

❖ **Tronçon Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken :**

Tableau III.37 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken

DN (mm)	50	63	75	90	110	125	160
F_{inv} (DA)	34510,2996	55776,10584	78347,7072	108194,4528	163224,39	208927,2192	339506,7312
F_{exp} (DA)	1590606,301	669877,5622	431192,7978	335432,9319	295766,8916	285368,7062	277335,571
Total (DA)	1625116,601	725653,6681	509540,505	443627,3847	458991,2816	494295,9254	616842,3022

La représentation graphique des données du bilan (exploitation et investissements) est illustrée dans la figure III.14.

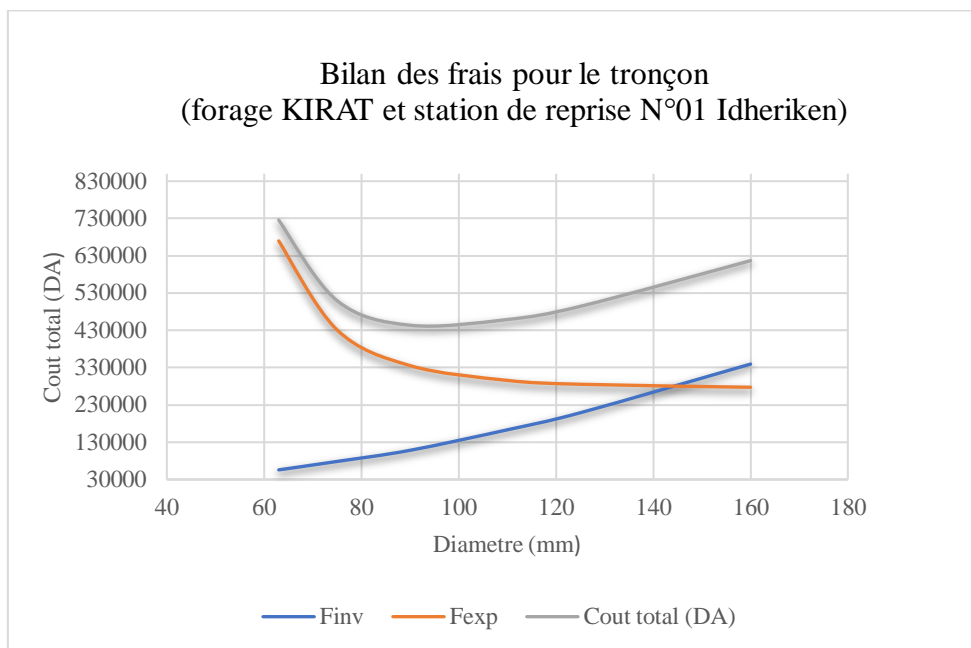


Figure III.14: Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken

❖ **Tronçon Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise N°02 Idheriken :**

Tableau III.38 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise N°02 Idheriken

DN (mm)	50	63	75	90	110	125	160
F_{inv} (DA)	40242,19308	65040,08503	91360,65456	126164,7134	190334,697	243628,4122	395896,1698
F_{exp} (DA)	1787128,064	713473,4122	435144,9571	323480,1192	277225,8568	265100,6133	255733,2366
Total (DA)	1827370,257	778513,4973	526505,6116	449644,8326	467560,5538	508729,0254	651629,4063

La figure III.15 illustre graphiquement l'analyse des résultats du bilan (exploitation – investissement).

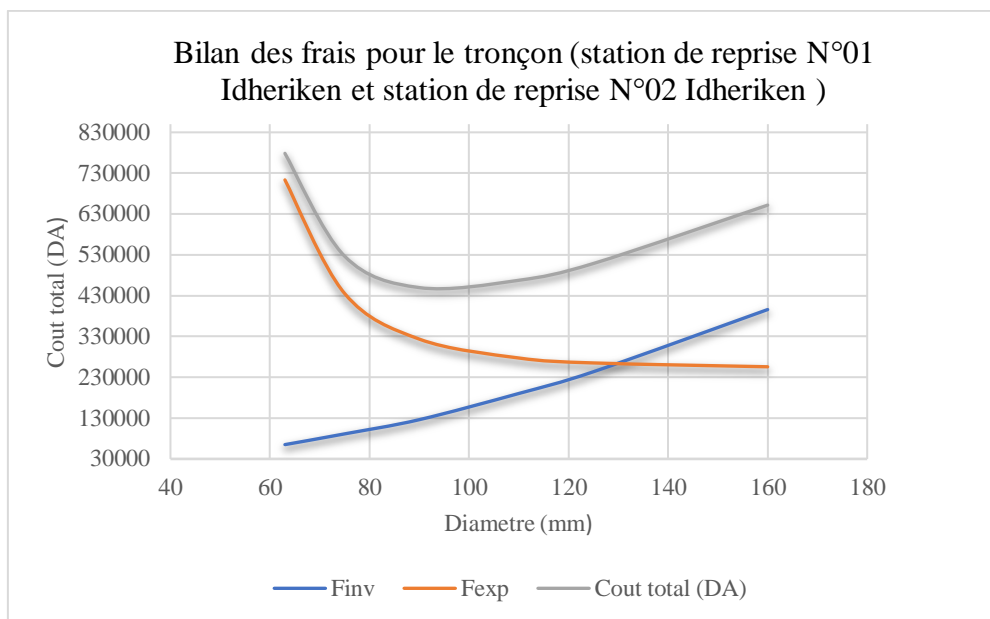


Figure III.15 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon Station de reprise Idheriken N°01- Station de reprise N°02 Idheriken

❖ **Tronçon Station de reprise Idheriken N°02- Réservoir Idheriken :**

Tableau III.39 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du Station de reprise Idheriken N°02- Réservoir Idheriken

DN (mm)	50	63	75	90	110	125	160
F_{inv} (DA)	21271,46724	34379,2903	48291,97968	66688,92432	100608,291	128778,6125	209265,2453
F_{exp} (DA)	1076315,495	508796,4811	361675,9054	302651,4149	278202,0509	271792,8147	266841,3488
Total (DA)	1097586,962	543175,7714	409967,8851	369340,3392	378810,3419	400571,4272	476106,5941

La figure III.16 illustre graphiquement l'analyse des résultats du bilan (exploitation – investissement).

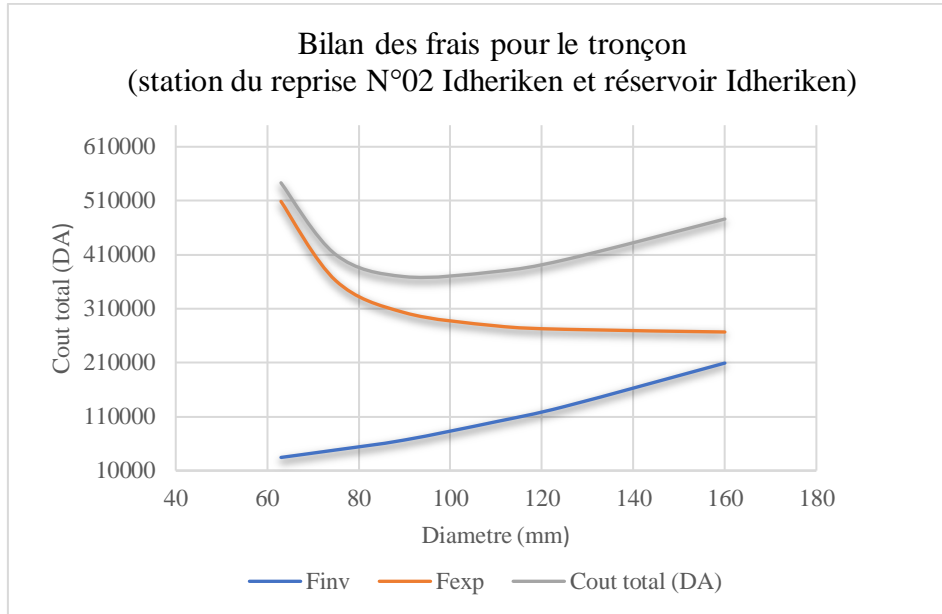


Figure III.16 : Bilan des coûts d’investissement et d’exploitation du tronçon Station de reprise N°02 Idheriken-Réservoir Idheriken

III.6.3.2 Dimensionnement de l’adduction gravitaire :

❖ **Tronçon Point de piquage – Réservoir semi-enterrée Thiouririne :**

Afin de calculer le diamètre idéal de la conduite gravitaire, en prenant en compte le point de piquage à une altitude de 360,82 m et le réservoir Thiouririne à une altitude de 359,82 m, le processus de calcul s'effectue comme suit :

- Détermination du diamètre avantageux de la conduite et de le normaliser ;
- Vérification de la vitesse afin de garantir qu'elle est admissible.

❖ **La vitesse d’écoulement :**

La vitesse d’écoulement dans la conduite gravitaire est calculée en se basant sur l’équation de continuité :

$$Q = V \times S \text{ (m}^3\text{/s) (III.28)}$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \text{ (m/s) (III.29)}$$

Avec :

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

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d’écoulement (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

Le tableau ci-dessous présente les résultats :

Tableau III.40: Les caractéristiques de la conduite gravitaire

Matériau	CP Point du piquage (m)	CTP R. Thiouririne (m)	ΔH_d (m)	La longueur géométrique (m)	La longueur équivalente (m)	Le débit (l/s)
PEHD	371,95	362	9,95	13,09	14,399	18,62

Tableau III.41: Les résultats du dimensionnement de la partie gravitaire

D intérieur (mm)	D extérieur (mm)	La vitesse (m/s)	Prix de conduite ml (DA)	Frais d'investissement (DA)
141	160	1,19	1260	16493,4

(Source : [prix tube pehd algérie \(vmhdz.com\)](http://prix tube pehd algérie (vmhdz.com)))

III.6.4 Analyse et choix de la variante :

Le tableau III.42 présente une comparaison des coûts des deux variantes retenues :

Tableau III.42 : Tableau présente la comparaison entre le coût des deux variantes

Variante	Coût total (DA)
01	5364293,598
02	5080786,465

La première variante comporte d'importants défis en matière d'infrastructure de pompage et de refoulement, principalement en raison de la nécessité d'installer des électropompes spécifiques pour atteindre une hauteur totale de 171,74 m. En outre, le terrain accidenté sur une distance de 3583,95 m entre le forage KIRAT et la station de reprise Idheriken pose des problèmes opérationnels significatifs. Parmi ceux-ci figurent les risques d'implosion de la conduite, de fissuration et de décollement de l'enduit interne de protection en cas d'arrêt brusque de la pompe. De surcroît, la détection et la réparation des pannes le long de cette section sont complexes, pouvant entraîner de longues périodes sans approvisionnement en eau pour les communautés.

En ce qui concerne le pompage, nous n'avons pas trouvé la pompe appropriée pour la station de reprise, qui doit assurer une hauteur manométrique totale de 224,39 mètres pour un débit de 17,36 m³/h, que ce soit avec le logiciel CAPRARI ou avec KSB.

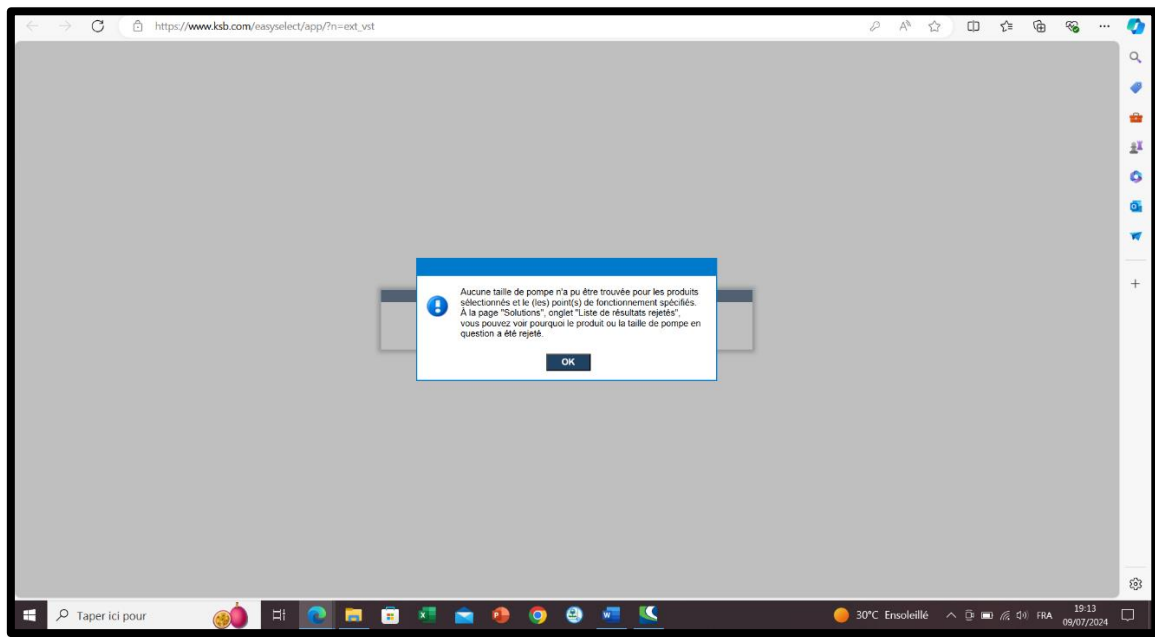


Figure III.17 : Essai de sélection de la pompe adéquate pour la station de reprise pour la variante N°01 à l'aide du logiciel KSB

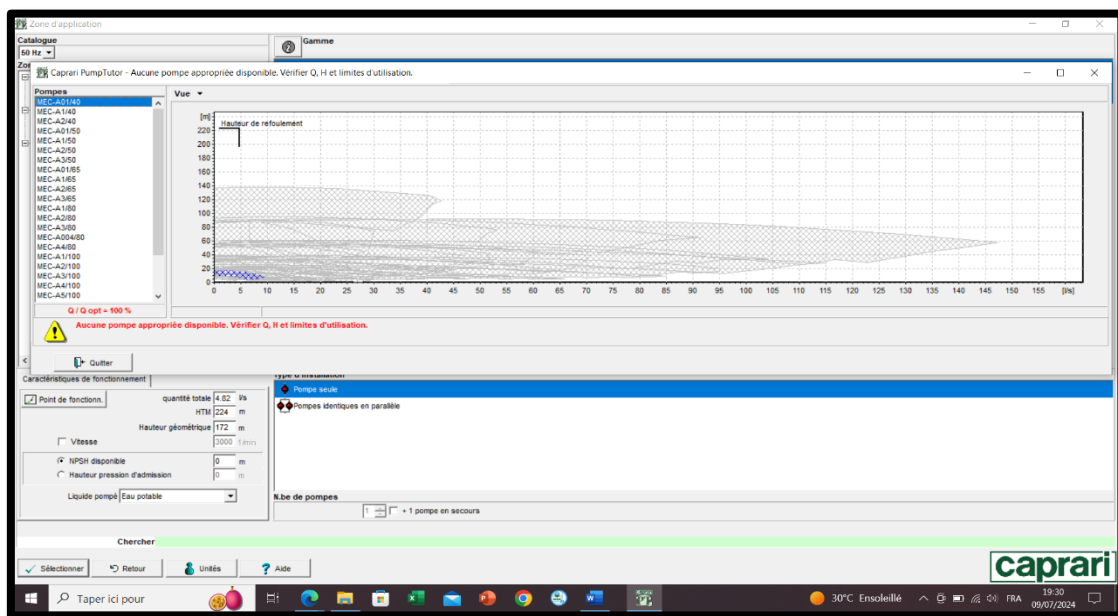


Figure III.18 : Essai de sélection de la pompe adéquate pour la station de reprise pour la variante N°01 à l'aide du logiciel CAPRARI

La deuxième variante offre des distances de refoulement plus courtes et des hauteurs de refoulement acceptables comparée à la variante N°1.

Tableau III.43 : Tableau récapitulatif des hauteurs manométriques des différentes chaînes obtenues pour les deux variantes

		Tronçon	HMT(m)
Chaîne N°01		Forage IHADADDEN-R surélevé Thiouririne	170,46
Chaîne N°02		Forage ASSAM-Château Centre-Ville	143,17
Chaîne N°03	Variante N°01	Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken	255,46
		Station de reprise Idheriken -Réservoir Idheriken	224,39
	Variante N°02	Forage KIRAT-Station de reprise N°01 Idheriken	145,60
		Station de reprise N°01 Idheriken - Station de reprise N°02 Idheriken	140,41
		Station de reprise N°02 Idheriken -Réservoir Idheriken	131,37

Après une analyse complète, nous optons pour la variante N°02, jugée la plus favorable d'un point de vue technique et économique.

En se basant sur les calculs précédents, nous avons déterminé les diamètres et les vitesses présentés dans les tableaux ci-dessous :

Remarque :

Les vitesses d'écoulement obtenues sont dans les normes recherchées.

Suivant la formule (III.29), on trouve :

➤ **La chaîne N° 01 :**

Tableau III.44 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des conduites de la première chaîne

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)
Forage IHADADDEN- Réservoir surélevé Thiouririne	200	2039,67	1,48
Point de piquage -Réservoir semi-enterrée Thiouririne	160	13,09	1,19

➤ **La chaîne N° 02 :**

Tableau III.45 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des conduites de la deuxième chaîne

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)
Forage ASSAM-Château d'eau du Centre-Ville	125	1638,35	1,34

➤ **La chaîne N° 03 :**

Tableau III.46 : Tableau récapitulatif des diamètres et des vitesses des conduites de la troisième chaîne

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)
Forage KIRAT-Station de reprise Idheriken	90	2100,7	1,13
SR N°01 Idheriken - SR N°02 Idheriken	90	2449,61	1,13
SR N°02 Idheriken -Réservoir Idheriken	90	1294,83	1,13

III.7 Simulation de l'adduction par EPANET :

Nous procédons à la simulation de l'adduction à l'aide du logiciel EPANET :

III.7.1.1 Présentation du logiciel :

EPANET est un logiciel dédié à la modélisation hydraulique et qualitative des réseaux d'eau sous pression sur des durées étendues. Il prend en compte divers éléments tels que les tuyaux, les nœuds (points de jonction entre les tuyaux), les pompes, les vannes, les réservoirs et les bâches. Ce logiciel réalise des calculs de débit dans chaque tuyau, de pression dans chaque nœud et de niveau d'eau dans les réservoirs. En outre, il est capable de déterminer les temps de séjour de l'eau et de suivre son parcours. Il a pour objectif d'améliorer la compréhension de la dynamique de l'écoulement et de l'utilisation de l'eau au sein des réseaux de distribution, en offrant une flexibilité qui le rend adaptable à une variété de contextes d'analyse. Il propose une plateforme complète pour la gestion des données du réseau, la réalisation de simulations hydrauliques et de qualité, ainsi que la visualisation des résultats à travers divers formats tels que des cartes colorées, des tableaux et des graphiques.

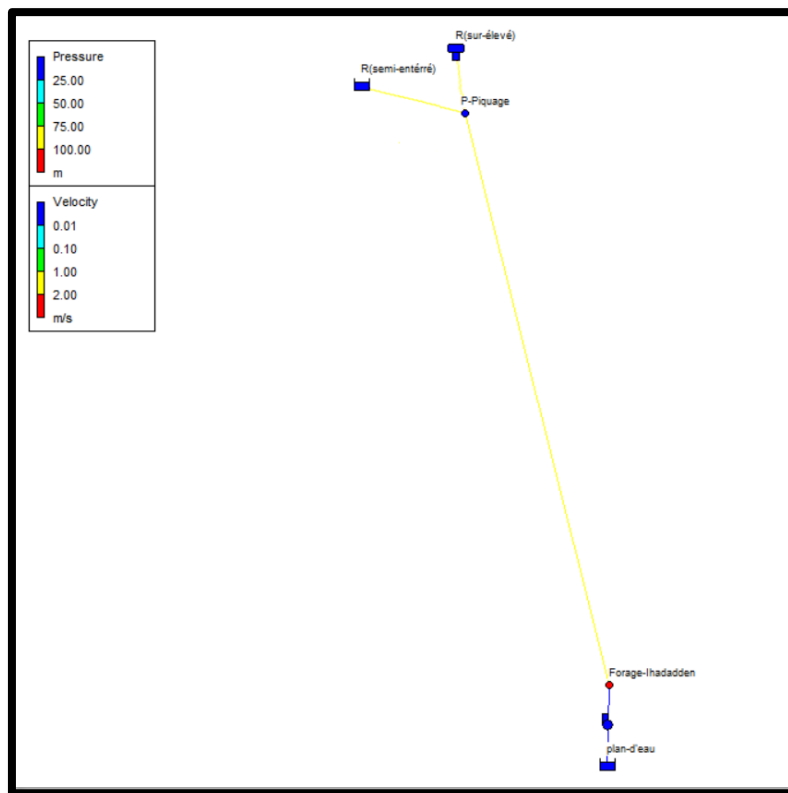


Figure III.19 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de la chaine mixte

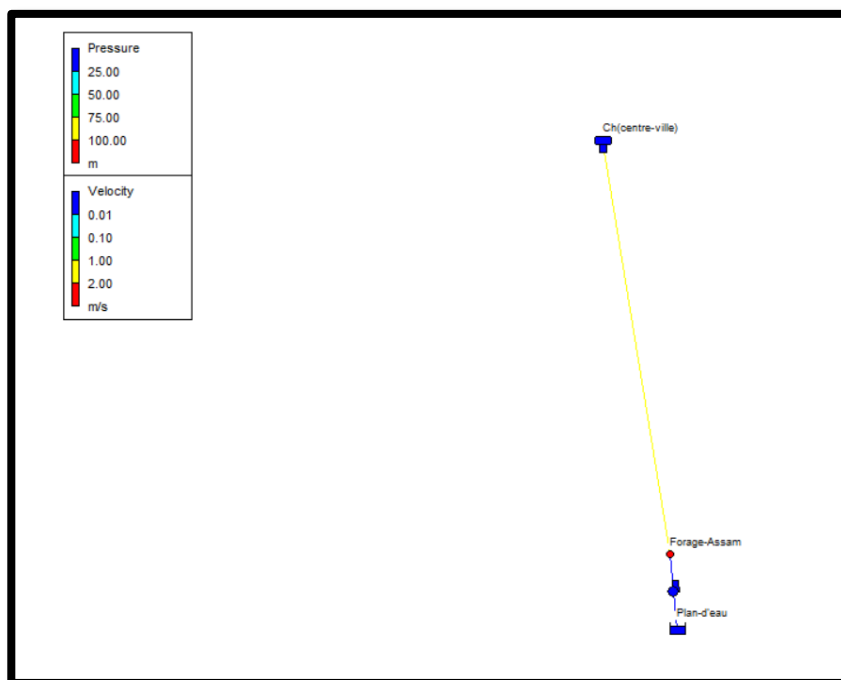


Figure III.20 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de la deuxième chaine de refoulement

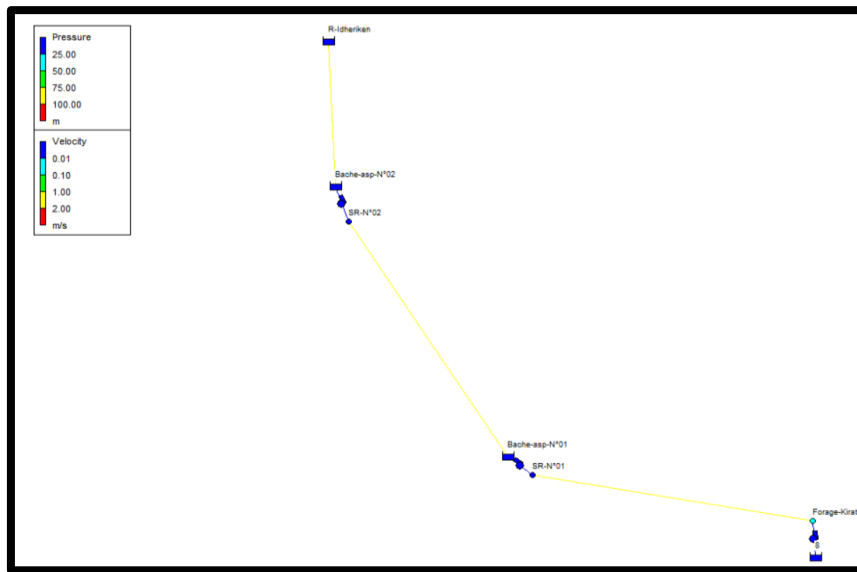


Figure III.21: Schéma de simulation de l'adduction projetée de la troisième chaîne de refoulement

III.7.2 Analyse des résultats :

En utilisant le logiciel EPANET, nous avons pu vérifier les diamètres calculés de manière analytique et assurer un fonctionnement optimal du réseau d'adduction d'eau, en garantissant un approvisionnement stable et respectant les normes requises en ce qui concerne les vitesses et les pressions. Cela aide à répondre aux besoins en eau des utilisateurs tout en préservant l'intégrité du système.

III.8 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons entrepris une étude approfondie de notre système d'adduction d'eau. Cela englobe une analyse technico-économique du refoulement et la détermination du diamètre avantageux en fonction de la charge disponible pour la conduite approvisionnant le réservoir semi-enterré Thiouririne. Les caractéristiques principales de notre système sont les suivantes :

- Une conduite de refoulement sera chargée de transporter l'eau depuis le forage IHADADDEN jusqu'au réservoir surélevé Thiouririne, avec un diamètre de 200 mm ;
- Une section gravitaire acheminera l'eau du point de piquage vers le réservoir Thiouririne, avec un diamètre de 160 mm ;
- Une autre section du réseau acheminera l'eau provenant du forage ASSAM vers le château d'eau du centre-ville, avec un diamètre de 125 mm ;
- Une autre conduite sera chargée de conduire l'eau de forage KIRAT jusqu'à la station de refoulement SR N°01 Idheriken projetée, avec une conduite de 90 mm de diamètre,

- Une autre section acheminera l'eau depuis la station de refoulement SR N°01 Idheriken projetée jusqu'à la station de refoulement SR N°02 Idheriken projetée, à travers une conduite de 90 mm de diamètre,
- La dernière section transportera l'eau de la station SR N°02 Idheriken projetée vers le réservoir Idheriken, également avec un diamètre de 90 mm.

Dans le prochain chapitre, cette étude nous permettra de nous concentrer sur une analyse approfondie afin de sélectionner les pompes les mieux adaptées à notre projet.

Chapitre IV

Etude du pompage

CHAPITRE IV : Etude du pompage

IV.1 Introduction :

La phase d'adduction étant terminée, nous passons à l'analyse des pompes que nous devons étudier pour cinq tronçons de refoulement.

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une analyse approfondie afin de choisir les pompes les plus appropriées pour notre projet. Cette sélection est importante pour garantir que les pompes sélectionnées répondent parfaitement aux exigences en termes de débit et de hauteur manométrique totale, assurant ainsi le bon fonctionnement du système. Nous utiliserons le logiciel "CAPRARI" pour évaluer les différentes options disponibles, en prenant en compte des critères tels que les performances, l'efficacité énergétique et la fiabilité.

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

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

- Il convient d'éviter autant que possible les zones sismiques ainsi que celles qui présentent une instabilité géologique ;
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne devraient pas être situés dans des zones exposées aux inondations ;
- Il est nécessaire de respecter les normes : la distance minimale entre une station, un aéroport, et une prise d'eau doit être de 30 km ;
- Pour effectuer les terrassements et implanter la station de pompage, il est nécessaire de :
 - Assurer l'accessibilité à l'ensemble des ouvrages est une priorité ;
 - 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 mètres ;
 - Prévoir l'installation d'un système de drainage adéquat pour la station ;
 - Aménager des espaces verts autour de la station afin de préserver l'environnement.

IV.3 Classification des pompes [6]

Les différentes catégories de pompes sont généralement déterminées par leur méthode de fonctionnement :

IV.3.1 Les pompes volumétriques :

Les pompes volumétriques transforment l'énergie lors du refoulement, grâce à l'action des éléments de refoulement, dans un processus périodique qui engendre une augmentation de la pression. En d'autres termes, ces pompes utilisent l'énergie requise pour élever le liquide, résultant des variations alternées de volume entre les ouvertures d'aspiration et de refoulement.

Dans cette classe, les divers types se distinguent par la manière dont le liquide se déplace de l'entrée de la pompe (aspiration) à sa sortie (refoulement) :

- Les pompes semi-rotatives ;
- Les pompes rotatives ;
- Pompes alternatives à Piston.

IV.3.2 Les turbopompes :

Dans les turbopompes, l'oreillard reçoit le liquide qui, grâce à la rotation de la roue entraînée par le moteur électrique, acquiert de l'énergie cinétique et est projeté vers la périphérie. Cette action crée une dépression qui aspire le liquide vers le diffuseur, lequel le dirige ensuite vers la volute reliée à l'orifice de refoulement. Par conséquent, une pression, appelée hauteur manométrique de refoulement, est générée à la sortie de la pompe.

Les turbopompes se divisent en différentes catégories, on trouve :

- Les pompes centrifuges (radiales) ;
- Les pompes hélio centrifuges (semi axiales) ;
- Les pompes hélices (axiales).

IV.3.2.1 Classification des pompes centrifuges :

Elles sont classées en fonction des critères suivants :

➤ Le nombre de roues :

- Les pompes monocellulaires : sont adaptées aux pressions allant de 15 à de 100 mce ;
- Les pompes multicellulaires : sont conçues pour des pressions élevées, atteignant plusieurs centaines de mètres.

- **Position de l'arbre de la pompe :**
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.
- **La forme des aubes de la roue :**
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges semi axial.
- **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.**

IV.3.3 Caractéristiques des pompes centrifuges :

Les caractéristiques principales d'une pompe centrifuge comprennent :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

IV.3.4 La constitution d'une pompe centrifuge :

La pompe centrifuge est constituée de divers éléments, comme présenté dans la figure ci-dessous :

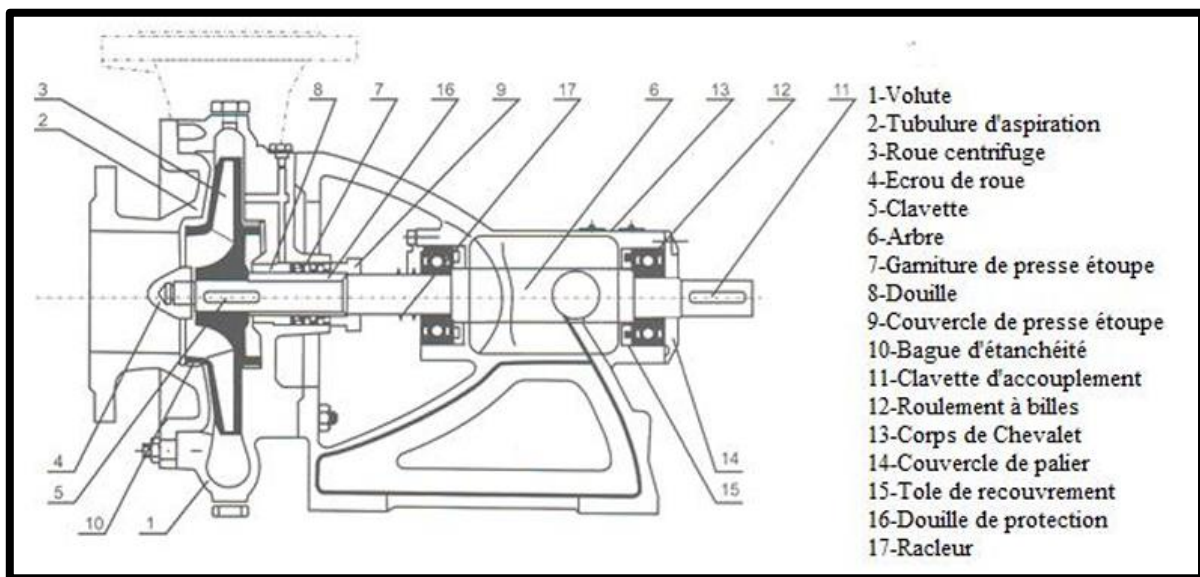


Figure IV.1 : Schéma explicatif des composants essentiels d'une pompe centrifuge

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

Récapitulons les composants fondamentaux de toute pompe centrifuge, à savoir :

- **Volute** : est le composant qui transfère le fluide du diffuseur vers la section de refoulement, en utilisant une spirale ou un colimaçon de section progressivement croissante. Son rôle principal est de convertir une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue en pression, constituant ainsi le corps de la pompe.
- **Roue** : Il s'agit d'un élément mobile, connu sous le nom de rotor ou impulser, constitué de deux flasques, l'un à l'avant et l'autre à l'arrière, ainsi que d'aubages dont la forme concave est orientée dans la direction opposée au centre de rotation de la machine. Les caractéristiques d'une roue incluent les angles de ses aubages, ses diamètres, sa longueur, et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.
- **Distributeur** : Le distributeur se compose d'un cône convergent qui succède à la tubulure d'aspiration profilée. Son but est d'orienter les filets liquides avec une vitesse et une direction appropriée vers l'axe de la pompe.
- **Diffuseur** : Le diffuseur, situé à la sortie de la roue, convertit l'énergie cinétique en énergie de pression. Il existe deux types de diffuseurs : lisse et à ailettes. Le diffuseur est conçu avec un cône divergent qui ralentit l'écoulement en diminuant la vitesse absolue à la sortie de la roue.
- **Arbre** : Tous les organes de la pompe sont fixés sur un axe rotatif. Cet axe est appelé l'arbre d'entraînement de la pompe, et la roue y est fixée à l'aide d'un dispositif appelé clavette.
- **Paliers** : Ils garantissent l'alignement précis entre la roue de la pompe et son arbre, tout en absorbant les forces radiales et axiales qui en découlent.
- **Presse étoupe** : Cet organe ne se limite pas à assurer l'étanchéité de l'arbre d'entraînement de la roue. En autorisant un débit de fuite à s'écouler le long de l'arbre, il contribue à son refroidissement, prévenant ainsi toute surchauffe.
- **Canal de retour** : Cet organe facilite le transfert du liquide aspiré d'un niveau à un autre, assurant ainsi la continuité de l'écoulement entre les différentes roues. Il constitue donc un composant essentiel des pompes multicellulaires.

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

Les niveaux des plans d'eau à l'entrée et à la sortie de la pompe peuvent différer d'une situation à une autre, ce qui entraîne des variations dans le mode d'installation. En conséquence, on distingue deux types d'installations de pompage :

IV.4.1 Installation en aspiration :

Dans cette installation, la pompe est positionnée de manière à ce que son axe soit élevé au dessus du niveau d'eau aspiré, la figure suivante montre ce type d'installation :

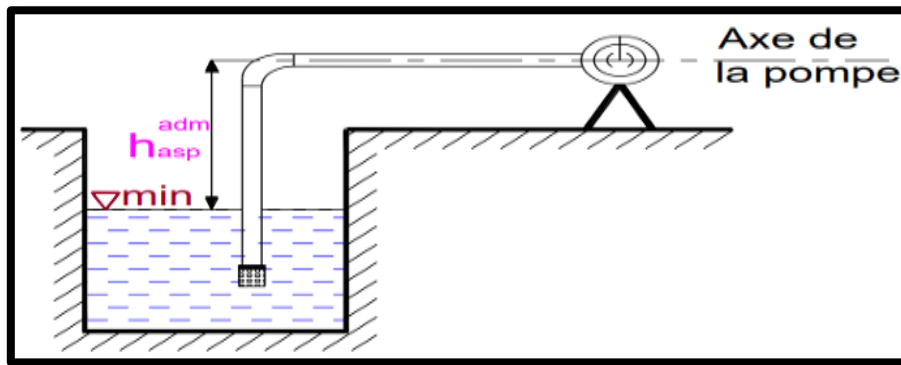


Figure IV.2 : Installation en aspiration

IV.4.2 Installation en charge :

Pour ce genre d'installation, la pompe est positionnée de manière à ce que l'axe de son rotor se situe en dessous du niveau de l'eau aspirée, l'illustration ci-dessous présente ce modèle d'installation :

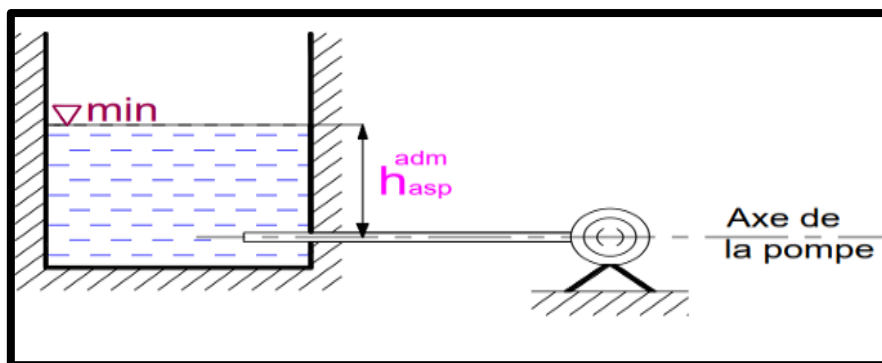


Figure IV.3 : Installation en charge

IV.5 Couplage des pompes :

Si la pompe installée dans une station de pompage ne parvient pas à fournir le débit ou la pression requis pour élever l'eau jusqu'au niveau désiré, il est nécessaire d'envisager le couplage de plusieurs pompes. Ce couplage peut être réalisé soit en série, soit en parallèle, en fonction des besoins, de la manière suivante :

- **Le couplage en parallèle :** Ce mode de couplage est employé dans le but d'accroître le débit refoulé par les pompes.
- **Le couplage en série :** Ce genre de couplage est employé dans le but d'accroître la hauteur d'élévation (ou la charge) des pompes.

IV.5.1 Le couplage en parallèle :

Dans cette configuration, chaque conduite de refoulement individuelle se joint à une conduite générale partagée. Pour une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit total correspond à la somme des débits de chaque pompe.

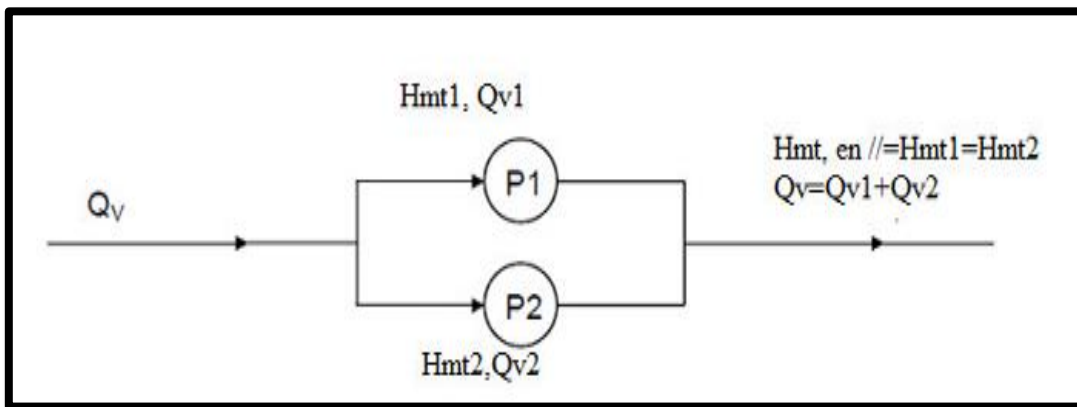


Figure IV.4 : Couplage de deux pompes en parallèle
 (Source : [Chapitre 5: Les pompes \(technologuepro.com\)](#))

IV.5.2 Le couplage en série :

Dans cette situation, lorsque la pompe refoule, son écoulement rejoint l'entrée d'aspiration de la pompe subséquente. Ainsi, pour un débit donné, la hauteur totale à laquelle le liquide est élevé correspond à la somme des hauteurs auxquelles chaque groupe le soulève. Par conséquent, le débit demeure constant tandis que les hauteurs s'accroissent.

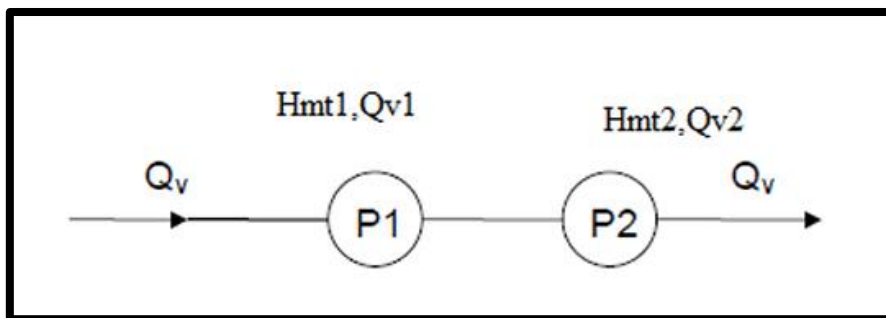


Figure IV.5 : Couplage de deux pompes en série
 (Source : [Chapitre 5: Les pompes \(technologuepro.com\)](#))

IV.6 Le choix de la pompe :

Nous avons conçu notre station de reprise en tenant compte d'un débit maximal, ce qui signifie que nous devons sélectionner un type de pompe capable de garantir un débit total égal à ce maximum. Par conséquent, notre choix dépendra du nombre et du type de pompes à utiliser :

IV.6.1 Choix du type de pompe :

Les critères à prendre en compte pour choisir le type de pompe sont :

- Garantir le débit requis Q_{app} 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 ;
- Encombrement et poids réduit.

IV.6.2 Choix du nombre de pompe :

Le choix dépend de divers critères :

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

IV.6.3 Le choix du moteur :

Les critères à prendre en compte lors de choix d'un moteur sont les suivants :

- Position de l'axe ;
- Tension d'alimentation qui dépend de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Fréquence de réseau ;
- Vitesse de rotation de la pompe ;
- La vitesse de rotation du moteur ;

$$N_{moteur} = N_{pompe} \pm 200 \text{ tr/min} \dots\dots\dots (IV.1)$$

- Puissance absorbée de la pompe ;

- Puissance de moteur est calculée en utilisant la formule suivante :

$$P_m = \frac{\bar{\omega} \times Q \times H_{mt} \times K}{\eta_{acc} \times \eta_p \times \eta_m} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$\bar{\omega}$: poids volumique de l'eau, $\bar{\omega} = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q : débit refoulé par une seule pompe ;

H_{mt} : hauteur manométrique totale (mce);

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 100 \%$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92 \div 95) \%$;

K : Le coefficient de correction dépend de la puissance de la pompe.

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

Tronçon	Déc (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	ΔH_{Total} (m)	H _g (m)	HMT (m)
Forage IHADADDEN-R surélevé Thiouririne	200	27,97	1,48	2039,67	0,01122425	18,08	152,38	170,46
Forage ASSAM-Château Centre-ville	125	10,97	1,34	1638,35	0,012130141	19,51	123,66	143,17
Forage KIRAT-SR1	90	4,822	1,13	2100,7	0,01292121	26,56	119,04	145,60
SR1-SR2	90	4,822	1,13	2449,61	0,01292121	30,97	109,44	140,41
SR2-Réservoir Idheriken	90	4,822	1,13	1294,83	0,01292121	16,37	115	131,37

Pour notre étude, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI. Il requiert simplement l'entrée des paramètres de fonctionnement de la station de reprise ou bien le forage tels que le débit pompé, la hauteur manométrique totale et la hauteur géométrique. Ensuite, en spécifiant le nombre de pompes souhaité, le logiciel génère plusieurs options parmi lesquelles nous sélectionnons la plus optimale.

Remarque : Concernant les forages, il y aura une seule pompe dans chacun.

Le choix est basé sur les différentes variantes exposées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.2 : Variante pour le choix du type de pompe pour le forage IHADADDEN

Nombre de pompe	Q_p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	27,8	170	E9S50/10A+MC880	78,8	2900	58,8	4,34
1	28,3	171	E8S64/9A+MC890	75,7	2900	62,6	3,74
1	28,3	171	E8S48/10I+MC890	74,9	2900	63,3	4,79
1	31,1	175	E10S50/6C+M10125	72	2900	73,9	4,98

À partir du tableau IV.2 nous allons opter pour la pompe E8S64/9A+MC890 pour ce forage car elle assure le débit et la hauteur manométrique totale (HMT) avec une puissance absorbée réduite, tout en offrant un rendement élevé et une vitesse de rotation élevée.

Tableau IV.3 : Les caractéristiques de la pompe choisi pour le forage IHADADDEN

Nombre de pompe	Q_p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	28,3	171	E8S64/9A+MC890	75,7	2900	62,6	3,74

Tableau IV.4 : Variante pour le choix du type de pompe pour le forage ASSAM

Nombre de pompe	Q_p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	10,6	142	E8R35/11+MCH630	74	2900	19,9	3,67
1	11,3	144	E6S55-6/12A+MCH635	73,6	2900	21,6	4,09
1	10,4	141	E6S54/12A+MCH630	71,6	2900	20,1	4,53
1	10,7	142	E6S64/13A+MCH635	70,4	2900	21,2	4

En se référant au tableau IV.4, nous choisirons la pompe E6S55-6/12A+MCH635 pour ce forage, car elle garantit le débit et la hauteur manométrique totale (HMT) avec une puissance absorbée minimale. De plus, elle offre un rendement élevé et une vitesse de rotation élevée.

Tableau IV.5 : Les caractéristiques de la pompe choisi pour le forage ASSAM

Nombre de pompe	Q _p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	11,3	144	E6S55-6/12A+MCH635	73,6	2900	21,6	4,09

Tableau IV.6 : Variante pour le choix du type de pompe pour le forage KIRAT

Nombre de pompe	Q _p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	5,17	149	E6X40-6/20+MC615	72,6	2900	10,5	2,45
1	5,5	154	P6G/3/20/18D	67,3	2900	12,3	2,95
1	4,88	146	E6X35-6/26+MC615	67,1	2900	10,7	4,89
1	5,16	150	E6S50/12A+MC625	59,3	2900	12,7	3

Selon les données du tableau IV.6, nous choisirons la pompe E6X40-6/20+MC615 pour ce forage. Cette pompe garantit à la fois le débit et la hauteur manométrique totale (HMT) nécessaires, tout en consommant moins de puissance. De plus, elle offre un rendement élevé et une vitesse de rotation élevée.

Tableau IV.7 : Les caractéristiques de la pompe choisi pour le forage KIRAT

Nombre de pompe	Q _p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	5,17	149	E6X40-6/20+MC615	72,6	2900	10,5	2,45

Tableau IV.8 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SR N°01 Idheriken

Nombre de pompe	Q_p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	4,99	143	HMU40-1/7C	66,9	2900	10,4	2,18
2	2,58	145	HMU40-1/7E	58,5	2900	6,34	2,73
3	1,77	147	HVU25/4A+20	38,6	2900	6,57	1,29
4	1,21	146	HVU25/4A+20	30,7	2900	6,04	1,08

À partir du tableau IV.8 présentant les différentes variantes qui répondent aux critères à prendre en compte pour orienter le bon choix du type de pompe, nous avons sélectionné la variante suivante :

Tableau IV.9 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour la station SR N°01 Idheriken

Nombre de pompe	Q_p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	4,99	143	HMU40-1/7C	66,9	2900	10,4	2,18

Pour la station SR N°01 Idheriken, il était prévu de sélectionner une seule pompe de secours car le nombre de pompes principales est de 1 pompe, ce qui entraîne un total de 2 pompes.

Remarque :

- La variante avec une seule pompe le rendement est élevé le $(NPSH)_r$ est minimal ainsi qu'elle assure le débit pompé et la HMT.
- La variante avec deux pompes le rendement est minimal et le $(NPSH)_r$ élevé.
- La variante avec trois pompes le rendement est faible et la puissance absorbée est élevée.
- La variante avec quatre pompes le rendement est faible tandis que la puissance absorbée est élevée.

Tableau IV.10 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SR N°02 Idheriken

Nombre de pompe	Q _p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	4,93	132	HMU40-1/6B	66,9	2900	9,44	2,18
2	2,92	139	HVU18/5A+12	58,4	2900	6,82	1,92
3	2,55	147	HVU25/4A+20	45,6	2900	7,14	1,46
4	1,68	147	HVU25/4A+20	37,2	2900	6,47	1,25

D'après le tableau IV.10 qui présente les diverses variantes et les critères à considérer pour guider le choix du type de pompe, nous avons choisi la variante suivante :

Tableau IV.11 : Les caractéristiques de la pompe choisie pour la station SR N°02

Nombre de pompe	Q _p (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	4,93	132	HMU40-1/6B	66,9	2900	9,44	2,18

Il était prévu d'installer une pompe de secours à la station SR N°02 Idheriken, car la station dispose d'une seule pompe principale, ce qui porterait le nombre total de pompes à deux.

Remarque :

- La variante avec une seule pompe offre un rendement élevé avec un nombre réduit de pompes (une seule pompe), un (NPSH) minimal et garantit le débit pompé et la HMT.
- La variante avec deux pompes présente un rendement minimal et un (NPSH) élevé.
- La variante avec trois pompes présente un faible rendement et une puissance absorbée élevée.
- La variante avec quatre pompes le rendement est extrêmement faible tandis que la puissance absorbée est élevée.

IV.6.4 Courbes caractéristiques des pompes :

En général, les performances des pompes sont représentées par des courbes qui regroupent les paramètres physiques essentiels pour faire un bon choix.

Les courbes caractéristiques sont les suivantes :

- **La courbe débit – hauteur, $H = f(Q)$:**

Elle montre comment les différentes hauteurs d’élévation varient en fonction du débit.

- **La courbe débit – rendement, $\eta = f(Q)$:**

Les valeurs du rendement sont représentées dans cette courbe en fonction du débit. En passant par l'origine, elle obtient un rendement nul lorsque $Q = 0$ (barbotage).

- **La courbe débit - puissance absorbée, $P_{abs} = f(Q)$:**

Cette représentation graphique illustre les variations de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit.

- **La courbe débit – $(NPSH)_r$, $NPSH_r = f(Q)$:**

Les valeurs du $(NPSH)_r$ de la pompe sont illustrées dans cette courbe en fonction du débit.

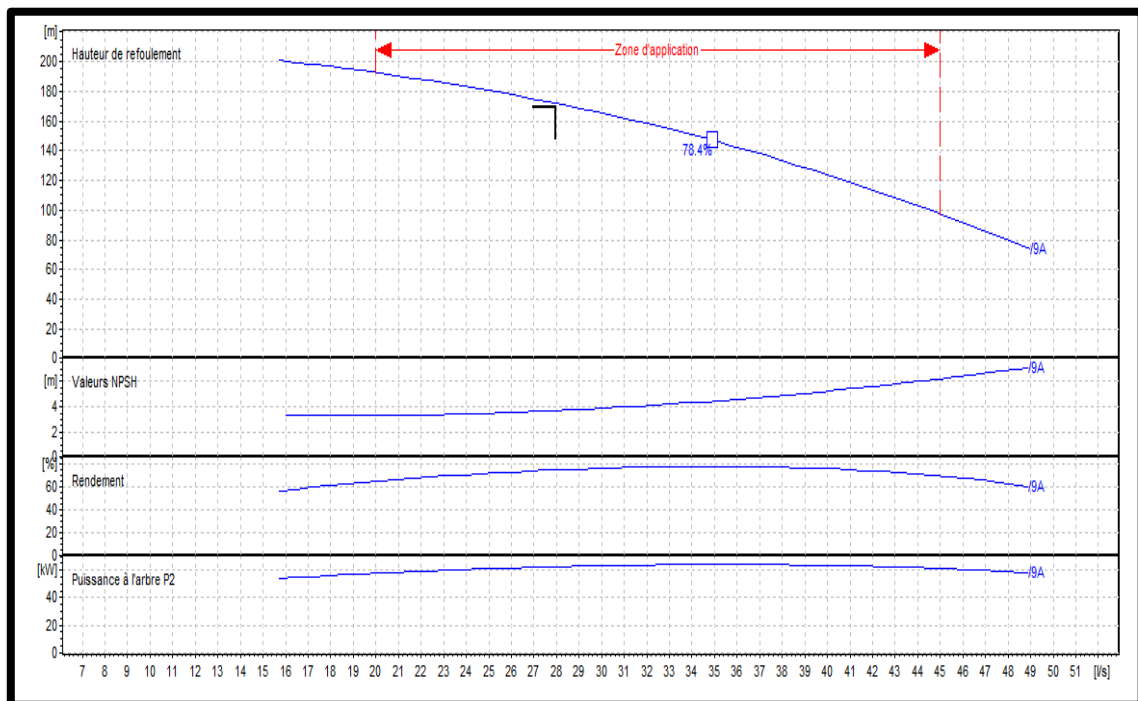


Figure IV.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisie pour le forage IHADADDEN de type E8S64/9A+MC890 (Source : Logiciel CAPRARI,2024)

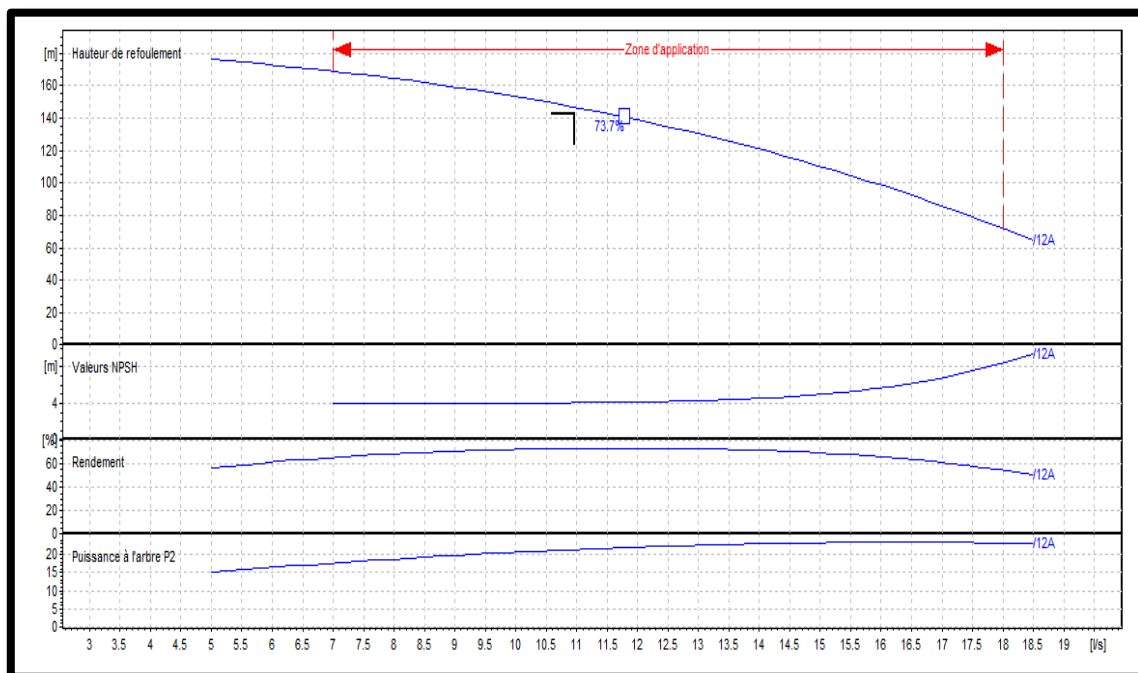


Figure IV.7 : Les courbes caractéristiques choisie pour le forage ASSAM de type E6S55-6/12A+MCH635
(Source : Logiciel CAPRARI,2024)

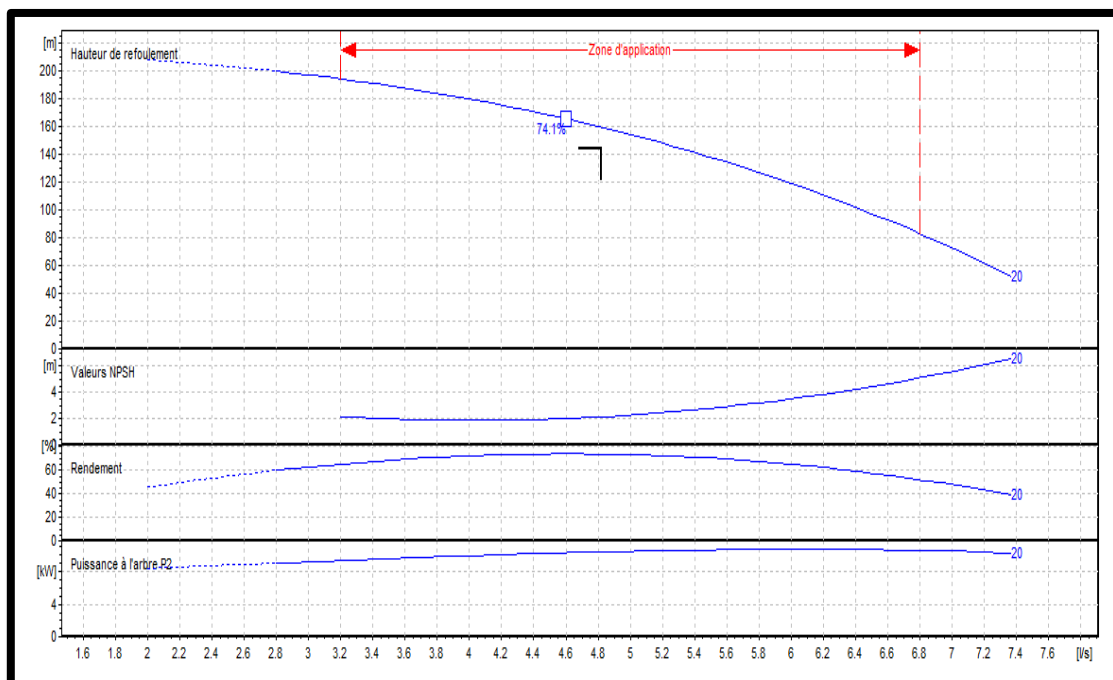


Figure IV.8 : Les courbes caractéristiques choisie pour le forage KIRAT de type E6X40-6/20+MC615
(Source : Logiciel CAPRARI,2024)

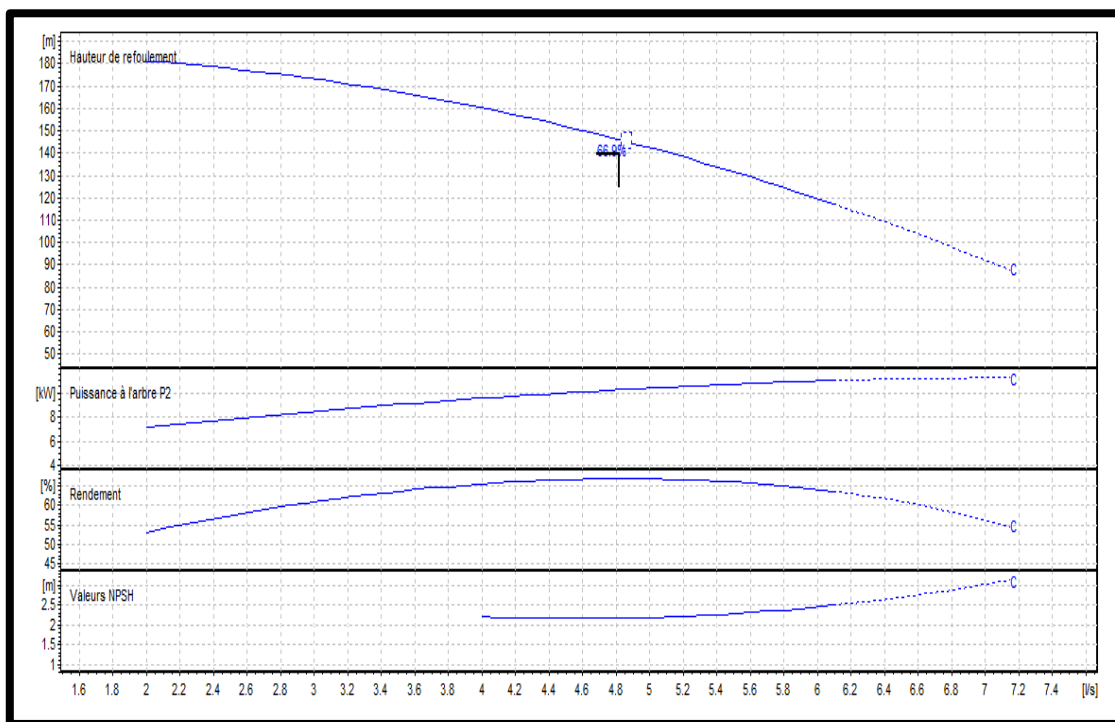


Figure IV.9 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR N°01 Idheriken) de type HMU40-1/7C
(Source : Logiciel CAPRARI,2024)

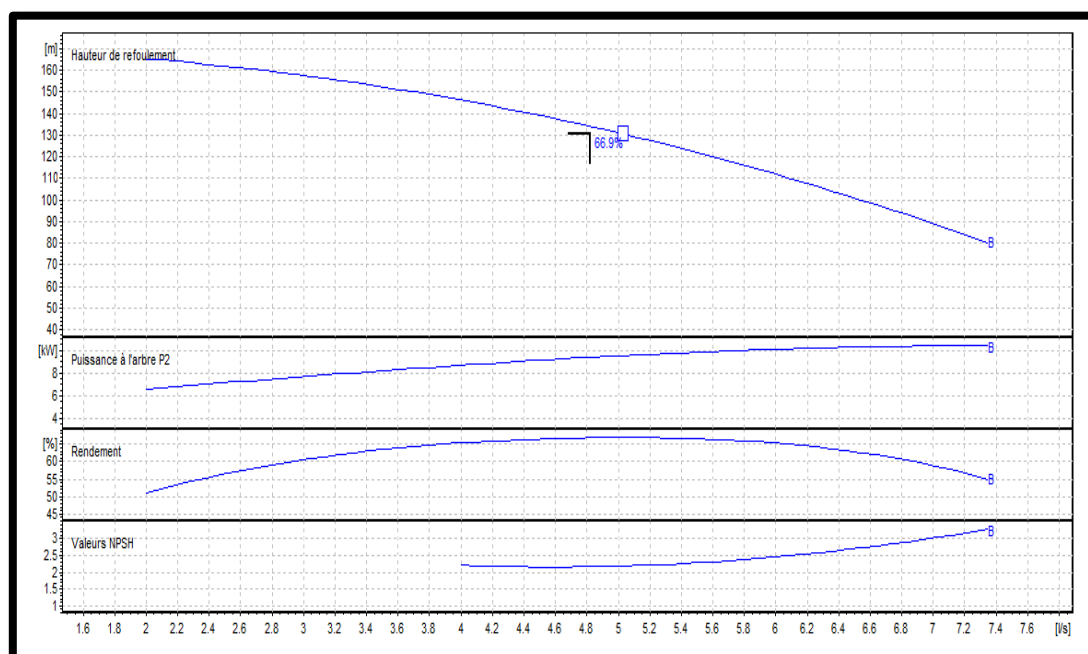


Figure IV.10 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR N°02 Idheriken) de type HMU40-1/6B
(Source : Logiciel CAPRARI,2024)

IV.7 Points de fonctionnement des pompes :

On définit le point de fonctionnement d'une pompe par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe en fonctionnement $H_p=f(Q)$ et la courbe caractéristique de la conduite qui refoule le débit de la pompe $H_c=f(Q)$.

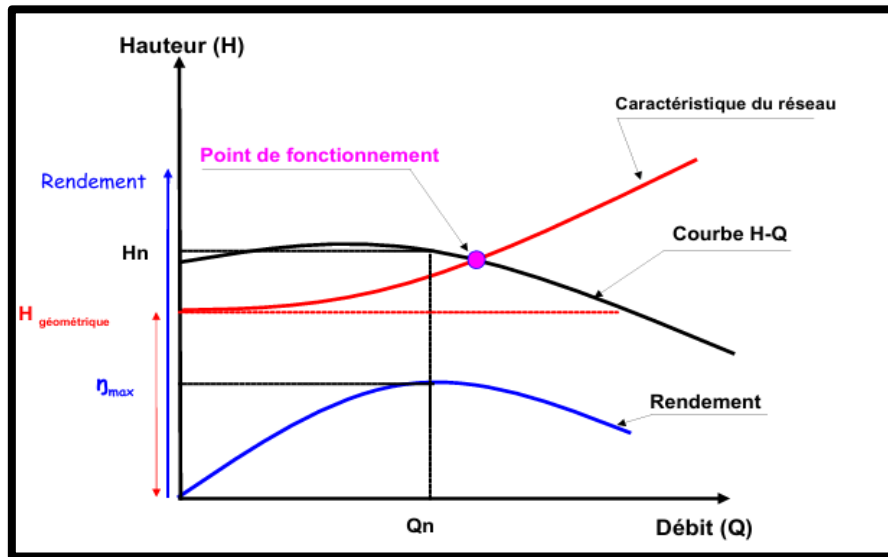


Figure IV.11 : Détermination du point de fonctionnement

(Source : <https://image.slidesharecdn.com/cours-sur-les-stations-de-pompage-240713215051-9af69378/75/cours-sur-les-stations-de-pompageen-genie-civil-pdf-76-2048.jpg>)

Le fabricant fournit la courbe caractéristique de la pompe ou l'obtient à partir d'essais de pompage, tandis que l'installateur de la pompe détermine la courbe caractéristique de la conduite.

Afin que la pompe fonctionne de manière optimale, il est essentiel que le point de fonctionnement se trouve dans une zone où la cavitation est absente et que le débit correspondant se situe dans la plage de bon fonctionnement $[-10\% Q_{pf} ; +10\% Q_{pf}]$, ce qui assure un rendement optimal.

IV.7.1 Modes d'adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

La condition de fonctionnement idéal de la pompe n'est pas toujours vérifiée, ce qui signifie qu'il sera nécessaire d'apporter des modifications au fonctionnement ou à la dimension de la pompe. Dans le but de l'ajuster à des conditions de marche spécifiques. Pour cela, deux modes de réglage doivent être utilisés :

IV.7.1.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :

Si le débit pompé dépasse la demande, nous ajusterons cet excès en utilisant l'un des modes de réglages suivants :

➤ **Réglage qualitatif :** Il s'agit de diminuer la vitesse de rotation de la pompe.

$$\frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 \times K^2 \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \lambda^2 \times K \dots\dots\dots (IV.4)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m) ;

λ : Échelle géométrique.

$$\lambda = \frac{D'_2}{D_2} = \frac{b'_2}{b_2} = 1 \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$K = \frac{N}{n} \dots\dots\dots (IV.6)$$

N : Ancienne vitesse de rotation (tour/minute) ;

n : Nouvelle vitesse de rotation (tour/minute).

Nous déduisons l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \times Q^2 \dots\dots\dots (IV.7)$$

Donc :

$$\frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{N}{n}\right)^2 \Rightarrow n = N \sqrt{\frac{H_{app}}{H}}$$

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \frac{N}{n} \Rightarrow n = N \times \frac{Q_{app}}{Q}$$

➤ **Réglage quantitatif :** Aussi connu sous le nom de vannage, il s'agit de la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est le suivant :

$$\eta_{ap,van} = \eta_{av,van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec :

$\eta_{ap,van}$: Rendement de l'installation après vannage (%) ;

$\eta_{av,van}$: Rendement de l'installation avant vannage (%) ;

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : Différence entre la hauteur H_c' et la hauteur appelée (m).

$$h_v = H_c' - H_{app} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.9)}$$

H_c' : Hauteur représentant la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe
 $H=f(Q)$.

➤ **Diminution du temps de pompage :**

Lorsque le pompage est effectué dans un Réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est le suivant :

$$t_p = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t_{i,p} \text{ (h)} \dots\dots\dots \text{ (IV.10)}$$

Avec :

$t_{i,p}$: temps initial de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t_p : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit qui correspond au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

- **Rognage :** Il s'agit de la réduction du diamètre externe de la roue, tout en maintenant la même vitesse de rotation et la même distance entre les deux flasques. Il est déconseillé d'utiliser cette méthode pour les pompes multicellulaires.

L'équation de la droite de rognage est obtenue en utilisant les lois de similitude voir les formules (IV.3) et (IV.4) :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.11)}$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m) ;

Une fois le rognage terminé, le diamètre extérieur de la roue est correspondant à l'équation suivante :

$$d = D \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} \text{ (mm)} \dots\dots\dots \text{ (IV.12)}$$

H : Hauteur correspondant au point d'intersection entre la droite de rognage et la courbe de la pompe;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm) ;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Le rendement de rognage est présenté par la formule suivante :

$$R = (1-m) \times 100 \text{ (%) } \dots\dots\dots \text{ (IV.13)}$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} \dots\dots\dots \text{ (IV.14)}$$

Remarque :

Si le rendement de rognage est inférieur à 15%, cela signifie que le rognage est considéré comme une solution efficace.

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** En accroissant les singularités comme celles des diffuseurs ou des rétrécissements brusques, tels que les coudes...
- **Changement du type de la pompe :** Si cela est faisable.

IV.7.1.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé :

Dans cette situation, il est nécessaire d'effectuer un réglage soit :

- **Réglage qualitatif :** Il s'agit d'augmenter la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement du type de la pompe :** Si le cas le permet.
- **Couplage des pompes.**

Finalement, les diverses options de réglage sont examinées pour choisir le mode qui entraîne la plus faible diminution de rendement et la plus faible la puissance absorbée.

IV.7.2 Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est représentée par l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_{total} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.15)}$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

ΔH_{total} : Les pertes de charge total (somme des pertes de charge linéaires et singulières) (m).

Pour les adductions, les pertes de charge singulières sont évaluées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{total} = 1,1 \times \Delta H_{lin} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.16)}$$

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

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éc}^5} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.17)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

D_{ref} : diamètre économique de la conduite (m) ;

L_g : la longueur géométrique de la conduite en m ;

λ : le coefficient de frottement on le détermine en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement en utilisant cette formule :

Formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (IV.18)$$

Les courbes caractéristiques des conduites de refoulement sont présentées dans les tableaux ci-dessous:

- Pour le forage IHADADDEN :

Tableau IV.12 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Forage IHADADDEN-R surélevé Thiouririne)

Q (l/s)	H _p (m)	Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éc} (mm)	λ	ΔH _{total} (m)	H _c (m)
0	222	0	152,38	2039,67	200	0,011224245	0	152,38
4	217	0,004	152,38	2039,67	200	0,011224245	0,369736538	152,7497365
8	212	0,008	152,38	2039,67	200	0,011224245	1,478946153	153,8589462
12	207	0,012	152,38	2039,67	200	0,011224245	3,327628845	155,7076288
16	200	0,016	152,38	2039,67	200	0,011224245	5,915784612	158,2957846
20	193	0,02	152,38	2039,67	200	0,011224245	9,243413457	161,6234135
24	183	0,024	152,38	2039,67	200	0,011224245	13,31051538	165,6905154
28	172	0,028	152,38	2039,67	200	0,011224245	18,11709038	170,4970904
32	158	0,032	152,38	2039,67	200	0,011224245	23,66313845	176,0431384
36	142	0,036	152,38	2039,67	200	0,011224245	29,9486596	182,3286596

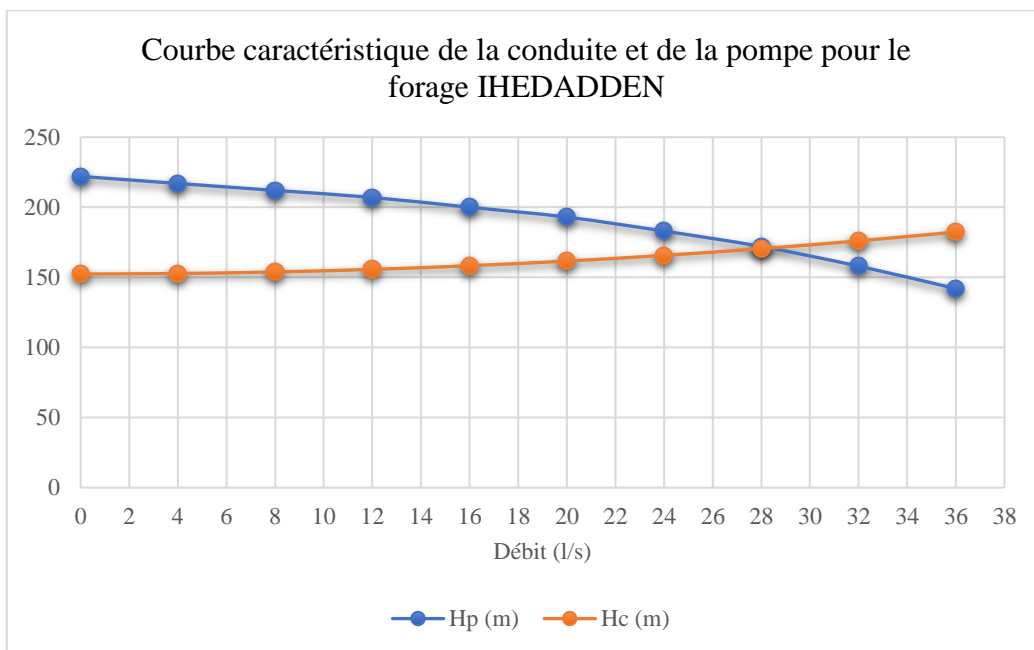


Figure IV.12 : Point de fonctionnement de la pompe du forage IHADADDEN

Remarque :

L'intersection des courbes H_c et H_p détermine une valeur de débit et de hauteur, correspondant au point de fonctionnement :

$P_f(28,1 \text{ l/s} ; 172 \text{ m})$

Plage de bon fonctionnement : $[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [25,29 \text{ l/s} ; 30,91 \text{ l/s}]$

On a $Q_{app} = 27,97 \text{ l/s} \in [25,29 \text{ l/s} ; 30,91 \text{ l/s}]$ condition vérifiée.

La pompe est bien adaptée aux conditions de fonctionnement du réseau.

- **Pour le forage ASSAM :**

Tableau IV.13 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

(Forage ASSAM-Château d'eau Centre-Ville Tazmalt)

Q (l/s)	H _p (m)	Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éc} (mm)	λ	ΔH _{total} (m)	H _c (m)
0	186	0	123,66	1638,35	125	0,012130141	0	123,66
2	183	0,002	123,66	1638,35	125	0,012130141	0,648025294	124,3080253
4	179	0,004	123,66	1638,35	125	0,012130141	2,592101174	126,2521012
6	173	0,006	123,66	1638,35	125	0,012130141	5,832227643	129,4922276
8	164	0,008	123,66	1638,35	125	0,012130141	10,3684047	134,0284047
10	153	0,01	123,66	1638,35	125	0,012130141	16,20063234	139,8606323
12	139	0,012	123,66	1638,35	125	0,012130141	23,32891057	146,9889106
14	121	0,014	123,66	1638,35	125	0,012130141	31,75323939	155,4132394
16	98,5	0,016	123,66	1638,35	125	0,012130141	41,47361879	165,1336188
18	71,7	0,018	123,66	1638,35	125	0,012130141	52,49004878	176,1500488

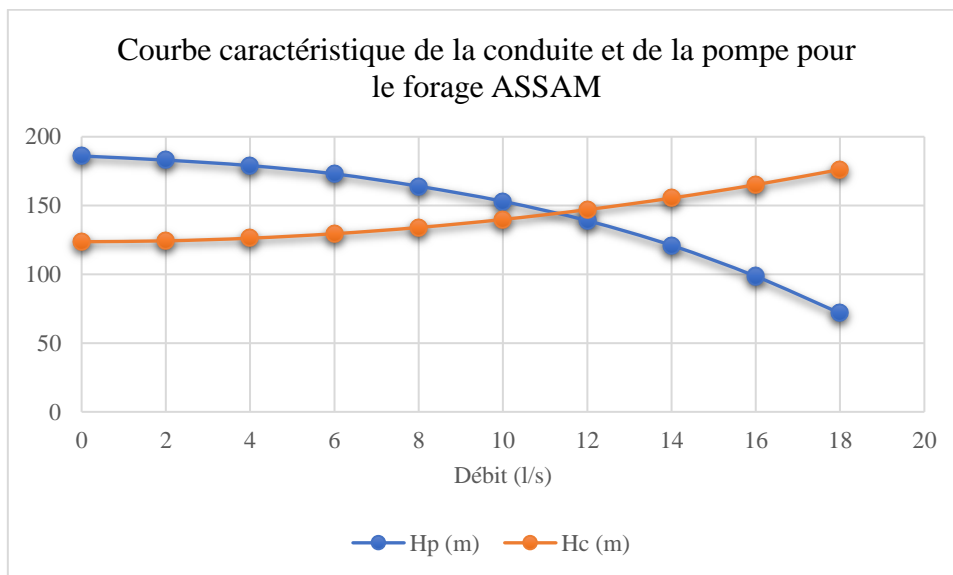


Figure IV.13 : Point de fonctionnement de la pompe du forage ASSAM

Remarque :

L'intersection des courbes H_c et H_p détermine une valeur de débit et de hauteur, correspondant au point de fonctionnement :

P_f (11,3 l/s ; 144 m)

Plage de bon fonctionnement : $[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [10,17 \text{ l/s} ; 12,43 \text{ l/s}]$

On a $Q_{app} = 10,97 \text{ l/s} \in [10,17 \text{ l/s} ; 12,43 \text{ l/s}]$ condition vérifiée.

La condition est vérifiée donc, il n'y a aucun réglage à effectuer.

- **Pour le forage KIRAT :**

Tableau IV.14 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

(Forage KIRAT-SR N°01 Idheriken)

Q (l/s)	H _p (m)	Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éc} (mm)	λ	ΔH _{total} (m)	H _c (m)
0	215	0	119,04	2100,7	90	0,012921206	0	119,04
1	213	0,001	119,04	2100,7	90	0,012921206	1,142330957	120,182331
2	208	0,002	119,04	2100,7	90	0,012921206	4,56932383	123,6093238
3	197	0,003	119,04	2100,7	90	0,012921206	10,28097862	129,3209786
4	180	0,004	119,04	2100,7	90	0,012921206	18,27729532	137,3172953
5	155	0,005	119,04	2100,7	90	0,012921206	28,55827394	147,5982739
6	120	0,006	119,04	2100,7	90	0,012921206	41,12391447	160,1639145
7	73,1	0,007	119,04	2100,7	90	0,012921206	55,97421692	175,0142169

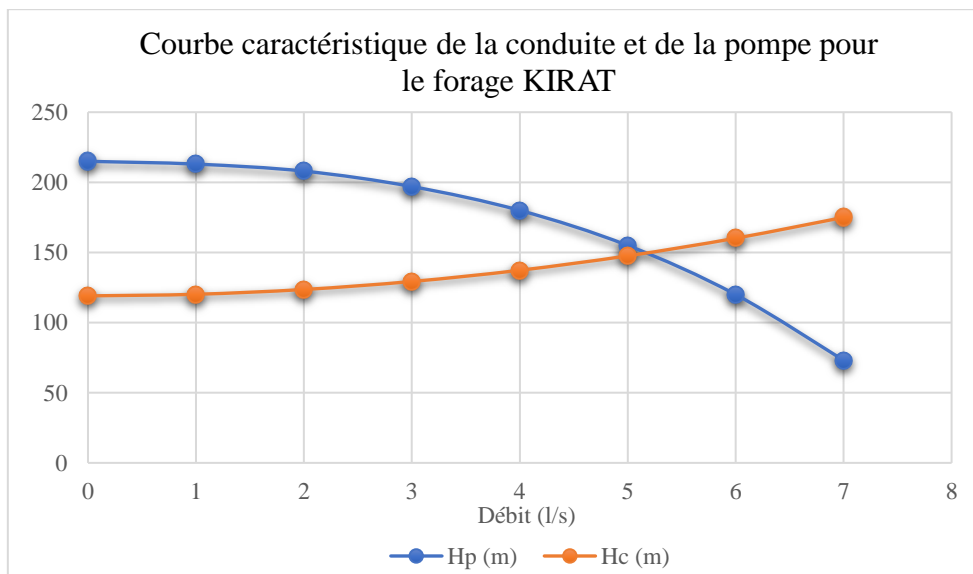


Figure IV.14 : Point de fonctionnement de la pompe du forage KIRAT

Remarque :

L'intersection des courbes H_c et H_p détermine une valeur de débit et de hauteur, correspondant au point de fonctionnement :

$P_f(5,2 \text{ l/s} ; 148 \text{ m})$

Plage de bon fonctionnement : $[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [4,68 \text{ l/s} ; 5,72 \text{ l/s}]$

On a $Q_{app} = 4,822 \text{ l/s} \in [4,68 \text{ l/s} ; 5,72 \text{ l/s}]$ condition vérifiée.

Le débit appelé par la pompe est dans la plage de bon fonctionnement, donc la pompe ne nécessite pas une adaptation aux conditions de fonctionnement du réseau.

- **Pour la conduite SR N°01 Idheriken -SR N°02 Idheriken :**

Tableau IV.15 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement
(SR N°01 Idheriken –SR°02 Idheriken)

Q (l/s)	H _p (m)	Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éc} (mm)	λ	ΔH _{total} (m)	H _c (m)
0	182	0	109,44	2449,61	90	0,01292121	0	109,44
1	184	0,001	109,44	2449,61	90	0,01292121	1,332063282	110,7720633
2	181	0,002	109,44	2449,61	90	0,01292121	5,328253128	114,7682531
3	173	0,003	109,44	2449,61	90	0,01292121	11,98856954	121,4285695
4	160	0,004	109,44	2449,61	90	0,01292121	21,31301251	130,7530125
5	142	0,005	109,44	2449,61	90	0,01292121	33,30158205	142,7415821
6	120	0,006	109,44	2449,61	90	0,01292121	47,95427816	157,3942782
7	92,1	0,007	109,44	2449,61	90	0,01292121	65,27110082	174,7111008

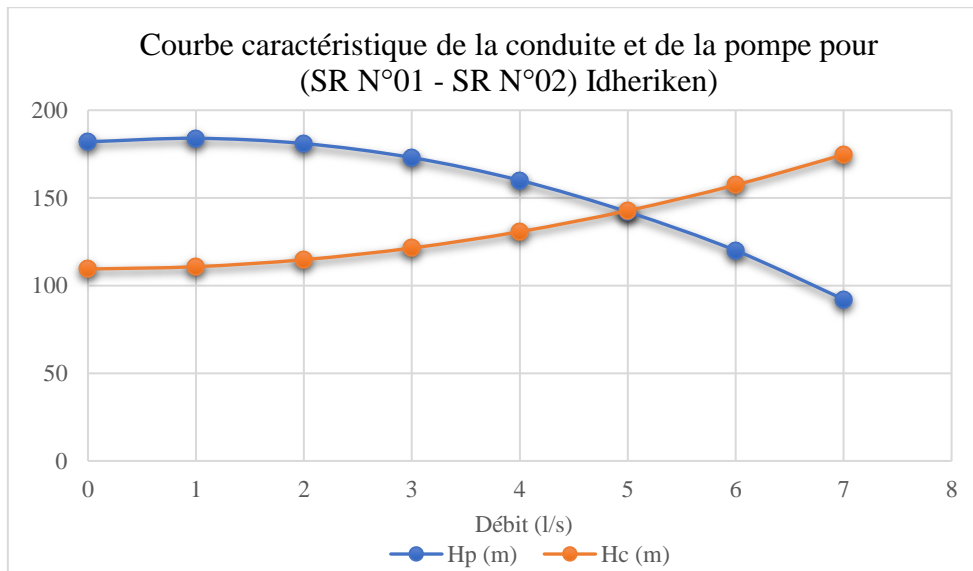


Figure IV.15 : Point de fonctionnement de SR N°01 Idheriken

Remarque :

L'intersection des courbes H_c et H_p détermine une valeur de débit et de hauteur, correspondant au point de fonctionnement :

$$P_f(5 \text{ l/s} ; 142 \text{ m})$$

Plage de bon fonctionnement : $[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [4,5 \text{ l/s} ; 5,5 \text{ l/s}]$

On a $Q_{app} = 4,822 \text{ l/s} \in [4,5 \text{ l/s} ; 5,5 \text{ l/s}]$ condition vérifiée.

La pompe convient parfaitement aux conditions de fonctionnement du réseau.

- **Pour la conduite SR N°02 Idheriken-Réservoir Idheriken :**

Tableau IV.16 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR°02 Idheriken-Réservoir Idheriken)

Q (l/s)	H _p (m)	Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	Déc (mm)	λ	ΔH _{total} (m)	H _c (m)
0	169	0	115	1294,83	90	0,01292121	0	115
1	169	0,001	115	1294,83	90	0,01292121	0,704110246	115,7041102
2	165	0,002	115	1294,83	90	0,01292121	2,816440984	117,816441
3	158	0,003	115	1294,83	90	0,01292121	6,336992214	121,3369922
4	146	0,004	115	1294,83	90	0,01292121	11,26576394	126,2657639
5	131	0,005	115	1294,83	90	0,01292121	17,60275615	132,6027561
6	112	0,006	115	1294,83	90	0,01292121	25,34796885	140,3479689
7	89,1	0,007	115	1294,83	90	0,01292121	34,50140205	149,5014021

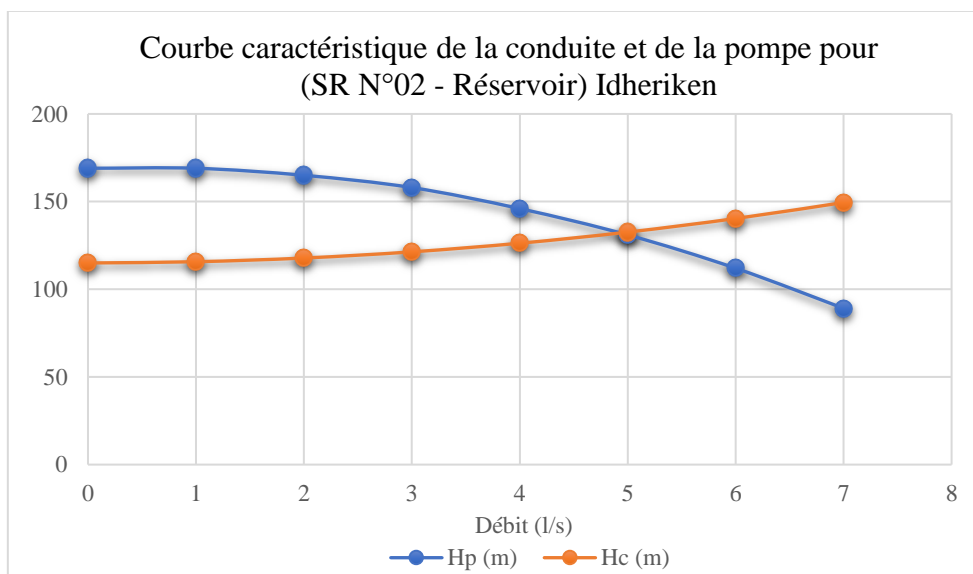


Figure IV.16: Point de fonctionnement de SR N°02 Idheriken

Remarque :

Une valeur de débit et de hauteur est déterminée par l'intersection des courbes H_c et H_p , qui correspond au point de fonctionnement :

$$P_f(4,9 \text{ l/s} ; 133 \text{ m})$$

Plage de bon fonctionnement : $[0,9Q_{pf} ; 1,1Q_{pf}] = [4,41 \text{ l/s} ; 5,39 \text{ l/s}]$

On a $Q_{app} = 4,822 \text{ l/s} \in [4,41 \text{ l/s} ; 5,39 \text{ l/s}]$ condition vérifiée.

La pompe répond parfaitement aux exigences de fonctionnement du réseau (adaptée).

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

La station de reprise comprend bien plus que simplement des pompes et des moteurs électriques. Elle est équipée de divers accessoires essentiels qui garantissent et supervisent son bon fonctionnement. Bien que la pompe et le moteur électrique soient les éléments principaux, d'autres équipements jouent un rôle essentiel dans son efficacité globale.

IV.8.1 Equipement en amont de la pompe :

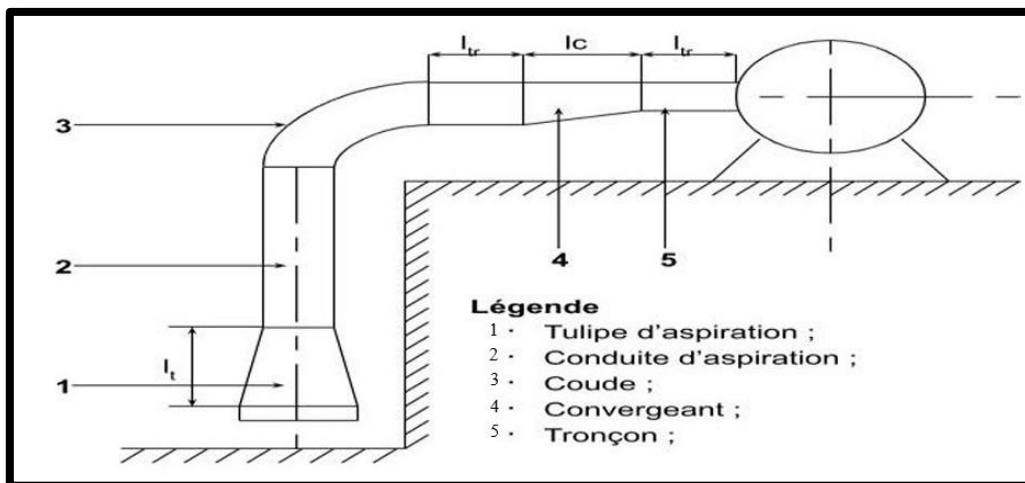


Figure IV.17 : Schéma des équipements en amont de la pompe

- **Détermination du diamètre d'aspiration :**

$$D_a = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \times v_a}} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{ (IV.19)}$$

Avec :

D_a : Diamètre d'aspiration.

Il faut que cette condition soit vérifiée : $D_a > d_a$

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

Pour le cas de PEHD :

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

Tableau IV.17 : Tableau des différents diamètres d’aspiration et des tubulures d’aspiration des pompes

Station	Q (l/s)	d_a (mm)	v_a (mm)	D_a (mm)
SR N°01 Idheriken	4,822	65	0,84	110
SR N°02 Idheriken	4,822	65	0,84	110

- **Détermination du diamètre de butée :**

On a :

$y=30\text{cm}$ si $D_a < 500\text{mm}$

$y=1\text{m}$ si $D_a > 500\text{mm}$

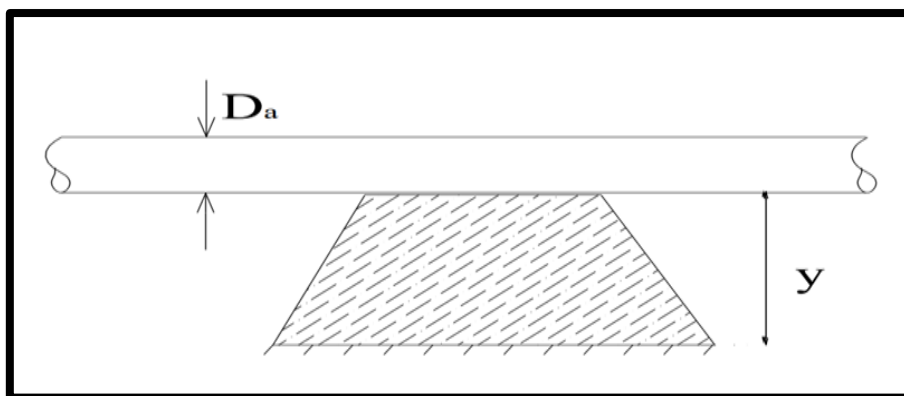


Figure IV.18 : La conduite d’aspiration sur une butée

Tableau IV.18 : Tableau des diamètres en butée pour les différentes stations

Station	D_a (mm)	y (cm)
SR N°01 Idheriken	110	30
SR N°02 Idheriken	110	30

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

$$l_c = (3,5 \div 4)(D_a - d_a) \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.20)}$$

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.19 : Tableau des longueurs de convergent pour les différentes stations

Station	d_a (mm)	D_a (mm)	l_c (mm)
SR N°01 Idheriken	65	110	180
SR N°02 Idheriken	65	110	180

- **Détermination de la longueur du tronçon d'aspiration :**

$$l_{ta} \geq 2 D_a \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.21)}$$

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

Tableau IV.20: Tableau des longueurs de tronçon pour les différentes stations

Station	D_a (mm)	l_{ta} (mm)
SR N°01 Idheriken	110	220
SR N°02 Idheriken	110	220

- **Détermination du diamètre de la tulipe d'aspiration :**

$$D_e = (1,2 \div 1,5) D_a \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.22)}$$

D_e : diamètre de la tulipe d'aspiration ;
 D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (m).
 Pour notre étude on prend : $D_e = 1,5 \times D_a$

Tableau IV.21 : Tableau des diamètres de la tulipe d’aspiration pour les différentes stations

Station	D _a (mm)	D _e (mm)
SR N°01 Idheriken	110	165
SR N°02 Idheriken	110	165

IV.8.2 Les équipements en aval de la pompe :

On raccorde la conduite de refoulement à la pompe de manière à éviter tout effort parasite sur celle-ci. En cas d'absence de butée automatique de la canalisation, il est possible d'utiliser des joints autobutants ainsi que des divergents pour ralentir l'écoulement à la sortie de la pompe, ainsi que des clapets de refoulement.

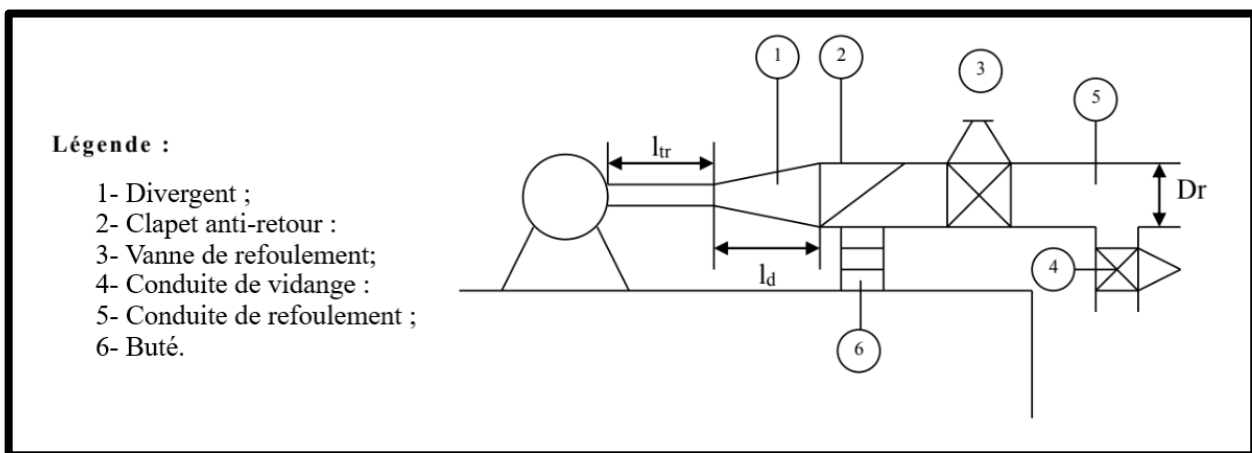


Figure IV.19: Schéma des équipements en aval de la pompe

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

Tableau IV.22 : Tableau des différents diamètres des tubulures de refoulement des pompes

Station	d _r (mm)	D _r (mm)
SR N°01 Idheriken	40	90
SR N°02 Idheriken	40	90

- **Détermination de la longueur du tronçon de refoulement :**

$$l_{tr} \geq 2 D_r \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.23)}$$

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

l_{tr} : longueur de tronçon de refoulement (m) .

Tableau IV.23: Tableau des longueurs de tronçon de refoulement pour les différentes stations

Station	D_r (mm)	l_{tr} (mm)
SR N°01 Idheriken	90	180
SR N°02 Idheriken	90	180

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

$$l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r) \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.24)}$$

l_c : longueur de divergent (m) ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

d_r : diamètre de tubulure de refoulement.

Prenons pour notre cas : $l_d = 4 (D_r - d_r)$

Tableau IV.24 : Tableau des longueurs de divergent pour les différentes stations

Station	d_r (mm)	D_r (mm)	l_d (mm)
SR N°01 Idheriken	40	90	200
SR N°02 Idheriken	40	90	200

- **Détermination du diamètre de la conduite de vidange :**

$$D_{vidange} = \frac{D_r}{4} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.25)}$$

$D_{vidange}$: diamètre de la conduite de vidange (m) ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Tableau IV.25 : Tableau des diamètres des conduites de vidange pour les différentes stations

Station	D _r (mm)	D _{vidange} (mm)	DN _{vidange} (mm)
SR N°01 Idheriken	90	22,5	25
SR N°02 Idheriken	90	22,5	25

- **Détermination du diamètre de vanne :**

$$DN_{\text{vanne}} = D_r \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.26)}$$

DN_{vanne} : diamètre de la conduite de vanne (m) ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Tableau IV.26 : Tableau des diamètres des vannes pour les différentes stations

Station	D _r (mm)	DN _{vanne} (mm)
SR N°01 Idheriken	90	90
SR N°02 Idheriken	90	90

- **Détermination du diamètre du clapet :**

$$DN_{\text{clapet}} = D_r \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ (IV.27)}$$

DN_{clapet} : diamètre de la conduite du clapet (m) ;

D_r : diamètre de la conduite de refoulement (m).

Tableau IV.27 : Tableau des diamètres des clapets pour les différentes stations

Station	D _r (mm)	DN _{clapet} (mm)
SR N°01 Idheriken	90	90
SR N°02 Idheriken	90	90

IV.9 Etude de la cavitation des pompes [6]

Dans l'ensemble, la cavitation des pompes est causée par des problèmes d'installation. Les causes de ces problèmes peuvent être soit permanentes, comme une longueur excessive de la conduite, une section trop faible, une température trop élevée du liquide ou une altitude élevée. Peut être d'origine temporaire comme un arrêt soudain de la pompe ou une fermeture de la vanne.

Afin de prévenir le phénomène de cavitation, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \dots\dots\dots (IV.28)$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d’aspiration requise Elle est offerte par le constructeur (le fabricant) ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d’aspiration disponible. Elle est obtenue par l’installateur ;

Avec :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \text{ (m)} \dots\dots\dots (IV.29)$$

r : Marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)m$

On prend : $r = 0,5 m$.

IV.9.1 Calcul de la hauteur d’aspiration admissible :

Il est important de se tenir à une hauteur limite d'aspiration pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse spécifique.

Dans notre projet, nous choisirons une installation en charge au niveau des stations de reprise.

La hauteur d’aspiration admissible est définie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_v}{\rho g} + (NPSH)_d - \frac{P_{atm}}{\rho g} + \frac{v_a^2}{2g} + \Delta H_{asp} \text{ (m)} \dots\dots\dots (IV.30)$$

Avec :

P_{atm} : Pression atmosphérique,

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times \text{Côte (mce)} \dots\dots\dots (IV.31)$$

$\frac{P_v}{\rho g}$: (T_v) tension de vapeur en eau (m.c.e), (dans des conditions atmosphérique standards pur une température de : 20° C, il vient 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).

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{asp}^5} \text{ (m)} \dots\dots\dots (IV.32)$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à aspirer (m³/s) ;

D_{asp} : 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 (0,01255358) ;

Il est estimé que les pertes de charge singulières représentent 10 % des pertes de charge linéaires

Tableau IV.28 : Tableau représente 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)
SR N°01 Idheriken	298,06	1,011	0,24	0,84	2,68	0,023	5,41
SR N°02 Idheriken	407,5	0,995	0,24	0,84	2,68	0,023	5,42

IV.9.2 Le calage des pompes :

Pour assurer un bon fonctionnement de la pompe, il est essentiel de déterminer la position précise de l'axe de la pompe par rapport au plan d'eau d'aspiration afin d'éviter tout risque de cavitation.

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

$$V_{axe} = V_{min} - h_{asp}^{adm} + r \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.33)}$$

V_{min} : Niveau minimal du plan d’eau d’aspiration (m) ;

$$V_{min} = CR_{b\grave{a}che} + 10 \text{ cm (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.34)}$$

$CR_{b\grave{a}che}$: Cote radier de la b\^ache d’aspiration (mce) ;

r : une r\^eserve de s\^ecurit\^e, $r = (0,1 \div 0,3)$ m (pour notre \^etude on prend $r = 0,3$ m).

Tableau IV.29 : Tableau représente les cotes de l’axe des pompes pour les différentes stations

Station	h_{asp}^{adm} (m)	V_{min} (m)	V_{axe} (m)
SR N°01 Idheriken	5,41	298,41	293,3
SR N°02 Idheriken	5,42	407,85	402,73

IV.10 Bâtiment de la station de pompage :

Afin de déterminer le type de construction de la station de pompage (reprise), divers paramètres sont pris en compte :

- L'installation du bâtiment à la prise d'eau ;
- Différentes variations du plan d'eau d'entrée ;
- La nature des matériaux utilisés pour la construction du bâtiment et leur disponibilité ;
- Les conditions géologiques et hydrographiques (climat, relief, type de sol, stabilité.....) ;
- Les moteurs et les pompes utilisés.

Tableau IV.30 : 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 _{adm} h _{asp}

Tableau IV.31 : Tableau présente les avantages et inconvénient des types des bâtiments de la station pompage (reprise)

Type de bâtiment	Avantage	Inconvénient
Bloc	-Débit très élevé ; -Les pompes sont installées en charge.	- Le coût très élevé du génie civil ; - Il est impératif de prévoir un système de drainage.
Bâche sèche	-Il est possible d'éviter les amorçages en installant les pompes en charge.	- Le cout de construction élevé.
Bâche mouillé	-Les pompes sont installées en charge.	-Prix de construction important.
Surface	-Le coût du génie civil est faible.	-Il est impératif d'amorcer les pompes.

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

La construction du bâtiment est généralement rectangulaire, et il est recommandé de prendre en compte :

- La hauteur de station de pompage normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m}$) ;
- La longueur du bâtiment normalisée ($L_b = 3 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 18\text{m} ; 21 \text{ m} ; 24 \text{ m} \dots$) ;
- La distance entre les poteaux ($3 \text{ m} ; 4 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 9 \text{ m} ; 12 \text{ m} \dots$) ;

Il est nécessaire de respecter certaines distances afin de faciliter la circulation du personnel et également pour des raisons de sécurité.

❖ **Hauteur du bâtiment :**

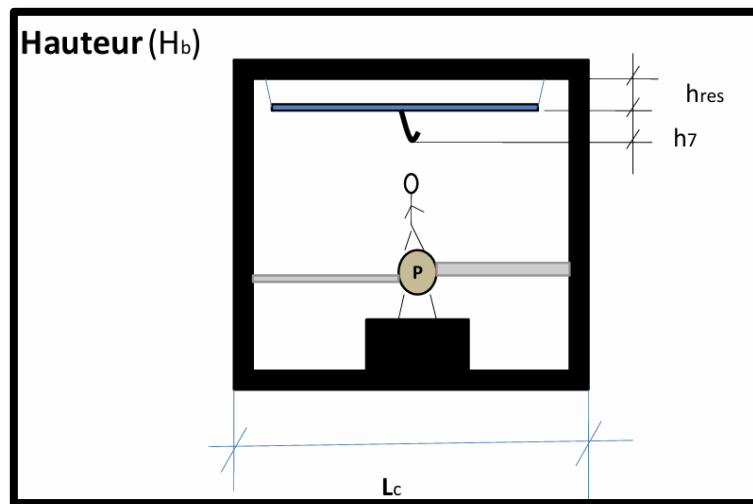


Figure IV.20 : Schéma représentant les différentes hauteurs du bâtiment

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

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(IV.35)}$$

Avec :

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

A.N:

Pour SR N°01 : $H_{pompe} = 0,490 \text{ m}$ (CAPRARI) ;

Pour SR N°02 : $H_{pompe} = 0,490 \text{ m}$ (CAPRARI) ;

H_{socle} : hauteur du socle ($0,3 \div 0,5$) m, on la prend $H_{socle} = 0,5\text{m}$

$H_{réserve}$: hauteur de réservé, $H_{réserve} = 0,5\text{m}$

A.N:

Pour SR N°01 : $H_5 = 0,490 + 0,5 + 0,5 = 1,49$ m

Pour SR N°02 : $H_5 = 0,490 + 0,5 + 0,5 = 1,49$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2$ m

H_7 : hauteur du pont roulant, $H_7 = 0,3$ m

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m

Donc :

Pour SR N°01 $H_b = 1,49 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,29$ m

Pour SR N°02 : $H_b = 1,49 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,29$ m

On prend comme hauteur du bâtiment :

Pour SR N°01 : $H_b = 6$ m

Pour SR N°02 : $H_b = 6$ m

❖ **Longueur du bâtiment :**

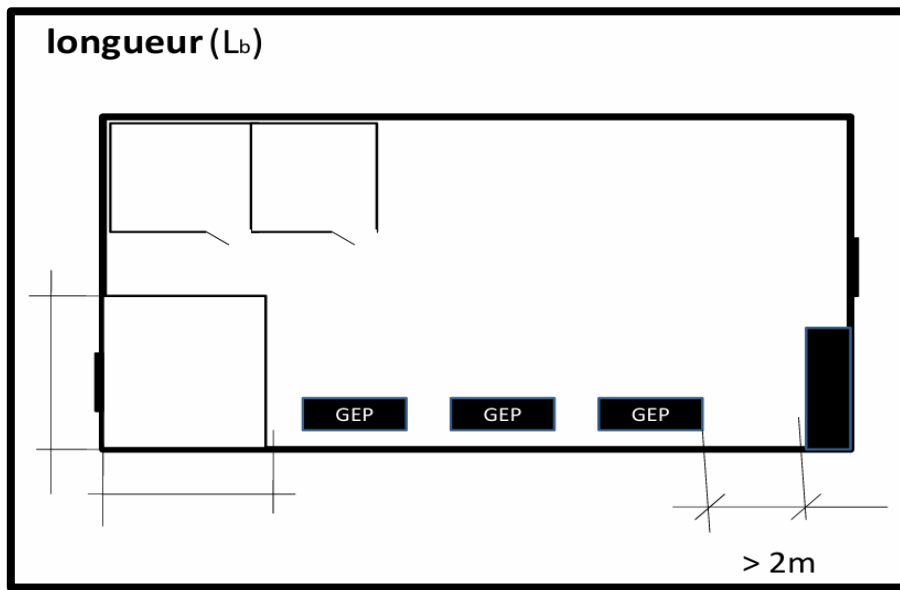


Figure IV.21 : Schéma illustrant la vue de dessus du bâtiment

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

$$L_b = L_r + L_{pf} + L_{int} + n_p \times L_{GEP} + 2s + d \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(IV.36)}$$

Avec :

L_r : largeur de l'armoire électrique = 0,8 m

n_p : nombre de pompes = 2 (tenant compte la pompe secours) pour chaque station ;

L_{GEP} : longueur de moteur +pompe ;

Pour SR N°01 : $L_{GEP}=1,462\text{m}$ (CAPRARI) ;

Pour SR N°02 : $L_{GEP}=1,411\text{m}$ (CAPRARI) ;

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2,5\text{ m}$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8 \div 1,2)\text{ m}$, $L_{int} = 1\text{m}$

s : épaisseur de mur = $0,3\text{m}$

d : distance entre l'armoire et le premier GEP est supérieure à $2\text{m} = 2,5\text{m}$

AN :

Pour SR N°01 : $L_b=0,8+2,5+1+2\times 1,462+2\times 0,3+2,5=10,324\text{m}$

Pour SR N°02 : $L_b=0,8+2,5+1+2\times 1,411+2\times 0,3+2,5=10,222\text{m}$

On prend comme longueur du bâtiment :

Pour SR N°01 : $L_b = 12\text{ m}$

Pour SR N°02 : $L_b = 12\text{ m}$

❖ **Largeur du bâtiment :**

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

$$B = l_b + l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s + 1,2\text{m (m)} \dots \dots \dots \text{(IV.37)}$$

Avec :

l_b : longueur du bureau du personnel, on prend : $l_b = 1,5\text{m}$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe ($20 \div 30$) cm, $l_1=0,25\text{m}$

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2=0,2\text{m}$

On a :

$$l_3+l_4=l_{pompe}+l_{tr}+l_{ta}+l_c+l_d+l_j \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(IV.38)}$$

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration ;

l_4 : longueur des accessoires de refoulement ;

l_p : Largeur de la pompe ;

Pour SR N°01 : $l_p = 0,430\text{m}$ (CAPRARI) ;

Pour SR N°02 : $l_p = 0,430\text{m}$ (CAPRARI) ;

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

Pour SR N°01 : $l_{tr} = 0,18\text{ m}$

Pour SR N°02 : $l_{tr} = 0,18\text{ m}$

l_{ta} : Longueur de la tubulure d'aspiration ;

Pour SR N°01 : $l_{ta} = 0,22\text{ m}$

Pour SR N°02 : $l_{ta} = 0,22\text{ m}$

l_c : longueur de convergent ;

Pour SR N°01 : $l_c = 0,18$ m

Pour SR N°02 : $l_c = 0,18$ m

l_d : longueur de divergent ;

Pour SR N°01 : $l_d = 0,2$ m

Pour SR N°02 : $l_d = 0,2$ m

l_j : longueur des joints = 0,5 m

A.N :

Pour SR N°01 : $l_4+l_3=0,430+0,18+0,22+0,18+0,2+0,5=1,71$ m

Pour SR N°02 : $l_4+l_3=0,430+0,18+0,22+0,18+0,2+0,5=1,71$ m

s : épaisseur de mur = 0,3m

AN :

Pour SR N°01 : $B=1,5+0,25+0,2+1,71 +2\times 0,3+1,2=5,46$ m

Pour SR N°02 : $B=1,5+0,25+0,2+1,71 +2\times 0,3+1,2=5,46$ m

On prend comme largeur du bâtiment

Pour SR N°01 : $B = 6$ m

Pour SR N°02 : $B = 6$ m

❖ **Dimensions des portes et fenêtres :**

➤ **Dimension des portes :**

Porte principale : 3×3 m² ;

Porte secondaire : $2,5\times 1,6$ 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 SR N°01 : $S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 6 \times 12 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 9$ m²;

Pour SR N°02 : $S(\text{fenêtres}) = 0,125 \times 6 \times 12 \Rightarrow S(\text{fenêtres}) = 9$ m²;

Le nombre total de fenêtres sera de :

$$N_f = \frac{S(\text{fenêtres})}{\text{surface d'une seule fenetre}} \dots\dots\dots \text{(IV.39)}$$

Surface d'une seule fenêtre : $2,2 \times 1,3$ m²

A.N :

Pour SR N°01 : $N_f = \frac{9}{2,2\times 1,3} = 3,15 \Rightarrow 4$ fenêtres

Pour SR N°02 : $N_f = \frac{9}{2,2\times 1,3} = 3,15 \Rightarrow 4$ fenêtres

Tableau IV.32 : Tableau présente les dimensions du bâtiment des deux stations

Station	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres
SR N°01 Idheriken	12	6	6	0,3	4
SR N°02 Idheriken	12	6	6	0,3	4

IV.11 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié le pompage à partir de nos trois forages : IHADADDEN, ASSAM et KIRAT) ainsi que les deux stations de reprise Idheriken et leurs équipements essentiels qui permettent une gestion efficace et optimisée.

Afin d'assurer le refoulement, nous avons opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les stations et des pompes immergées pour les forages (de type CAPRARI), toutes équipées de moteurs électriques asynchrones triphasés de la même marque.

Un calage précis des pompes est essentiel pour garantir leur fonctionnement optimal et prévenir les effets nocifs de la cavitation.

Chapitre V

Etude du réseau de distribution

CHAPITRE V : Etude du réseau de distribution

V.1 Introduction :

Au cours de ce chapitre, nous entreprenons la conception du réseau de distribution en nous aidant du logiciel Epanet pour l'analyse hydraulique du réseau. Le but principal que nous visons est de dimensionner de manière adéquate le réseau afin de déterminer avec précision les vitesses et les pressions qui y circulent. Les canalisations seront dimensionnées en fonction du débit de pointe et du débit d'incendie, tout en assurant une pression de service suffisante afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs, notamment pour les habitations en hauteur.

Avant de démarrer la simulation, une analyse approfondie sera effectuée afin de déterminer les débits aux différents points du réseau ainsi que les débits sur chaque tronçon. Grâce à cette étape initiale, nous pourrons réaliser une modélisation précise et performante de notre système hydraulique. Dans notre zone d'étude, la distribution sera effectuée à partir des quatre réservoirs existants (Thiouririne, Centre-Ville, Idheriken).

V.2 Classification des réseaux de distribution :

Un réseau de distribution d'eau est une infrastructure destinée à fournir de l'eau potable à des zones résidentielles, urbanisée, villageoises, ou industrielles. Il est constitué de conduites principales, secondaires et tertiaires installées dans les rues de la zone desservie. Les réseaux sont généralement classés en quatre catégories selon la disposition des tronçons :

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

V.2.1 Réseau ramifié [4]

Les réseaux ramifiés, fréquemment employés dans les régions rurales pour atteindre des utilisateurs éloignés, présentent une conception simple avec un cheminement linéaire pour transporter l'eau vers un point de livraison donné. Les structures arborescentes sont constituées d'une canalisation principale et de branches qui partagent à partir d'un point de chargement fixe.

Ce modèle de réseau présente divers avantages et inconvénients, parmi lesquels :

➤ **Les avantages :**

- Calcul simple de dimensionnement avec une réalisation et une conception également facile ;
- Son coût reste raisonnable (économique), surtout dans les zones où la densité de population est faible ;
- Le risque de contamination est réduit grâce à la circulation unilatérale de l'eau dans les ramifications ;
- Il requiert moins d'accessoires et de conduites, ce qui rend sa gestion et son entretien plus simples ;
- En général, les diamètres sont non importants.

➤ **Les inconvénients :**

- Si une panne se produit sur la conduite principale, l'ensemble de la population située en aval se retrouverait privée d'eau ;
- En cas d'extension, il est possible que la pression devienne insuffisante à l'extrémité de la conduite ;
- La présence d'eau stagnante dans les canalisations en impasse (dégradation de matériau et qualité d'eau).

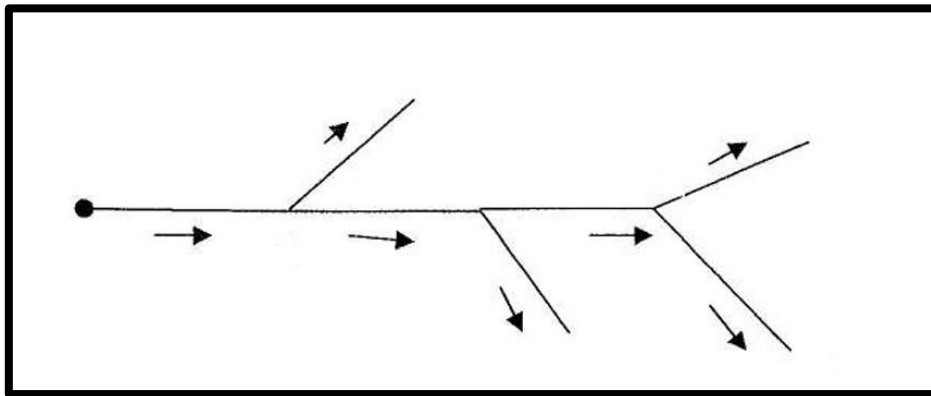


Figure V.1 : Schéma du tracé d'un réseau ramifié

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

V.2.2 Réseau maillé [7]

Le système est constitué d'un réseau sophistiqué de canalisations interconnectées, disposées de manière à former des boucles ou des mailles. Cette disposition favorise une circulation fluide et adaptable de l'eau, permettant de répondre aux fluctuations de la demande à divers points du réseau. Son application se révèle particulièrement adaptée dans les milieux urbains, où les besoins en eau peuvent présenter des écarts significatifs selon les zones.

Ce type de réseau comporte plusieurs avantages et inconvénients, dont :

➤ **Les avantages :**

- Il garantit une alimentation en retour ;
- Améliore la fiabilité en permettant l'isolation des sections en cas de rupture, ce qui renforce la sécurité globale du système ;
- Diminue les pertes d'énergie, en particulier les pertes de charge, en raison des vitesses d'écoulement inférieures à celles d'un système ramifié ;
- Prévenir les stagnations dans les impasses (pas de dégradation de la qualité de l'eau) ;
- Permet une bonne répartition des débits et des pressions ;
- Sécurisé (disponibilité d'une quantité d'eau pour alimenter le point d'incendie) ;
- L'eau peut circuler en toute direction.

➤ **Les inconvénients :**

- Le coût d'investissement augmente en raison de l'extension du réseau, ce qui engendre des dépenses plus importantes ;
- Il requiert une quantité considérable d'accessoires (les pertes de charge singulières importantes) ;
- Sa conception et son entretien posent des défis significatifs.

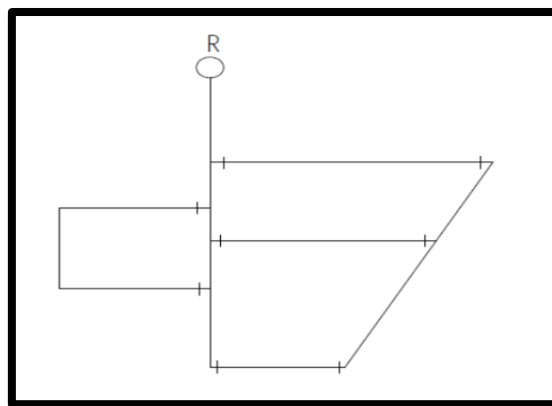


Figure V.2 : Schéma du tracé d'un réseau maillé

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

V.2.3 Réseau mixte (combiné) [4]

Ce réseau se compose de diverses conduites, intégrant à la fois des sections en maille et des sections ramifiées, en fonction de la configuration du site et des différentes zones de pression.

Les avantages et les inconvénients de ce type de réseau comprennent :

➤ **Les avantages :**

- Nombre des mailles faible ;
- Alimentation équitable à l'intérieur des mailles ;
- Pressions assurées par les mailles.

➤ **Les inconvénients :**

- Réseau doublé : beaucoup de conduites ;
- Risque de faibles pressions aux points défavorables ;
- Risque de fuites élevée ;
- Encombrement de réseau.

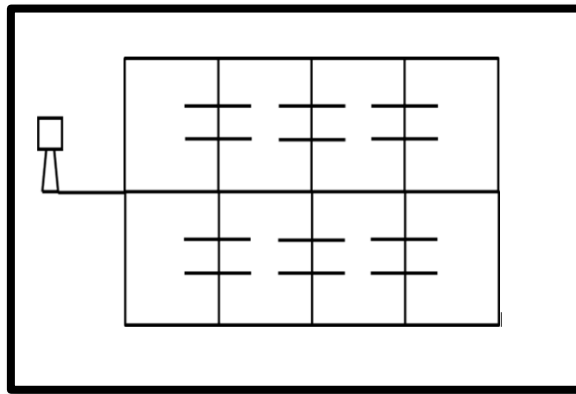


Figure V.3 : Schéma du tracé d'un réseau mixte (combiné)

(Source : <http://ressources.unit.eu/cours/engees/GEMeue2module4HUpartie1/res/maille3.png>)

V.2.4 Réseau étagé [7]

Le réseau étagé se distingue par des variations de niveau très significatives, ce qui entraîne une distribution d'eau depuis le réservoir avec des pressions élevées au point le plus bas (ne respectant pas les normes de pression). Par conséquent, cette méthode requiert l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier afin de réguler la pression dans le réseau.

V.3 Choix du système de distribution :

Deux principaux systèmes de distribution sont identifiés pour l'approvisionnement en eau potable :

- Système à réservoir de tête ;
- Système à contre réservoir ou à injection directe.

Étant donné la configuration du terrain de notre zone d'étude, nous avons choisi dans notre projet d'implanter des systèmes à réservoir de tête pour chaque village.

V.4 Choix de type de réseau :

Divers facteurs peuvent être pris en compte lors du choix du type de réseau :

- L'emplacement des grands consommateurs ;
- Les reliefs ;
- La localisation des quartiers ;
- Le suivi des voies routières ;
- Garantir un service flexible et régulier ;
- Prévenir les pentes trop élevées ;
- Il est nécessaire d'éviter les zones rocheuses en creusant une tranchée.

En raison des particularités du site et de nos agglomérations, nous avons opté pour l'utilisation de différents types de réseaux (ramifié, maillé) dans notre étude pour chaque village examiné.

V.5 Le tracé du réseau de distribution :

L'objectif fondamental de concevoir le réseau de distribution est de garantir une accessibilité optimale pour les utilisateurs, tout en rationalisant les coûts et en anticipant les défis potentiels liés à sa gestion et à son maintien.

Les principes directeurs pour élaborer le réseau comprennent :

- Repérer les utilisateurs de grande consommation ;
- Repérer les quartiers où la densité d'habitation est élevée ;
- Élaborer le parcours afin de garantir la distribution à ces consommateurs ;
- En suivant ces parcours tracer les conduites principales en parallèles ;
- Il est nécessaire de bien répartir ces conduites afin d'assurer une distribution efficace de l'eau ;
- Dans le but d'alimenter les quartiers, il est nécessaire de relier les conduites principales entre elles par des conduites secondaires afin de former des mailles ;
- Implanter le réseau le long des voies publiques tout en évitant le placement de conduites sous la route et en proscrivant fermement l'accès aux propriétés privées ;
- Améliorer la longueur du réseau en sélectionnant les voies appropriées pour positionner les canalisations et en définissant avec précision leur placement au sein de ces voies ;
- Simplifier la gestion et la maintenance du réseau en minimisant l'équipement requis, notamment en intégrant des vannes, des vidanges et des ventouses.

V.6 Choix du type des conduites :

Divers facteurs influencent le choix du matériau pour les conduites, tels que :

- L'étanchéité ;
- La pression anticipée ;
- L'agressivité des eaux et du sol ;
- Le prix et la disponibilité sur le marché ;
- La qualité des raccordements avec les accessoires comme les joints, les coudes et les vannes.

Divers matériaux sont à disposition, tels que l'acier, la fonte ductile, ainsi que les plastiques le PVC (Polyvinyle de chlorure) et le PE (Polyéthylène).

Dans notre étude, nous avons opté pour l'utilisation de conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) en raison de leurs remarquables caractéristiques qui correspondent parfaitement à nos exigences. Le PEHD offre une résistance exceptionnelle à la corrosion et aux mouvements du sol, ce qui en fait un choix optimal pour notre projet.

V.7 Paramètres du réseau de distribution [5]

Afin de garantir un réseau de distribution efficace, les paramètres suivants sont pris en considération :

V.7.1 Le débit :

Le dimensionnement des canalisations doit être adéquat pour résister aux débits les plus élevés, notamment les débits instantanés, les débits de pointe, et les débits en cas d'incendie.

V.7.2 Le choix de diamètre :

Après avoir effectué les calculs pour déterminer les diamètres théoriques, il est essentiel de se référer aux catalogues afin de repérer les diamètres normalisés disponibles sur le marché.

V.7.3 La pression :

Il est essentiel de vérifier les pressions au sol à chaque nœud. Et de les maintenir la pression dans une fourchette comprise entre 1 et 6 bars, sans les dépasser.

V.7.4 La vitesse :

Pour prévenir la détérioration des parois internes des conduites, il est nécessaire de maintenir la vitesse d'écoulement dans une fourchette optimale, idéalement entre 0,5 et 2 m/s. En effet, des vitesses supérieures à 2 m/s peuvent entraîner des dommages, tandis que des vitesses inférieures à 0,5 m/s favorisent l'accumulation de dépôts. Cependant, lors d'incendies, il est acceptable de dépasser les 2 m/s, compte tenu de la nature temporaire de cette augmentation de vitesse. Cette dérogation est justifiée par la nécessité de gérer l'incendie dans un délai fixé à 2 heures, avec un débit de 17 l/s.

V.8 Dimensionnement du réseau de distribution :

Le dimensionnement hydraulique du réseau projeté sera effectué pour deux scénarios :

- Un cas de pointe ;
- Un cas de pointe + incendie.

V.8.1 Détermination des débits :

Le schéma de distribution prévu pour notre agglomération repose sur l'alimentation à partir de quatre réservoirs distincts pour chaque village. Pour évaluer les différents paramètres hydrauliques du réseau, nous allons examiner les deux cas précédents.

V.8.1.1 Cas de pointe :

➤ **Le débit spécifique :**

$$q_{sp} = \frac{Q_{max,h}}{\sum L_i} \text{ (l/s/ml) } \dots\dots\dots \text{ (V.1)}$$

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 :**

$$Q_{ri} = q_{sp} \times L_i \text{ (l/s) } \dots\dots\dots \text{ (V.2)}$$

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 :**

$$Q_{ni} = \frac{\sum Q_{ri}}{2} + Q_{con} \text{ (l/s) } \dots\dots\dots \text{ (V.3)}$$

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), (pour notre étude $Q_{con}=0$ l/s).

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats des calculs des débits nodaux en cas de pointe des réseaux de distribution pour les différents villages :

➤ **Pour le village Merlot 1-2-3 :**

Tableau V.1 : Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3

Nœud	Tronçon	Longueur	q_{sp} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{nod} (l/s)
1	1-2	203,6	0,0071	1,443	2,110
	1-6	237,4	0,0071	1,683	
	1-10	154,2	0,0071	1,093	
2	2-1	203,6	0,0071	1,443	2,904
	2-3	188,7	0,0071	1,338	
	2-11	427	0,0071	3,027	
3	3-2	188,7	0,0071	1,338	2,766
	3-4	434,1	0,0071	3,077	
	3-5	157,5	0,0071	1,117	
4	4-3	434,1	0,0071	3,077	4,916
	4-5	494	0,0071	3,502	
	4-12	458,8	0,0071	3,253	
5	5-3	157,5	0,0071	1,117	3,506
	5-4	494	0,0071	3,502	
	5-6	337,5	0,0071	2,393	
6	6-1	237,4	0,0071	1,683	2,574
	6-5	337,5	0,0071	2,393	
	6-7	151,4	0,0071	1,073	
7	7-6	151,4	0,0071	1,073	2,286
	7-8	229,8	0,0071	1,629	
	7-10	263,6	0,0071	1,869	
8	8-7	229,8	0,0071	1,629	1,514
	8-9	197,4	0,0071	1,399	
9	9-8	197,4	0,0071	1,399	1,627
	9-10	261,6	0,0071	1,855	
10	10-1	154,2	0,0071	1,093	2,408
	10-7	263,6	0,0071	1,869	
	10-9	261,6	0,0071	1,855	
11	11-2	427	0,0071	3,027	2,280
	11-12	216,2	0,0071	1,533	
12	12-4	458,8	0,0071	3,253	2,393
	12-11	216,2	0,0071	1,533	
Somme					31,284

Remarque :

Pour les autres villages voir Annexe V.1

V.8.1.2 Cas de pointe +incendie :

Dans ce cas, le calcul est effectué de la même manière que précédemment, mais en considérant que le débit d'incendie fourni par le réservoir (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable.

V.8.2 Répartition arbitraire des débits [4]

Une fois que les débits aux nœuds ont été calculés, il est possible de réaliser des répartitions arbitraires des débits afin de déterminer les diamètres de chaque tronçon. Les débits sont répartis de manière arbitraire en utilisant les principes de la méthode de HARDY CROSS, laquelle se base sur les deux lois suivantes :

- **1^{ère} loi (loi des nœuds) :** dans n'importe quel nœud d'une maille, la somme des débits entrants doit être égale à la somme des débits sortants, conformément à l'équation de continuité $\sum Q=0$.
- **2^{ème} loi (loi des mailles) :** Pour un contour orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle ($\sum \Delta H = 0$).

En sachant que le débit est arbitraire, il serait possible de déterminer les diamètres de chaque tronçon du réseau.

V.8.3 Logiciel EPANET :

Afin de faciliter les calculs, nous avons utilisé le logiciel EPANET, déjà présenté dans le chapitre III (Étude d'adduction).

V.8.3.1 Modélisation hydraulique :

Il est nécessaire d'inclure les données suivantes :

- **Pour les nœuds :**
 - L'élévation du nœud (m) ;
 - La demande de base au nœud (l/s).
- **Pour les tronçons :**
 - La longueur (m) ;
 - Le diamètre (m) ;
 - La rugosité (mm).
- **Pour les réservoirs :**
 - La côte radier ;
 - Le diamètre ;
 - Le niveau le plus élevé, le plus bas.

Une fois que les débits et les altitudes de chaque ont été saisis, ainsi que la longueur et les diamètres de chaque conduite, la simulation du réseau est exécutée :

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

Afin de maintenir les vitesses dans une fourchette allant de 0,5 m/s à 1,5 m/s, avec des pointes parfois atteignant 2 m/s, tout en assurant que les pressions aux différents points ne dépassent pas 60 m.c.e, les diamètres des canalisations sont ajustés tout au long de la simulation.

La perte de charge ou la charge hydraulique perdue, causée par le frottement de l'eau avec les parois du tuyau, peut être calculée à l'aide de l'une des trois formules ci-dessous :

- Formule de Hazen-Williams ;
- Formule de Darcy-Weisbach ;
- Formule de Chezy-Manning.

Remarque :

Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi de simuler notre réseau de distribution en utilisant la formule de perte de charge de Darcy-Weisbach, en raison des nombreux avantages qu'elle présente.

V.8.4 Détermination des paramètres hydrauliques du réseau :

Nous avons lancé une simulation, une fois que les altitudes et les débits aux nœuds sont intégrés, ainsi que les longueurs, les diamètres et la rugosité des tuyaux.

Après divers essais sur les diamètres des conduites pour maintenir la vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s, parfois jusqu'à 2 m/s, et constatant que les pressions aux nœuds ne dépassaient pas 60 m.c.e (6 bars), nous avons opté pour des conduites avec une pression nominale de 10 bars.

V.8.4.1 Cas de pointe :

Dans ce cas, le débit distribué correspond uniquement au débit maximum horaire.

Les tableaux et les figures suivants présentent les résultats de la simulation des divers tronçons et des nœuds des réseaux projeté dans le cas de pointe pour les quatre villages :

➤ Pour le village Merlot 1-2-3 :

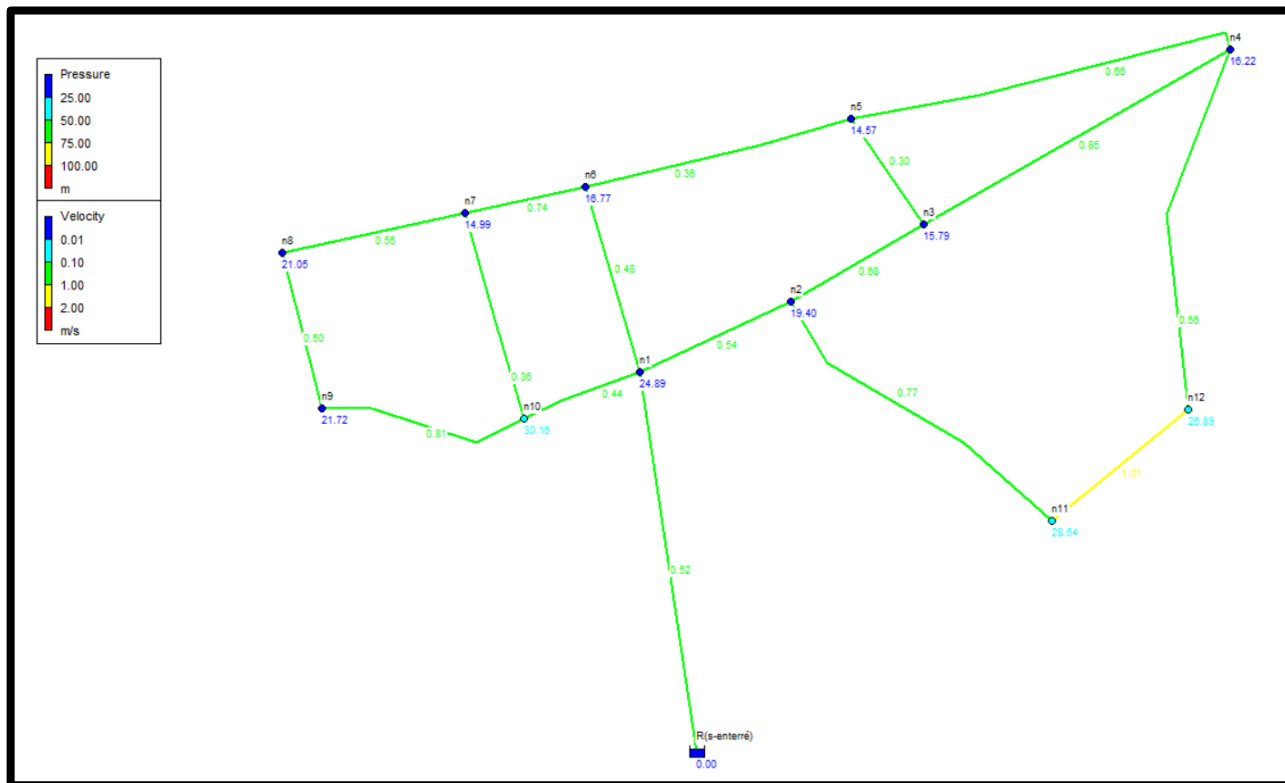


Figure V.4 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Merlot 1-2-3 (cas de pointe)

Tableau V.2 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p2	203,6	200	13,22	0,54	0,32
Pipe p3	337,5	160	5,55	0,36	0,33
Pipe p4	494	63	-1,59	0,66	4,53
Pipe p5	216,2	50	1,54	1,01	5,7
Pipe p6	458,8	50	-0,85	0,56	4,24
Pipe p7	434,1	90	-4,18	0,85	4,05
Pipe p8	157,5	50	0,46	0,3	0,48
Pipe p9	427	90	3,82	0,77	3,38

Tableau V.2 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3 (Suite)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p10	197,4	40	-0,4	0,5	2,21
Pipe p11	229,8	75	-1,92	0,56	1,27
Pipe p12	237,4	200	-11,77	0,48	0,3
Pipe p13	154,2	125	4,18	0,44	0,3
Pipe p14	188,7	125	-6,49	0,68	0,79
Pipe p15	261,6	50	1,23	0,81	4,59
Pipe p16	263,6	50	0,55	0,36	1,11
Pipe p17	151,4	90	-3,65	0,74	1,11
Pipe p1	484,7	315	31,28	0,52	0,4

Tableau V.3 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Merlot 1-2-3

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	332,71	2,11	357,6	24,89
Junc n2	337,88	2,9	357,28	19,4
Junc n6	340,53	2,57	357,3	16,77
Junc n5	342,40	3,51	356,97	14,57
Junc n4	336,22	4,92	352,44	16,22
Junc n11	325,26	2,28	353,9	28,64
Junc n12	321,31	2,39	348,2	26,89
Junc n3	340,70	2,77	356,49	15,79
Junc n9	330,99	1,63	352,71	21,72
Junc n8	333,87	1,51	354,92	21,05
Junc n7	341,20	2,29	356,19	14,99
Junc n10	327,14	2,41	357,3	30,16
Resvr R(s-enterré)	358,00	-31,28	358	0

La figure ci-dessous présente le profil des pressions du réseau prévu pour le village Merlot 1-2-3 :

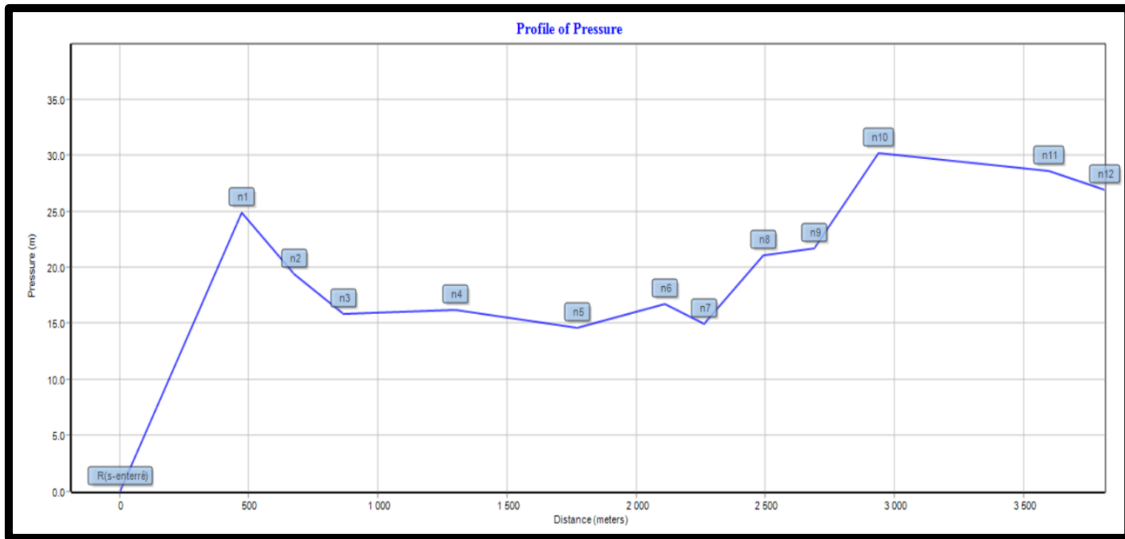


Figure V.5 : Profil des pressions pour le réseau projeté du village Merlot 1-2-3
(cas de pointe)

V.8.4.2 Cas de pointe + incendie :

Dans cette situation, un débit d'incendie concentré (17 l/s) est ajouté au point le plus défavorable de notre réseau, à savoir :

- **Pour le Centre-Ville Tazmalt :** le nœud 01.

$$Q_{N01} = 0,86 + 17 = 17,86 \text{ l/s}$$

Alors le débit nodal $Q_{N01} = 17,86 \text{ l/s}$

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

$$Q_{N01} = 0,699 + 17 = 17,699 \text{ l/s}$$

Alors le débit nodal $Q_{N01} = 17,699 \text{ l/s}$

- **Pour le village Thinassouine Ivahlal :** le nœud 18.

$$Q_{N18} = 0,69 + 17 = 17,69 \text{ l/s}$$

Alors le débit nodal $Q_{N18} = 17,69 \text{ l/s}$

- **Pour le village Merlot 1-2-3 :** le nœud 05.

$$Q_{N05} = 3,51 + 17 = 20,51 \text{ l/s}$$

Alors le débit nodal $Q_{N05} = 20,51 \text{ l/s}$

Remarque :

Puisque les débits de pointe des villages Centre-Ville Tazmalt, Idheriken, Thinassouine Ivahlal sont faibles et inférieurs au débit d'incendie, nous avons décidé d'ajouter 17 l/s au premier nœud après le réservoir afin d'assurer le bon fonctionnement des réseaux, étant donné que la réserve d'incendie de 120 m³ existe au niveau de nos réservoirs.

Les tableaux et les figures ci-dessous présentent les résultats de simulation des différents tronçons et nœuds des réseaux projetés pour les quatre villages (cas de pointe + incendie) :

➤ Pour le village Merlot 1-2-3 :

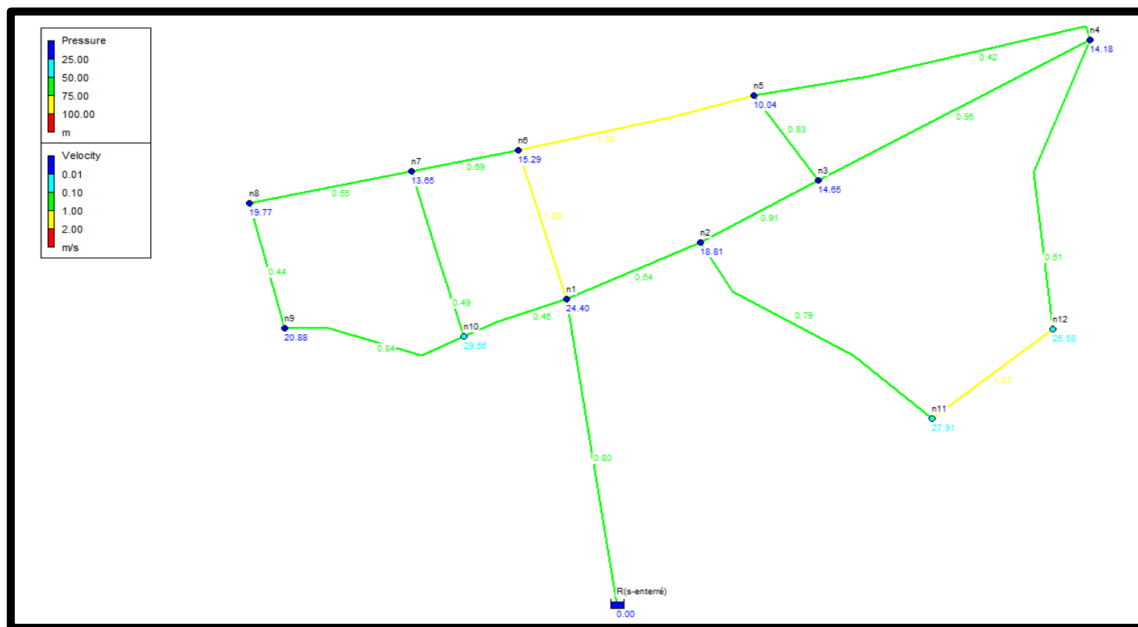


Figure V.6 : Schéma du réseau simulé sur EPANET pour le village Merlot 1-2-3 (cas de pointe + incendie)

Tableau V.4 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Merlot 1-2-3

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p2	203,6	200	15,51	0,64	0,43
Pipe p3	337,5	160	20,26	1,3	3,37
Pipe p4	494	63	-1,01	0,42	2,05
Pipe p5	216,2	50	1,62	1,07	6,28
Pipe p6	458,8	50	-0,77	0,51	3,51
Pipe p7	434,1	90	-4,67	0,95	4,95
Pipe p8	157,5	50	-1,26	0,83	2,9
Pipe p9	427	90	3,9	0,79	3,52
Pipe p10	197,4	40	-0,35	0,44	1,77
Pipe p11	229,8	75	-1,87	0,55	1,21
Pipe p12	237,4	200	-26,23	1,08	1,3
Pipe p13	154,2	125	4,43	0,46	0,33

Tableau V.4 : Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Merlot 1-2-3 (Suite)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p14	188,7	125	-8,7	0,91	1,34
Pipe p15	261,6	50	1,27	0,84	4,92
Pipe p16	263,6	50	0,75	0,49	1,94
Pipe p17	151,4	90	-3,4	0,69	0,97
Pipe p1	484,7	315	48,28	0,8	0,88

Tableau V.5 : Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Merlot 1-2-3

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	332,71	2,11	357,12	24,4
Junc n2	337,88	2,9	356,69	18,81
Junc n6	340,53	2,57	355,82	15,29
Junc n5	342,40	20,51	352,45	10,04
Junc n4	336,22	4,92	350,4	14,18
Junc n11	325,26	2,28	353,17	27,91
Junc n12	321,31	2,39	346,89	25,58
Junc n3	340,70	2,77	355,35	14,65
Junc n9	330,99	1,63	351,87	20,88
Junc n8	333,87	1,51	353,64	19,77
Junc n7	342,20	2,29	355,85	13,65
Junc n10	327,14	2,41	356,79	29,65
Resvr R(s-enterré)	358,00	-48,28	358	0

Le profil des pressions du réseau prévu pour le village Merlot 1-2-3 est montré dans la figure suivante:

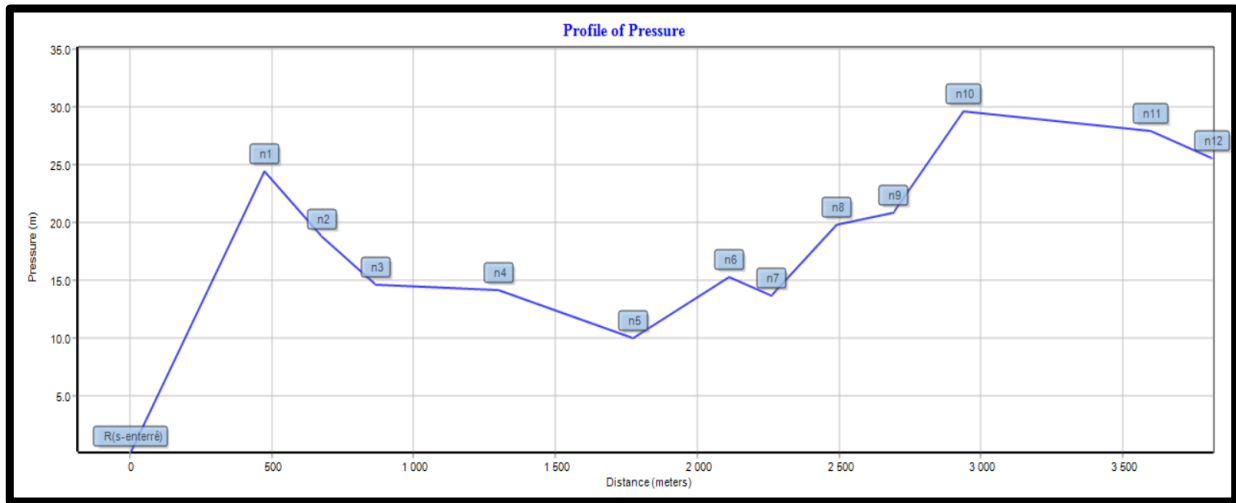


Figure V.7: Zone de distribution de pression pour le réseau projeté du village Merlot 1-2-3 (cas de pointe + incendie)

Remarque :

Concernant les autres villages consulter Annexe V.2 et Annexe V.3

V.8.4.3 Interprétation des résultats :

Une fois que nous avons simulé le fonctionnement des réseaux de distribution pour les quatre villages, nous avons observé :

- **Cas de pointe :** Dans ce cas, nous avons recueilli les valeurs de pression et de vitesse pour les différents villages, et celles-ci varient comme suit :
 - **Le Centre-Ville Tazmalt :**
 - Les vitesses : (0,34 m/s ; 1,14 m/s)
 - Les pressions : (10,44 m ; 25,98 m)
 - **Le village Idheriken :**
 - Les vitesses : (0,43 m/s ; 1,9 m/s)
 - Les pressions : (47 m ; 58,53 m)
 - **Le village Thinassouine Ivahlal :**
 - Les vitesses : (0,42 m/s ; 0,88 m/s)
 - Les pressions : (10,8 m ; 25,9 m)
 - **Le village Merlot 1-2-3 :**
 - Les vitesses : (0,3 m/s ; 1,01 m/s)
 - Les pressions : (14,57 m ; 30,16 m)

En général, les vitesses sont satisfaisantes, à l'exception de certains tronçons où elles sont inférieures à 0,5 m/s. Cela rend nécessaire une vidange périodique en raison de la forte dénivellation et du terrain accidenté. Concernant les pressions, le scénario garantit des valeurs supérieures à 1 bar sur l'ensemble des réseaux, avec des valeurs variant entre 10 et 60 m.c.e. Cela assure un service de qualité aux usagers. Les villages sont correctement approvisionnés en eau pendant les heures de pointe.

- **Cas de pointe + incendie** : Une fois qu'un débit concentré de 17 l/s a été intégré au nœud défavorable, nous avons recueilli les valeurs de pression et de vitesse pour les différents villages, qui varient entre :
- **Le Centre-Ville Tazmalt** :
 - Les vitesses : (0,34 m/s ; 2,07 m/s)
 - Les pressions : (10,25 m ; 25,8 m)
 - **Le village Idheriken** :
 - Les vitesses : (0,58 m/s ; 1,9 m/s)
 - Les pressions : (42,53 m ; 55,05 m)
 - **Le village Thinassouine Ivahlal** :
 - Les vitesses : (0,42 m/s ; 1,59 m/s)
 - Les pressions : (10,27 m ; 25,37 m)
 - **Le village Merlot 1-2-3** :
 - Les vitesses : (0,42 m/s ; 1,3 m/s)
 - Les pressions : (10,04 m ; 29,65 m)

On observe une augmentation des vitesses par rapport au cas de pointe, atteignant jusqu'à 2,07 m/s. Cela entraîne une réduction de la pression comparativement au cas de pointe, bien que celle-ci reste dans les limites acceptables. Ce scénario garantit la continuité du service, ainsi que des pressions et vitesses adéquates sur l'ensemble des réseaux jusqu'en 2054 pour les villages étudiés.

V.9 Les accessoires et les pièces spéciales du réseau d'AEP [4]

Nous allons mettre en lumière les accessoires et les pièces spéciales qui viendront compléter le cadre et la conception du nouveau réseau de distribution projeté par les localités étudiées.

V.9.1 Les accessoires du réseau d'AEP :

Un réseau dépourvu de pièces jointes ne pourra jamais atteindre son efficacité optimale, surtout s'il est désuet. Ainsi, ces éléments et accessoires se révèlent indispensables, particulièrement pour garantir un fonctionnement optimal et une gestion efficace des réseaux d'alimentation en eau potable, en régularisant les pressions, en mesurant les débits et en protégeant les canalisations.

V.9.1.1 Les robinet-vannes :

Un robinet à vannes est principalement utilisé pour réguler le débit de l'eau ou pour l'arrêter entièrement. Ce dispositif, également connu sous le nom de robinet de coupe.

Il y a différentes catégories de robinets-vannes, tels que :

➤ **Les robinets vannes à opercule :**

Les robinets vannes à opercule sont des équipements de sectionnement qui peuvent être soit complètement ouverts, soit totalement fermés. Leur taille est notablement plus grande que celle des vannes papillon. Une fois que le diamètre atteint un certain seuil, l'installation de dérivations devient nécessaire pour équilibrer les pressions de part et d'autre de l'opercule, ce qui facilite la manipulation de celui-ci depuis sa position fermée.

➤ **Les vannes papillons :**

Ces vannes sont polyvalentes, servant à la fois de sectionner et de réguler les débits. Leur conception compacte et légère les rend faciles à manipuler, nécessitant un faible couple de manœuvre. De plus, lorsqu'elles sont complètement ouvertes, elles minimisent les pertes de charge.

➤ **Les vannes d'altitude :**

Ces installations se trouvent à l'entrée d'un réservoir surélevé. La vanne se ferme automatiquement sous l'action de la pression de l'eau, afin prévenir le débordement lorsque le réservoir atteint son niveau maximal.

➤ **Les robinets de décharge :**

Un robinet de vidange est installé aux points les plus bas pour permettre l'évacuation des conduites. L'eau évacuée est dirigée vers l'égout le plus proche ou un fossé routier (en dehors des zones urbaines). Il est prévu que ce robinet soit installé à l'intérieur d'un regard et qu'il soit facilement accessible.

V.9.1.2 Les clapets :

Le rôle des clapets est essentiel en dirigeant le flux dans une seule direction. Ils sont fréquemment utilisés dans les stations de pompage, généralement situés juste après les pompes et avant les vannes d'alimentation. Ils se trouvent aussi sur les canalisations de distribution. Certains clapets agissent comme régulateurs de débit, tandis que d'autres assurent un débit minimum.

V.9.1.3 Les ventouses :

Les ventouses, placées aux points les plus élevés du système et facilement accessibles, servent à éliminer l'air accumulé après le dégazage de l'oxygène dissous. Elles sont cruciales pour évacuer l'air lors du remplissage initial et pour admettre de l'air de manière contrôlée lors de la vidange, évitant ainsi la formation de vide. Leur bon fonctionnement nécessite une vérification régulière.

V.9.1.4 Bouches et poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie doivent respecter des normes spécifiques, avec des diamètres de 80, 100 ou 150 mm et être reliés à des tuyaux du même diamètre, capables de fournir un débit minimum de 17 litres par seconde à 1 bar de pression. Ils doivent être installés de manière à garantir une réserve d'eau de 120 mètres cubes pour les pompiers. La distance entre les poteaux varie en fonction des besoins en débit, avec un maximum de 200 m entre eux, ou 100 m dans les zones à risque élevé. Pour prévenir le gel, ils sont vidés de leur eau après utilisation.

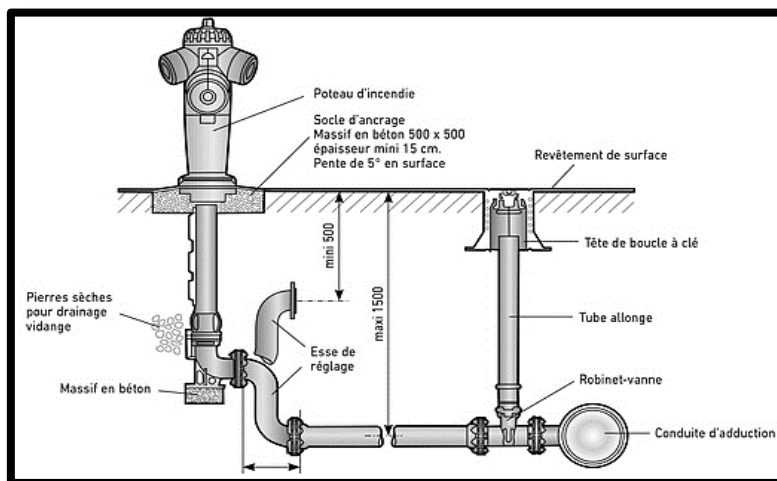


Figure V.8 : Bouche et Poteau d'incendie

(Source : <https://static.mypum.fr/media/info/1145/5347.jpg>)

V.9.1.5 Les régulateurs de pression :

Les régulateurs de pression ajustent la perte de charge afin de maintenir une pression constante, que ce soit en amont ou en aval, malgré les variations de débit ou de pression. Les régulateurs situés en aval maintiennent une pression stable dans les canalisations à forte pente, tandis que ceux situés en amont garantissent une pression appropriée dans les conduites gravitaires.

V.9.2 Les pièces spéciales de raccordement :

Les pièces spéciales utilisées dans les systèmes de conduites ont plusieurs fonctions cruciales :

- Elles offrent la possibilité de dévier une partie de l'écoulement ;
- Elles permettent d'introduire un débit supplémentaire dans la conduite principale ;
- Elles permettent d'adapter le diamètre de la conduite et de modifier la direction de l'écoulement.

La conception et le fonctionnement efficaces des réseaux de canalisations reposent sur certains éléments clés qui facilitent la gestion des fluides. Les pièces de ces réseaux peuvent être classées en plusieurs catégories :

V.9.2.1 Les cônes :

Utilisés pour raccorder des tuyaux de différents diamètres ou pour relier des équipements aux conduites principales. Ils se rencontrent fréquemment aux entrées et sorties des pompes. Deux types de cônes sont disponibles : ceux à deux emboîtements et ceux à emboîtement et bride.

V.9.2.2 Les croix de jonction :

Ces dispositifs permettent le croisement perpendiculaire de canalisations, avec des diamètres des manchons pouvant varier. Elles peuvent être équipées de brides complètes ou de manchons avec brides. Elles sont fréquemment utilisées dans les réseaux maillés et ramifiés. Les croix de jonction et d'incendie remplissent la même fonction que les croix de jonction, mais peuvent aussi être munies de bouches ou de poteaux d'incendie.

V.9.2.3 Les manchons :

Leur configuration varie en fonction des besoins, telles que les manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à brides et bout lisse, à emboîtement et bride. Ils servent principalement pour l'assemblage d'appareils accessoires tels que les robinets-vannes et certains joints.

V.9.2.4 Les coudes :

Ils se présentent sous diverses formes, telles que les coudes à deux emboîtements ou à un emboîtement et un bout lisse, et sont disponibles avec des angles de 90°, 45°, 22°30', et 11°15'. Ils offrent la possibilité des modifications de direction requises grâce à des massifs de butée conçus pour assurer la stabilité et résister aux contraintes mécaniques.

V.9.2.5 Les tés :

Les embranchements, comme les croix, peuvent avoir deux ou trois raccordements et des brides. Ils servent à prélever ou ajouter un débit dans une conduite et sont couramment utilisés dans les réseaux de distribution maillés ou ramifiés, ainsi que dans les conduites principales pour les piquages.

V.10 Les organes de mesures :

Les appareils de mesure du débit et de la pression peuvent être catégorisés de la manière suivante :

V.10.1 Mesure du débit :**V.10.1.1 Débitmètre à organes déprimogènes :**

Ce débitmètre, fréquemment utilisé en hydraulique, intègre des dispositifs tels que le diaphragme, le venturi et la tuyère pour mesurer le débit via une différence de pression, mais sa précision diminue à faible débit à cause de la contraction de la section d'écoulement.

V.10.1.2 Débitmètre à ultrasons :

Les ondes sonores émises par un émetteur ultrasonique sont utilisées dans ce genre de débitmètre. La détermination de la vitesse du fluide se fait en mesurant le temps nécessaire au signal pour parcourir une distance spécifique.

V.10.2 Mesure de la pression :

On mesure la pression à l'aide de différents types de manomètres : à soufflet, à capsule et à membrane.

V.11 Conclusion :

Les réseaux de distribution doivent garantir une alimentation en eau adéquate et maintenir des pressions appropriées pour 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, nous avons également examiné les accessoires nécessaires pour connecter les conduites, lesquels doivent être correctement sélectionnés pour assurer un fonctionnement optimal du réseau. Les diamètres des conduites du réseau s'étendent de 32 à 315 mm, tandis que les pressions et les vitesses sont conformes aux normes. Cependant, étant donné 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 l'accumulation de dépôts dans les conduites.

Chapitre VI

Etude des ouvrages de stockage

CHAPITRE VI : Etude des ouvrages de stockage

VI.1 Introduction :

Au cours de ce chapitre, nous aborderons un élément clé des infrastructures urbaines : le réservoir. C'est une structure qui joue un rôle central dans la gestion de la demande et de la production d'eau car il représente une liaison indispensable entre la source d'eau traitée et les utilisateurs finaux.

Il est impératif que la conception des réservoirs prenne en considération deux aspects cruciaux:

- Préservation de la qualité de l'eau stockée ;
- Amélioration des conditions d'exploitation et d'entretien pour une gestion optimale.

L'objectif de ce chapitre consiste à étudier la situation actuelle des réservoirs existants dans notre région et évaluer leur capacité de stockage et à garantir une alimentation adéquate pour les besoins futurs à l'horizon 2054.

VI.2 Le rôle des réservoirs [5]

Les réservoirs sont indispensables afin de garantir une alimentation adéquate en eau potable pour une agglomération. Ils assurent les fonctions suivantes :

Le stockage : Stockage d'eau pendant les périodes de faible consommation et redistribution pendant les périodes de forte demande.

Régulateur et accumulateur de pression : Dans une zone urbaine, un réservoir d'eau est nécessaire pour équilibrer la différence entre l'eau pompée et l'eau consommée. Il permet de stocker de l'eau pendant le fonctionnement de la station de pompage, garantissant un approvisionnement continu même lorsque la pompe est arrêtée.

Augmentation des pressions : En cas d'allongement du réseau, les points éloignés subissent de faibles pressions. Pour y remédier, un réservoir d'équilibre est installé pour augmenter les pressions et débits dans la partie étendue, agissant comme un contre-réservoir par rapport au réseau principal.

Augmentation de l'efficacité énergétique à la station de pompage : Le réservoir contribue à la diminution des coûts énergétiques.

Brise-charge : L'objectif est de réguler la pression à l'intérieur d'une canalisation en installant un réservoir au point le plus bas. Ce réservoir ramène la pression à un niveau admissible lorsqu'elle dépasse le seuil normal, protégeant ainsi la canalisation des dommages et assurant des pressions optimales le long de celle-ci.

Rôle de relai : Un réservoir tampon, aussi appelé intermédiaire, est essentiel dans une adduction mixte (refoulement-gravitaire) pour prévenir les dépressions et la cavitation en cas d'arrêt de la pompe. Il garantit également la continuité de la distribution en cas d'arrêt de la pompe.

Disponibilité de la réserve d'incendie : Une quantité d'eau exceptionnelle, réservée en prévision d'incendie, avec un volume minimum de 120 m³, reste toujours disponible.

Les réservoirs fournissent également des avantages, tels que :

- Ils servent de réserve pour toute situation imprévue, comme les ruptures, les pannes des pompes, les réparations ou et l'expansion du réseau ;
- Permettent de pomper pendant la nuit, lorsque les prix de l'électricité sont les moins élevés ;
- Assurent une régularité dans le fonctionnement du système de pompage en maintenant un débit constant tout au long de son fonctionnement ;
- Optimisation des procédures d'exploitation ;
- Régulièrement solliciter les points d'eau qui ne subissent pas de fluctuations journalières pendant les périodes de pointe ;
- Assurer la constance des pressions dans réseau de distribution.

VI.3 Emplacement et altitude des réservoirs [4]

VI.3.1 Emplacement :

L'emplacement optimal du réservoir est influencé par la topographie et la nature de sol, visant à garantir une pression adéquate lors des pics de demande des abonnés. Une analyse approfondie, intégrant des aspects techniques et économiques, est indispensable pour déterminer le site le plus adapté, en tenant compte des considérations suivantes :

- Il est recommandé que l'emplacement favorise une distribution gravitaire, impliquant que la côte du radier doit dépasser la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- Pour des considérations économiques, il est plus avantageux que le remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique de le positionner à un niveau inférieur par rapport à la source d'eau.
- Il est préférable que l'implantation se situe à la périphérie de la ville ou à proximité d'un centre de consommation majeur ;
- Le site du réservoir doit être aussi proche que possible de l'agglomération (pour des raisons économiques) afin de pouvoir alimenter le point le plus défavorisé.
- Il devrait être construit sur des terrains solides et stables.

VI.3.2 Altitude :

Afin de calculer la cote du radier, il est nécessaire d'évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point le plus élevé à desservir, ce qui orientera le choix du réservoir adéquat. La cote du radier de la cuve peut être ajustée en conséquence, en prévoyant une marge supplémentaire pour d'éventuelles expansions futures de l'agglomération.

VI.4 Principe de fonctionnement :

Les critères suivants posent les bases pour régulariser des débits (demande et apport) :

- Les accessoires et équipements d'adduction sont conçus pour acheminer l'eau de manière régulée et efficace ;
- Pendant les périodes de faible demande, le réservoir peut emmagasiner les écarts entre les débits. En revanche, durant les périodes de forte demande, telles que les heures de pointe, le déficit sera transféré du réservoir vers le réseau de distribution.

VI.5 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classifiés de différentes manières selon les critères pris en compte :

VI.5.1 Classification selon le matériau de construction :

- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint ;
- Réservoirs métalliques.

VI.5.2 Classification selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir de traitement ;
- Réservoir tampon ;
- Bâche de reprise ;
- Brise charge.

VI.5.3 Classification selon la situation des lieux :

- Réservoir au sol ;
- Réservoir surélevé (château d'eau) ;
- Réservoir semi-enterré ;
- Réservoir enterré.

VI.5.4 Classification selon la forme géométrique [5]

En général, deux formes couramment rencontrées sont observables dans la pratique :

- **Cylindrique** : tels qu'une meilleure stabilité des talus d'excavation, un risque réduit de fissuration et une utilisation plus efficace des matériaux. Toutefois, ces avantages ne conduisent généralement pas à des économies substantielles.
- **Rectangulaire** : Les réservoirs sont conçus sous forme rectangulaire ou polygonale pour s'adapter au terrain, offrant une construction stable, flexible, et facile à étendre. Ils sont aussi plus rapides à réaliser que les réservoirs circulaires et permettent un gain d'espace important.

VI.6 Choix du réservoir :

Il est reconnu que différents types de réservoirs, tels que ceux enterrés, semi-enterrés ou surélevé (comme les châteaux d'eau), existent. Le choix du type de réservoir dépendra naturellement des spécificités de chaque situation.

La détermination du type de réservoir est influencée par de nombreux facteurs :

- Conditions topographiques de site ;
- Conditions géotechniques ;
- Conditions hydrauliques : assurer la pression nécessaire, volume du réservoir ;
- Conditions économiques ;
- Catégorie de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou gestionnaire.

VI.7 Construction des réservoirs [7]

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables afin de garantir une étanchéité parfaite lors de leur installation et ne doivent en aucun cas altérer la qualité de l'eau stockée. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations. Des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur et, de plus visitables. Il sera bon de prévoir un compartimentage pour faciliter les nettoyages, et chaque vanne sera positionnée dans la chambre de manœuvre.

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

VI.7.1 Matériaux utilisés dans la construction du réservoir :

Les réservoirs sont principalement fabriqués à partir de deux matériaux les plus couramment utilisés :

- **Le béton armé** : Ce matériau est souvent utilisé pour fabriquer des réservoirs de passage et des bâches de reprise en raison de sa bonne résistance à la compression et à la traction.
- **Le béton précontraint** : Utilisé pour les grands réservoirs de stockage afin d'optimiser leur étanchéité, et résiste mieux à la compression.

VI.7.2 Exigences techniques du réservoir :

Les exigences suivantes doivent être satisfaites pour qu'un réservoir soit considéré comme de bonne qualité :

- **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches afin de prévenir les fuites et les fissures.
- **Résistance** : Les réservoirs doivent être conçus pour résister à divers effets, tels que le poids propre, les conditions climatiques (neige, vent), les séismes, le retrait, le fluage, les variations de température et les surcharges d'exploitation.
- **Durabilité** : Les matériaux constitutifs de tous les éléments des réservoirs doivent maintenir leurs propriétés initiales même après un contact prolongé avec le liquide qu'ils contiennent.

VI.8 Equipements du réservoir [4]

La conception des équipements destinés aux réservoirs hydrauliques requiert une approche attentive afin d'assurer une accessibilité, un fonctionnement et un entretien optimaux pendant toute la durée de vie de la structure. Les réservoirs doivent être équipés de :

VI.8.1 Equipements d'intervention :

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. Nous prévoyons généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

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.8.2 Equipements de nettoyage :

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

VI.8.3 Equipements hydrauliques :

Afin de faciliter leur utilisation, les réservoirs sont équipés d'une variété de conduites, d'organes et d'accessoires. Chaque réservoir est pourvu de plusieurs éléments essentiels, notamment :

VI.8.3.1 Conduite d'arrivée :

Le dispositif comprend un interrupteur à flotteur qui arrête la pompe lorsque l'eau atteint un niveau maximum en cas de refoulement, ou un robinet-vanne pour une adduction gravitaire. Il est recommandé de l'installer en siphon noyé ou par le bas, à l'opposé de la conduite de départ, afin de favoriser le brassage et le renouvellement de l'eau.

Cette conduite peut être installée de diverses façons :

Par le haut : soit avec chute libre soit noyé.

L'arrivée en chute libre provoque :

- L'entartrage du réservoir et des conduites (dépôts de tartre) ;
- Une oxygénation de l'eau.

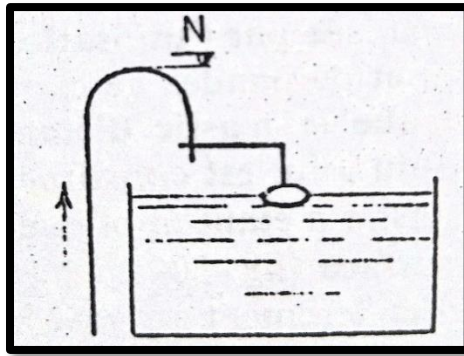


Figure VI.1 : Arrivée par surverse (chute libre)

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

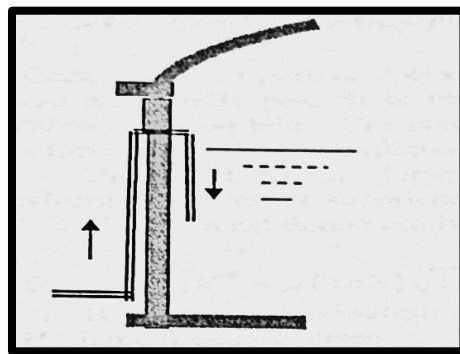


Figure VI.2 : Arrivée par siphon noyé

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

Par le bas : à travers les parois du réservoir, cette arrivée à l'avantage d'une réduction des frais de pompage.

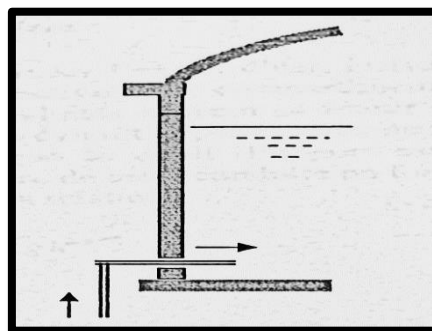


Figure VI.3 : Arrivée par le bas

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

Par le fond : à travers le radier.

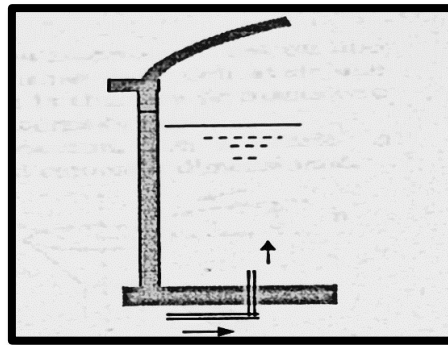


Figure VI.4 : Arrivée par le fond

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

Par pipe : Dans le cas d'un réservoir à plusieurs compartiments, au lieu de faire plusieurs arrivées on en installe juste une seule débouchant dans une bêche déversant vers le réservoir, comme le montre la figure ci-dessous.

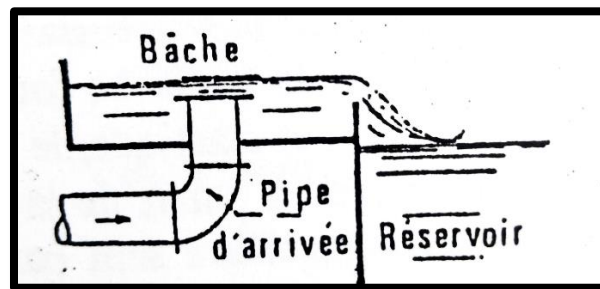


Figure VI.5 : Arrivée en pipe

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

VI.8.3.2 Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est installée à l'opposé de celle d'arrivée à 15 ou 20 cm au-dessus du radier pour empêcher les particules en suspension d'y pénétrer. À son extrémité se trouve une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex, c'est-à-dire l'entrée d'air dans la conduite (pénétration d'air). De plus, elle est équipée d'une vanne à survitesse.

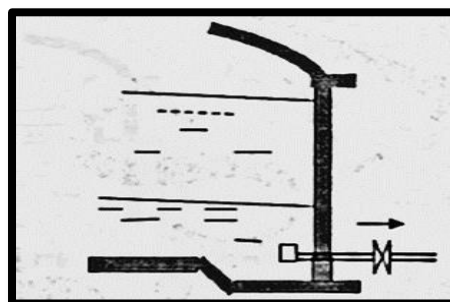


Figure VI.6 : conduite de départ

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

VI.8.3.3 Conduite de trop-plein :

Cette conduite assure l'évacuation de la totalité du débit arrivant au réservoir dès que le niveau de celui-ci atteint son seuil maximal. Dans le cas où le réservoir est divisé en compartiments, chaque cuve doit être équipée d'une conduite de trop-plein. Cette conduite est généralement reliée à la conduite de vidange afin de créer un joint hydraulique qui empêche toute intrusion de corps étrangers.

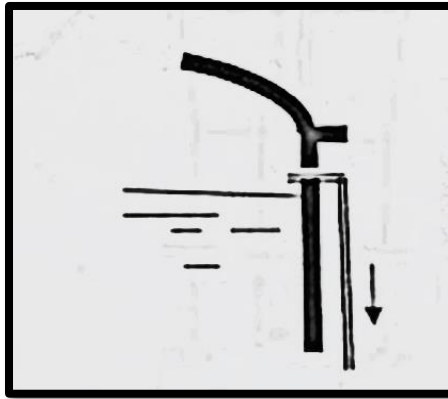


Figure VI.7 : conduite de trop-plein (pour un débit faible)

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

Dans certains cas où le débit est élevé, il est parfois nécessaire de modifier la partie supérieure de cette conduite pour qu'elle prenne la forme d'un entonnoir adapté aux dimensions requises.

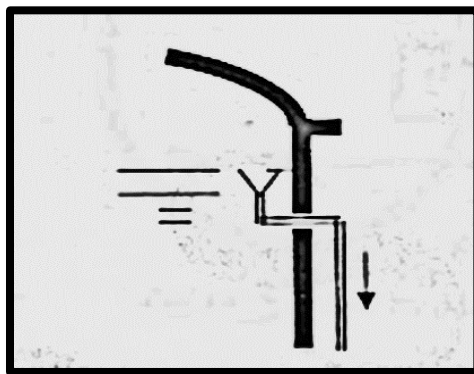


Figure VI.8 : conduite de trop-plein (pour débit un important)

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

VI.8.3.4 Conduite de vidange :

Elle a pour rôle d'assurer la vidange du réservoir lorsqu'il nécessite un nettoyage ou une réparation. Elle est équipée d'un robinet vanne et généralement reliée à la conduite de trop-plein. Il est recommandé de nettoyer le robinet vanne après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de dépôts de sable.

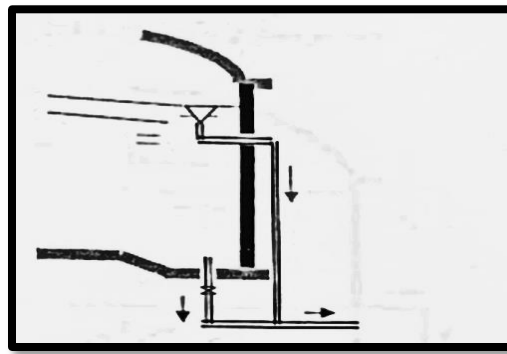


Figure VI.9 : conduite de vidange

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

VI.8.3.5 Conduite de by-pass :

Cela consiste à relier la conduite d'arrivée et celle de départ d'un réservoir, ce qui est pratique pour assurer la continuité de l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est isolé pour maintenance.

- Réservoir en fonctionnement : 1 et 3 ouverts, 2 fermé ;
- Réservoir isolé : 1 et 3 fermés, 2 ouvert.

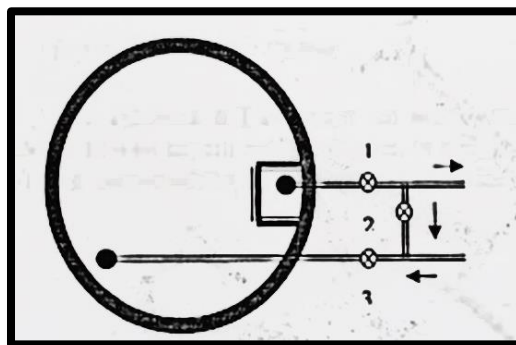


Figure VI.10 : conduite de by-pass

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

VI.8.3.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Afin de maintenir la réserve nécessaire à la lutte contre les incendies, des mesures sont mises en place pour prévenir le passage de l'eau de la réserve d'incendie vers le réseau de distribution.

On peut identifier deux types de mesures à cet effet :

Système siphon : Quand la réserve atteint son niveau, le siphon se désamorçage via son évent afin de préserver la totalité de la réserve. Cette méthode assure un renouvellement constant de la réserve tout en maintenant sa disponibilité permanente.

Son fonctionnement est le suivant :

- En service normal : les vannes (c) et (a) ouverts, le (b) est fermé ;
- En cas d'incendie : b et c sont responsables de la réserve d'incendie.

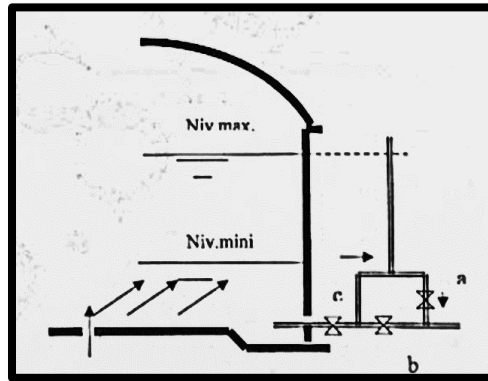


Figure VI.11 : Système d'incendie à siphon

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

Système à deux prises : Peu fréquemment utilisé en raison de la présence d'une zone d'eau stagnante (la réserve de sécurité n'est pas régulièrement renouvelée).

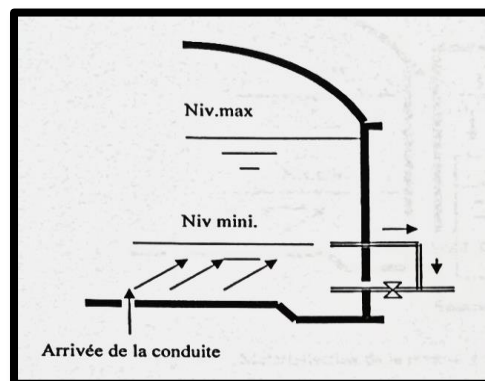


Figure VI.12 : Système d'incendie à deux prises

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

VI.8.3.7 Vannes de sectionnement :

Les vannes sont des éléments essentiels dans la maintenance des réseaux d'eau potable, facilitant la circulation d'eau pour permettre les interventions nécessaires telles que l'isolement des tronçons pour le nettoyage et la réparation de réservoir sans le vider entièrement. Ceci contribue à minimiser les pertes et à réduire les interruptions dans l'alimentation d'eau potable.

VI.8.3.8 Système automatisé :

Un système automatisé sera installé pour se déclencher dès que le niveau d'eau atteindra la limite désirée.

VI.9 Etat physique des réservoirs existants :

À partir de ce qui a déjà été mentionné dans le chapitre I, il ressort que notre zone d'étude sera alimentée par deux réservoirs semi-enterrés, d'un château d'eau et d'un réservoir surélevé qui sont déjà existants.

VI.9.1 Château d'eau du Centre-Ville Tazmalt :

Le château d'eau du Centre-Ville assure la distribution d'eau potable de tous les habitants du Centre-Ville de Tazmalt. Il s'agit d'un château d'eau en béton armé, de forme cylindrique, ayant une capacité de 400 m³, alimenté par refoulement provenant du forage Assam.



Figure VI.13 : château d'eau de volume 400 m³ du Centre-Ville Tazmalt
(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Les caractéristiques du château d'eau du Centre-Ville sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1: Caractéristiques du château d'eau Centre-Ville Tazmalt

Capacité (m³)	400 m ³
Forme géométrique	Cylindrique
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote terrain naturel (m)	316,73
Cote radier (m)	327
Cote trop plein (m)	331

(Source : APC Tazmalt)

Suite à notre visite, nous pouvons dire que :

- La peinture extérieure est en train de se détériorer, il est donc conseillé de la renouveler ;
- Les vannes et les conduites sont en bon état, ce qui élimine le risque de corrosion et de fuites au niveau des vannes ;
- On constate qu'il n'y a ni dégradations ni fissurations dans le génie civil du château ;
- L'état de la passerelle et l'escalier sont en bon d'après la sortie sur site.

Les illustrations suivantes ainsi que le tableau VI.2 présentent l'état actuel du réservoir :

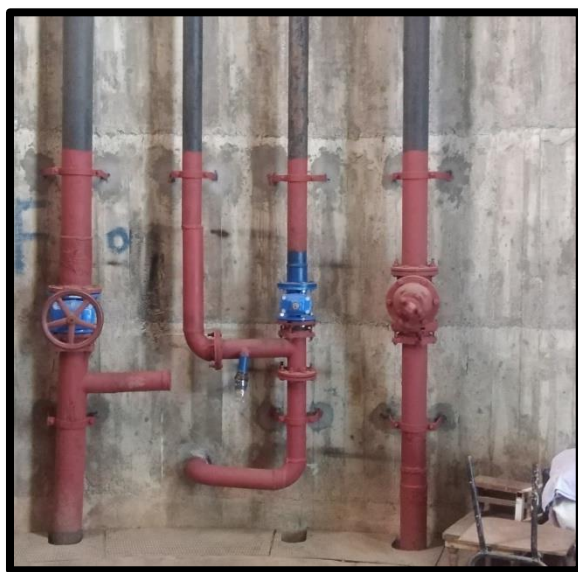


Figure VI.14 : Les conduites de château d'eau du Centre-Ville Tazmalt

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)



Figure VI.15 : Les échelles de château d'eau du Centre-Ville Tazmalt

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Tableau VI.2: Description de l'état du château d'eau

Caractéristiques	Observations
Aménagement du site	En bon état
La clôture	En bon état
L'accès intérieur	Facile
Trappe d'accès	En bon état
Portail d'accès	En bon état
Eclairage	Avec éclairage
Etat du Génie Civil	En bon état
Peinture	Etat moyen, à reprendre
Etanchéité de la coupole	En bon état
Echelle et rampes de repos	En bon état
Conduite d'arrivés	En bon état
Conduite de distribution	En bon état
Vidange de fond	En bon état
Conduite de trop plein	En bon état
Vanne d'arrivée	En bon état
Vanne de distribution	En bon état

VI.9.2 Réservoir Idheriken :

Le village d'Idheriken bénéficie de l'eau potable grâce au réservoir Idheriken. Il s'agit d'un réservoir en béton armé cylindrique d'une capacité de 200 m³. Le forage Kirat lui fournit l'alimentation à travers deux stations de reprise.



Figure VI.16 : Réservoir Idheriken de volume 200 m³

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

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

Tableau VI.3: Caractéristiques du réservoir Idheriken

Capacité (m³)	200 m ³
Forme géométrique	Cylindrique
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote terrain naturel (m)	523,12
Cote radier (m)	522
Cote trop plein (m)	525

(Source : APC Tazmalt)

Après notre visite, nous pouvons conclure que :

- Il est recommandé de reprendre la peinture extérieure en raison de sa détérioration ;
- Certaines vannes sont susceptibles de subir une corrosion progressive, qui est causée par les fuites au niveau des joints ;
- L'état de certaines conduites est moyen, il faut donc prendre des précautions pour éviter les problèmes de fuites.

Les figures suivantes et le tableau VI.4 présentent l'état actuel du réservoir :



Figure VI.17 : Les conduites du réservoir Idheriken

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Tableau VI.4: Description de l'état du réservoir Idheriken

Caractéristiques	Observations
Aménagement du site	En bon état
La clôture	En bon état
L'accès intérieur	Facile, mais nécessite un aménagement
Trappe d'accès	En état moyen
Portail d'accès	En bon état
Eclairage	Avec éclairage
Etat du Génie Civil	État moyen
Peinture	Etat mauvaise à reprendre
Etanchéité de la coupole	En état moyen
Echelle et rampes de repos	En état moyen
Conduite d'arrivés	En état moyen
Conduite de distribution	En état moyen
Vidange de fond	En état moyen
Conduite de trop plein	En état moyen
Vanne de vidange	Corrodée (à renouveler)
Vanne d'arrivée de distribution	En bon état (déjà renouvelées)

VI.9.3 Réservoir Thiouririne 400 m³ :

Le réservoir semi-enterrée Thiouririne, conçu pour assurer l'approvisionnement en eau potable du village Merlot 1-2-3, est un ouvrage en béton armé de hauteur 4 m et présente une forme cylindrique de capacité de 400 m³. Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir d'un piquage d'une conduite provenant du forage Ihaddaden.



Figure VI.18 : Réservoir semi-enterré Thiouririne de volume 400 m³

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques du réservoir semi-enterré Thiouririne :

Tableau VI.5: Caractéristiques du réservoir semi-enterré Thiouririne

Capacité (m³)	400 m ³
Forme géométrique	Cylindrique
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote terrain naturel (m)	359,82
Cote radier (m)	358
Cote trop plein (m)	362

(Source : APC Tazmalt)

Suite à notre sortie sur site, nous pouvons en déduire que :

- La peinture extérieure doit être refaite en raison de sa dégradation ;
- Les vannes sont corrodées, ce qui peut entraîner des fuites au niveau des joints ;
- Les conduites du réservoir présentent un état moyen, il est donc nécessaire de prendre des mesures de précaution afin d'éviter les fuites ;
- Il est observé que l'état du génie civil du réservoir est moyen, ce qui nécessite des mesures conformes aux normes techniques ;
- La présence de l'herbes sur le toit ;
- Ce réservoir est muni d'une échelle métallique qui est en état moyen.

L'état actuel du réservoir est illustré par les figures ci-dessous et le tableau VI.6 :



Figure VI.19 : Les conduites du réservoir semi-enterré Thiouririne

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Tableau VI.6: Description de l'état du réservoir semi-enterré Thiouririne

Caractéristiques	Observations
Aménagement du site	En bon état
La clôture	En bon état
L'accès intérieur	Facile, mais nécessite un aménagement
Trappe d'accès	En état moyen
Portail d'accès	En bonne état
Eclairage	Avec éclairage
Etat du Génie Civil	En bon état
Peinture	En mauvais état, à reprendre
Etanchéité de la coupole	En état moyen
Echelle et rampes de repos	En état moyen
Conduite d'arrivés	En mauvais état
Conduite de distribution	En mauvais état
Vidange de fond	En mauvais état
Conduite de trop plein	En mauvais état
Vanne d'arrivée	Corrodée (à renouveler)
Vanne de distribution	Corrodée (à renouveler)

VI.9.4 Réservoir surélevé Thiouririne 200 m³ :

Le réservoir surélevé Thiouririne, destiné à garantir l'approvisionnement en eau potable du village de Thinassouine Ivahlal, est une structure en béton armé de 11 m de hauteur, de forme cylindrique et d'une capacité de 200 m³. Il est alimenté par refoulement depuis le forage Ihaddaden.



Figure VI.20 : Le réservoir surélevé Thiouririne de volume 200 m³

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Les caractéristiques du réservoir surélevé Thiouririne sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Caractéristiques du réservoir surélevé Thiouririne

Capacité (m³)	200 m ³
Forme géométrique	Cylindrique
Nature de l'ouvrage	En béton armé
Cote terrain naturel (m)	360,99
Cote radier (m)	369
Cote trop plein (m)	372

(Source : APC Tazmalt)

Après notre visite sur terrain, nous pouvons conclure que :

- Il a été observé que la peinture extérieure du réservoir est en mauvais état, il est nécessaire de la refaire ;
- Certaines conduites et vannes du réservoir sont en état moyen, il est donc essentiel de prendre des mesures préventives pour éviter les fuites et la corrosion ;
- On constate que le génie civil de ce réservoir est en bon état, sans fissures ni problèmes d'étanchéité ;
- Ce réservoir est équipé d'une échelle métallique en état moyen ; il est donc nécessaire de prendre des mesures de sécurité appropriées.

Les illustrations ci-dessous ainsi que le tableau VI.8 illustrent l'état actuel du réservoir :



Figure VI.21 : Les conduites du réservoir surélevé Thiouririne 200 m³

(Source : APC Tazmalt, Mai 2024)

Tableau VI.8: Description de l'état du réservoir surélevé Thiouririne

Caractéristiques	Observations
Aménagement du site	En bon état
La clôture	En bon état
L'accès intérieur	Facile, mais nécessite un aménagement
Trappe d'accès	En état moyen
Portail d'accès	En état moyen
Eclairage	Avec éclairage
Etat du Génie Civil	Bonne état
Peinture	En mauvais état, à reprendre
Etanchéité de la coupole	En état moyen
Echelle et rampes de repos	En état moyen
Conduite d'arrivés	En état moyen
Conduite de distribution	En état moyen
Vidange de fond	En état moyen
Conduite de trop plein	En état moyen
Vanne d'arrivée	En bon état
Vanne de distribution	En bon état (renouvelé)

VI.10 Capacité des réservoirs d'alimentation en eau potable [4]

Pour évaluer la capacité d'un réservoir, il est nécessaire de prendre en considération les fluctuations de débits à l'entrée et à la sortie, ainsi que la manière dont les installations en amont sont exploitées et les variations de la demande (en prenant en considération du jour de plus forte consommation ainsi que la réserve d'eau prévue pour les incendies).

VI.10.1 Méthodes de calcul de capacité du réservoir :

Pour déterminer la capacité de stockage requise pour répondre à notre consommation, deux facteurs doivent être pris en compte. Le premier concerne le régime de la consommation journalière des agglomérations de notre zone d'étude, tandis que le second implique d'évaluer le débit d'alimentation du réservoir, qui dans notre cas se fait durant 20 heures sur 24.

Le volume du réservoir peut être déterminé à l'aide de deux méthodes différentes :

- La méthode analytique ;
- La méthode graphique.

VI.10.1.1 La méthode analytique :

La méthode analytique implique de comparer un régime d'alimentation à débit constant avec un régime de consommation à débit variable, en tenant compte de la consommation des habitants. Ce calcul aboutit à la détermination du volume utile, qui se présente comme suit :

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

V_r : Capacité résiduelle (volume utile) (m³) ;

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

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

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

V_T : capacité totale du réservoir (m³) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

VI.10.1.2 La méthode graphique :

La méthode graphique prend en considération la courbe de la consommation intégrale ainsi que la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déterminée en analysant les points extrêmes des cumuls de la consommation par rapport aux apports.

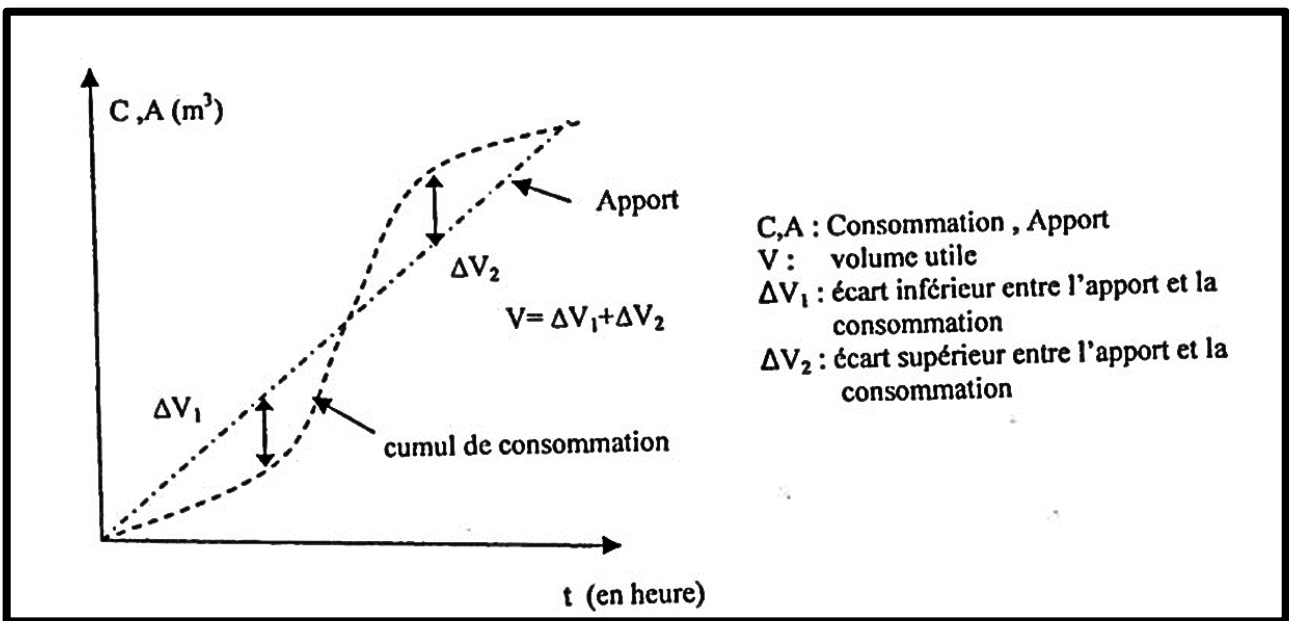


Figure III.22 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale
 (Source : SALAH (2014), Alimentation En Eau Potable Des Agglomérations)

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

$$R_{max} = |\Delta V_1| + |\Delta V_2| \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec :

R_{max} : Résidu maximal journalier ;

$Q_{max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume utile (régulation) V_r est calculé par la formule ci-dessous :

$$V_r = \frac{R_{max} \times Q_{max,j}}{100} (m^3) \dots \dots \dots (VI.4)$$

Le volume total sera :

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

V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

VI.10.2 Détermination des capacités des réservoirs :

En utilisant la méthode analytique, nous calculons les capacités individuelles des réservoirs.

Dans le cadre de notre étude, nous devons vérifier si la capacité des réservoirs existants est suffisante.

Les tableaux ci-dessous récapitulent les régimes de fonctionnement des réservoirs.

➤ **Pour le Centre-Ville Tazmalt :**

Tableau VI.9: Calcul de la capacité du réservoir du Centre-Ville Tazmalt

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

Tableau VI.9: Calcul de la capacité du réservoir du Centre-Ville Tazmalt (Suite)

Heures	Refoulement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
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	/	/	/

D'après le tableau :

Le résidu dans le réservoir : $R_{\max} = 10,5 \%$

Le débit maximum journalier : $Q_{\max,j} = 790,048356 \text{ m}^3/\text{j}$

Le volume résiduel : $V_r = 10,5 \times 790,048356 / 100 = 82,9550774 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 82,9550774 + 120 = 202,955077 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$

Remarque :

Après avoir normalisé le volume total du réservoir, il a été déterminé que 300 m^3 étaient nécessaires pour le stockage. Par conséquent, la capacité du château d'eau existant, qui est de 400 m^3 est suffisante pour répondre aux besoins de notre agglomération. Il est donc recommandé de le garder et l'exploiter.

➤ Pour le village Idheriken :

Tableau VI.10: Calcul de la capacité du réservoir du village Idheriken

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	/	/	/

Selon le tableau :

Le résidu dans le réservoir : $R_{\max} = 10,5 \%$

Le débit maximum journalier : $Q_{\max,j} = 347,1858 \text{ m}^3/\text{j}$

Le volume résiduel : $V_r = 10,5 \times 347,1858/100 = 36,454509 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 36,454509 + 120 = 156,454509 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$

Remarque :

Après la normalisation du volume total du réservoir, il a été conclu que 200 m³ suffiraient pour le stockage. Ainsi, la capacité de réservoir existant, évaluée à 200 m³, répond adéquatement aux besoins de population de ce village. En conséquence, il est préconisé de le maintenir en état et de continuer à l'exploiter.

➤ **Pour le village Thinassouine Ivahlal :**

Tableau VI.11: Calcul de la capacité du réservoir du village Thinassouine Ivahlal

Heures	Refolement 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

Tableau VI.11: Calcul de la capacité du réservoir du village Thinassouine Ivahlal (Suite)

Heures	Refolement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
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	/	/	/

On déduit :

Le résidu dans le réservoir : $R_{\max} = 10,5 \%$

Le débit maximum journalier : $Q_{\max,j} = 404,9565 \text{ m}^3/\text{j}$

Le volume résiduel : $V_r = 10,5 \times 404,9565 / 100 = 42,5204325 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 42,5204325 + 120 = 162,520433 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 200 \text{ m}^3$

Remarque :

Nous avons déterminé un volume total normalisé du réservoir adéquat pour répondre aux besoins de stockage qui est de 200 m^3 . Par conséquent, la capacité actuelle du réservoir, évaluée à 200 m^3 , est jugée suffisante pour satisfaire aux besoins de la population de ce village. Donc, il est recommandé de le maintenir et de poursuivre son exploitation.

➤ **Pour le village Merlot 1-2-3 :**

Tableau VI.12: Calcul de la capacité du réservoir du village Merlot 1-2-3

Heures	Refolement 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

Tableau VI.12: Calcul de la capacité du réservoir du village Merlot 1-2-3 (Suite)

Heures	Refolement d'eau en %	Consommation d'eau en %	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
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	/	/	/

On trouve :

Le résidu dans le réservoir : $R_{\max} = 10,5 \%$

Le débit maximum journalier : $Q_{\max,j} = 1608,87288 \text{ m}^3/\text{j}$

Le volume résiduel : $V_r = 10,5 \times 1608,87288 / 100 = 168,931652 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 168,931652 + 120 = 288,931652 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$

Remarque :

On a constaté qu'un réservoir de 300 m^3 est nécessaire pour le stockage, et la capacité de celui existant est de 400 m^3 est largement suffisant pour répondre aux besoins de notre agglomération. Il est ainsi conseillé de le conserver et de l'utiliser.

Pour résumer, les réservoirs existants ont une capacité totale actuelle de 1200 m^3 , tandis que le volume total estimé pour l'horizon 2054 est de 1000 m^3 . Ainsi, la capacité existante est donc amplement suffisante pour répondre aux besoins de notre agglomération.

VI.11 Détermination du volume des bâches d'eau projetées :

La station de reprise est constituée d'une bache et des pompes. Le dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et éviter que la pompe ne se désamorce.

Le volume utile des bâches d'eau projetées est calculé en utilisant la formule suivante :

$$V_{\text{utile}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \times t}{T} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VI.6)}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximum journalier (m³/j) ;

t : temps de fermeture des vannes (Dans notre cas, nous avons prévu t=1/4 h) ;

T : temps de pompage (20h).

En raison de sécurité, nous majorons le volume de 30% afin d'obtenir le volume total.

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

On trouve :

Le volume utile : $V_{\text{utile}} = 4,34 \text{ m}^3$

Le volume total : $V_{\text{total}} = 5,64 \text{ m}^3$

On prend deux bâches de capacité standard de 6 m³ pour chacune.

VI.11.1 Dimensionnement des bâches d'eau :

Deux bâches d'eau de section carré seront prises, dont les dimensions principales seront calculées à partir de la relation suivante :

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

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

Avec :

V : volume de la bache d'eau (m³) ;

S : section de la bache d'eau (m²) ;

h : hauteur de la bache d'eau (m) ;

a : longueur du côté du carré (m).

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

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

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

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

Calculant maintenant le côté de cette section :

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

Les caractéristiques des bâches d'eau projetées sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.13: Les caractéristiques des bâches d'eau projetées

	Type	Volume (m ³)	Hauteur (m)	Section (m ²)	Longueur du côté du carré (m)
Bâche projetée pour SR N°01	Sur sol	6	2,5	2,4	1,6
Bâche projetée pour SR N°02	Sur sol	6	2,5	2,4	1,6

VI.12 Recommandations concernant les réservoirs de stockage :

Pour garantir le bon fonctionnement et l'exploitation efficace des structures de stockage, nous préconisons :

- Effectuer des réparations sur diverses portes et installer des serrures solides sur chacune d'elle ;
- Rénover et réaménager le revêtement de sol des chambres des vannes ;
- Les échelles et les rampes de repos sont en moyen à mauvais état donc : elles nécessitent un remplacement et réparation ;
- Effectuer régulièrement le nettoyage intérieur des réservoirs (le nettoyage devrait être réalisé au moins deux fois par an) et la désinfection ;
- Rénover la peinture à l'intérieur et à l'extérieur de tous les réservoirs afin de les protéger contre l'humidité ;
- Remplacer les anciennes vannes ;
- Élaborer un plan visant à assurer l'hygiène et la sécurité des employés ;
- Réduire l'accès à la lumière naturelle afin de prévenir la croissance excessive d'algues, ce qui implique l'installation d'un éclairage artificiel ;
- Prévenir toute augmentation de la température de l'eau grâce à une isolation thermique efficace, dans le but de réduire l'activité biologique et de préserver l'intégrité de la structure en évitant les microfissures ;
- Pour prévenir toute contamination de l'eau stockée, il est nécessaire de rénover l'étanchéité extérieure afin d'éviter les infiltrations d'eau ;
- Rendre l'accès aux cuves plus facile afin de simplifier les tâches d'entretien pour le personnel responsable ;

- Il est nécessaire de mettre en place un dispositif permettant de prélever un échantillon d'eau en amont et en aval immédiats du réservoir ;
- Assurer le contrôle d'étanchéité de tous les réservoirs et de les remplacer si nécessaire.

VI.13 Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons évalué la capacité des réservoirs destinés à alimenter l'agglomération de notre zone d'étude à l'aide de la méthode analytique. Nous avons conclu qu'il n'est pas nécessaire de projeter de nouveaux réservoirs, que ce soit pour répondre aux besoins actuels ou futurs (horizon 2054), car les réservoirs existants ont des capacités largement suffisantes pour satisfaire la demande de l'agglomération. Ainsi, nous avons l'intention d'installer de deux bâches d'eau de section carrée, chacune ayant une capacité de 6m³, qui seront disposées au sol afin de garantir un approvisionnement en eau suffisant.

Suite au diagnostic effectué sur site, il est observé que l'état du génie civil est généralement satisfaisant. Nous avons émis des recommandations pour pallier aux autres anomalies et détériorations constatées.

Chapitre VII

Pose et protection des canalisations

CHAPITRE VII : Pose et protection des canalisations

VII.1 Introduction :

L'exploitation et la gestion du système d'eau potable nécessitent la mise en place de différentes infrastructures et équipements. Cela implique, d'une part, l'installation de conduites, de vannes et d'autres équipements indispensables afin de garantir une distribution de l'eau potable de manière efficace et sécurisée aux utilisateurs finaux. Par ailleurs, les conduites d'adduction, qui acheminent l'eau des sources ou des réservoirs jusqu'aux réseaux de distribution, doivent être prises en charge. Pour assurer une alimentation en eau de qualité et en quantité adéquate, cette gestion implique la planification, l'entretien régulier, la réparation des fuites ou des ruptures éventuelles, ainsi que l'amélioration continue du réseau.

Dans ce chapitre, nous aborderons en détail les diverses méthodes d'installation des conduites, en tenant compte des variations liées à l'emplacement et des obstacles potentiels. En outre, nous examinerons également de manière approfondie les stratégies de protection appropriées pour ces conduites.

VII.2 Type de canalisations choisi :

Nous avons choisi d'utiliser des tubes en Polyéthylène Haute Densité (PEHD) pour notre système d'alimentation en eau potable, en raison de leurs multiples avantages. Les conduites en PEHD destinées à l'adduction et à la distribution d'eau potable doivent être conformes à des normes spécifiques.

VII.2.1 Spécifications :

- **Couleur :** Il est nécessaire que les tubes en polyéthylène soient de couleur bleue ou noire avec des motifs bleus. Les tuyaux noirs devront être munis d'au moins trois (3) traits de repérage de petite taille.
- **Aspect visuel :** Les surfaces intérieures et extérieures des tubes doivent être propres et lisses, sans rainures, cavités, entailles et autres défauts qui pourrait altérer leur qualité.

VII.2.2 Marquage des tubes :

Il est nécessaire d'indiquer clairement et de manière durable chaque mètre de tube en PEHD avec les indications suivantes :

- La norme de référence ;
- Le nom commercial et/ou le logo du fabricant. ;
- La composition de la matière (PE) et la valeur de la résistance minimale requise (MRS) ;
- L'indication « eau potable » suivie de la valeur de la pression nominale PN ;

- Les dimensions nominales comprennent le diamètre extérieur nominal et l'épaisseur nominale;
- La date de fabrication ;
- Le numéro du lot de fabrication ;
- Provenance de la matière première.

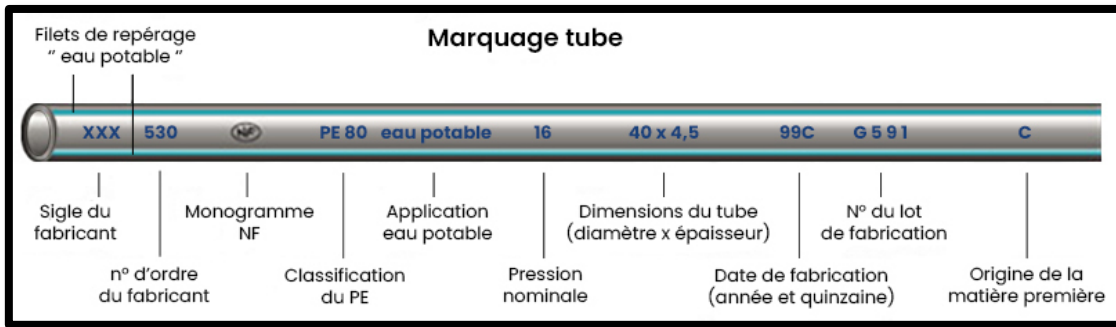


Figure VII.1 : Marquage tube PEHD

(Source : <https://www.anjou-connectique.com/media/wysiwyg/Arcanaute/marquage-tube-pehd-nf.jpg>)

VII.3 Pose de canalisation :

VII.3.1 Principe de pose de canalisation [7]

Les canalisations sont généralement placées dans des tranchées, à l'exception de quelques cas où elles peuvent être mises en surface, à condition d'être correctement entretenues et protégées. Lors de la mise en place en tranchée, celle-ci doit être assez large pour permettre aux ouvriers d'y accéder, et son fond doit être nivelé conformément au profil final de la conduite. Il est nécessaire de prévoir des élargissements au niveau des joints. L'épaisseur du remblai varie selon les conditions climatiques : environ 1 mètre dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 mètre dans les régions plus froides. Les conduites doivent être tracées en dents de scie avec des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air, avec des changements de pente tous les 200 à 400 mètres. En outre, il est essentiel de maintenir un espacement approprié entre les canalisations et d'autres éléments, comme les câbles électriques (30 cm) et les conduites de gaz (60 cm).

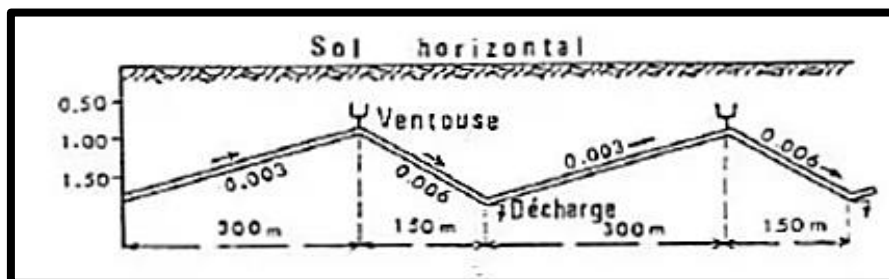


Figure VII.2 : Schéma favorable de pose de canalisation

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

VII.3.2 Type de pose de canalisation [4]

Le mode de pose des canalisations est généralement déterminé par divers éléments tels que la topographie du terrain, l'aménagement des lieux et la présence d'obstacles.

Dans notre cas particulier, nous prévoyons d'installer des canalisations sur un terrain à configuration ordinaire.

❖ Pose de canalisation ordinaire :

On installe la canalisation dans une tranchée d'au moins 60 cm de large. Il est impératif que la tranchée soit d'au moins 80 cm de profondeur pour permettre l'installation du lit de pose, de la conduite, et du remblai. Le fond de la tranchée est couvert d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur, minutieusement nivelée. Avant de procéder au creusement de la tranchée, les conduites sont sélectionnées afin d'éliminer celles qui ont été endommagées par des chocs ou des fissures. Par la suite, la mise en place des conduites dans la tranchée se fait manuellement ou à l'aide de machines.

Lorsqu'il est nécessaire de souder des joints, il est préférable d'effectuer cette opération au fond de la tranchée. La canalisation est alors stabilisée à l'aide de butées de terre ou de tronçons de madriers en bois placés en travers de la tranchée. La tranchée est ensuite remplie jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, en ajoutant des couches successives de terre arrosée et compactée, sans pierres. Le remblai final est réalisé avec du tout-venant.

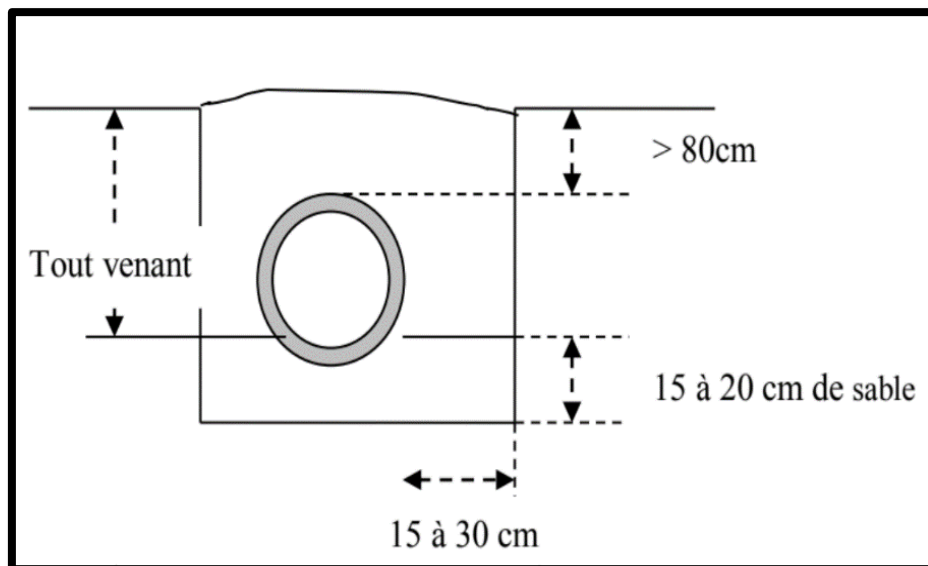


Figure VII.3 : Pose de canalisation ordinaire

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

VII.3.3 Techniques d'assemblage [5]

Les méthodes d'assemblage des conduites en plastique sont les suivantes :

❖ **Électrosoudage :**

Cette méthode est largement reconnue pour sa fiabilité, implique principalement l'assemblage de tubes à l'aide d'un manchon ou d'un raccord de déviation électrosoudable équipé d'un élément chauffant constitué d'un enroulement métallique. L'effet Joule fournit l'énergie requise pour provoquer la fusion et l'interdiffusion des macromolécules de polyéthylène grâce à cet enroulement.

❖ **Soudage bout à bout :**

La technique de soudage bout à bout par élément chauffant est utilisée pour assembler des tubes ayant le même diamètre et la même épaisseur, particulièrement pour les canalisations de diamètre égal ou supérieur à 90 mm. Elle consiste à chauffer les extrémités des tubes ou des raccords à l'aide d'un miroir chauffant jusqu'à atteindre la température adéquate pour le soudage. Une fois chauffées, les extrémités sont exposées à une pression constante lors du refroidissement, assurant une soudure continue et une résistance mécanique équivalente à celle des tubes d'origine. Un bourrelet de soudure, visible à la jonction, est un indicateur visuel de la qualité du soudage.

Le processus de soudage bout à bout peut être réparti en quatre étapes :

- Etape 1 : Egalisation
- Etape 2 : Chauffage
- Etape 3 : Retrait du miroir
- Etape 4 : Soudage

❖ **Assemblages mécaniques :**

On effectue ces assemblages en utilisant des raccords mécaniques en résine plastique. Ces joints peuvent être utilisés pour relier des tubes en polyéthylène ensemble ou avec d'autres tubes et divers accessoires métalliques ou plastiques.

VII.3.4 Stabilisation des conduites [4]

Les tuyaux et les joints sont assemblés pour former les conduites. Lorsque les joints ne sont ni à brides ni soudés, la pression de l'eau peut provoquer un déplacement des joints dans les sections courbées, les intersections et les pièces coniques. Pour éviter ce phénomène, on utilise des butées dont le poids empêche ce mouvement. Parfois, même les conduites avec des joints soudés ou à brides nécessitent l'utilisation de ces butées. Elles sont couramment employées dans les coudes, les cônes, les tés ou aux extrémités des conduites.

Les figures ci-dessous présentent les schémas des butées utilisés dans les différents cas :

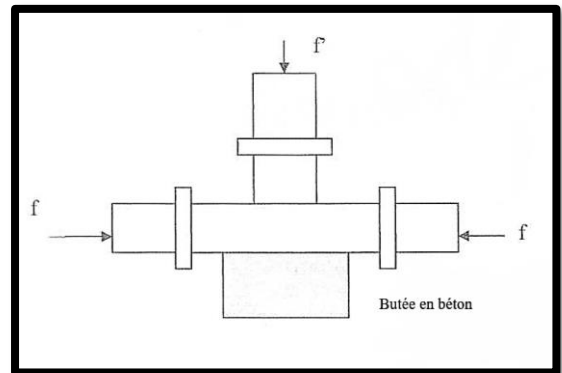
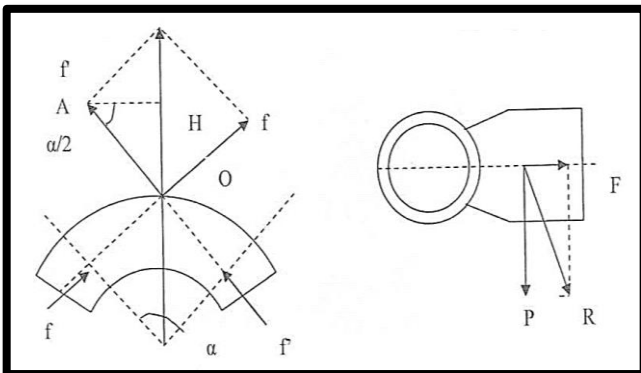


Figure VII.4: une butée pour un coude

Figure VII.5: une butée pour un té

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

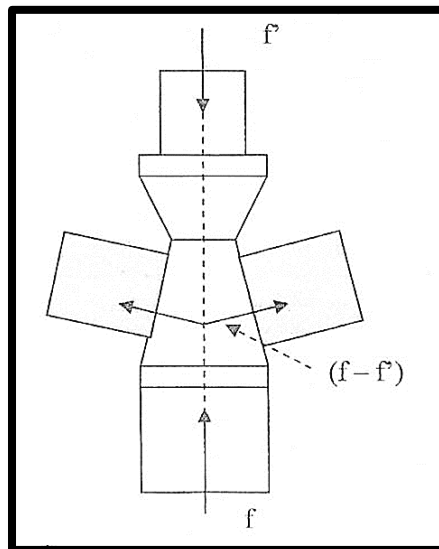


Figure VII.6: une butée pour un cône

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

VII.4 Protection des conduites contre le coup de bélier :

VII.4.1 Généralité :

En régime transitoire, un réseau de conduites fonctionne avec des pressions et des vitesses qui changent au fil du temps, contrairement au régime permanent. La propagation des ondes de pression dans le réseau est accompagnée de ces fluctuations, qui persiste pendant un certain temps avant de s'atténuer et de permettre l'établissement d'un nouveau régime permanent. Ces ondes peuvent être positives ou négatives, sont causées par une altération du système hydraulique et se caractérisent par une vitesse de propagation appelée célérité.

Lorsque les conduites d'adduction sont dimensionnées, en particulier pour le refoulement, il est important de respecter les pressions de service P_s définies lors de l'optimisation, et de ne pas les dépasser. C'est précisément là que le calcul du réseau intervient, en utilisant un régime transitoire, afin de prévoir les pressions P_t qui pourraient se produire. Il n'y a évidemment aucun danger si la pression totale P_t est inférieure à la pression P_s de service. En revanche, si le contraire est observé, il y a un danger et il faut opter pour l'une des deux options suivantes :

- Modifier la classe des conduits pour une pression de service plus élevée.
- Réduire les fluctuations de pression à l'aide de dispositifs de protection (anti-bélier).

VII.4.2 Causes du coup de bélier [5]

Le coup de bélier est un phénomène périodique dont les causes les plus courantes sont les suivantes :

- La manipulation trop rapide des vannes dans les canalisations sous pression à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les canalisations sous pression par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'alimentation en eau potable (AEP) ;
- Changement de vitesse de fonctionnement d'une pompe ;
- La panne de courant électrique dans une station de pompage est néanmoins la cause la plus fréquente des coups de bélier ;
- La cavitation provoque l'implosion des poches d'air ;
- La modification ou le démarrage de l'opération d'une turbine ;
- Changement dans le niveau d'eau d'un réseau sous pression ;
- Vibration des dispositifs de contrôle.

VII.4.3 Risques et dommages dus aux coups de bélier [5]

Le coup de bélier peut avoir des répercussions néfastes sur les conduites et les accessoires des systèmes hydrauliques, elles deviennent de plus en plus risquées à mesure que les paramètres modifiants augmentent (variation de la pression et des débits au fil du temps).

Dans une conduite en charge, ces phénomènes peuvent engendrer des dangers suite à une dépression ou à une surpression causée par les manœuvres brusques. Parmi ces dangers, on peut mentionner :

- **Rupture des conduites** : Un changement brusque de pression peut entraîner des fissures ou même des ruptures complètes des tuyaux, notamment dans les matériaux plus fragiles ou sont vieillissants.

- **Détérioration des accessoires et des pièces spéciales :** La pression peut causer des dommages structurels aux vannes, aux coudes, aux raccords et à d'autres éléments du réseau, tels que la déformation ou la détente.
- **Bruits et vibrations :** Les vibrations et les bruits anormaux, peuvent être causés par les variations soudaines de pression, signalant ainsi non seulement une nuisance, une gêne mais également des problèmes potentiels de structure. C'est le cas fréquemment lorsque la conduite entre en résonance.
- **Des dégâts sur les pompes et les turbines :** Les fluctuations rapides de pression peuvent causer des dommages aux pompes et turbines, ce qui peut entraîner une usure prématurée ou une panne complète.
- **Fuites :** La présence de défauts dans les joints et les raccords peut provoquer des fuites d'eau et réduire l'efficacité du système.
- **Problèmes de maintenance et augmentation des dépenses :** Les dégâts causés par le coup de bélier peuvent engendrer une maintenance plus fréquente et des frais de réparation ou de remplacement plus élevés.
- **L'érosion des parois internes :** Les variations de pression brusques peuvent entraîner une détérioration des parois internes des conduites, réduisant ainsi leur longévité et leur résistance.

VII.4.4 Description du phénomène transitoire [8]

Quatre phases du coup de bélier sont présentes dans une conduite hydraulique (Nous prenons l'exemple de la fermeture d'une vanne pour étudier ces étapes) :

Lorsque la vanne se ferme brusquement, les particules de liquide rencontrent un obstacle insurmontable. Leur énergie cinétique se convertit alors en énergie potentielle, se traduisant par la compression du liquide et la dilatation de la conduite.

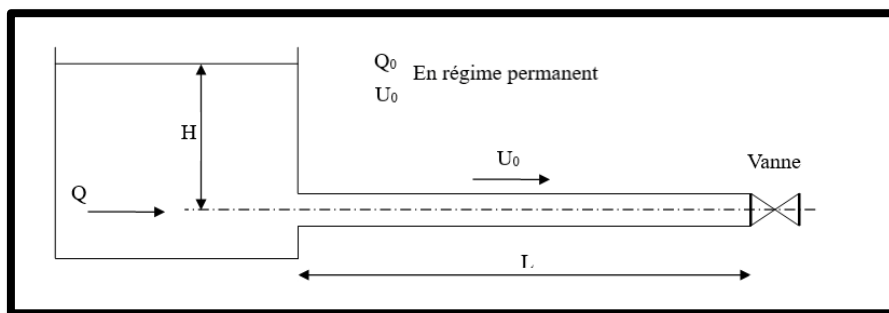


Figure VII.7 : L'état initial du la conduite hydraulique

Phase N° 01 :

Lorsque l'eau se comprime légèrement, la canalisation se gonfle. Les particules liquides se détachent progressivement, ce qui entraîne une surpression. Cela conduit à la formation et à l'évolution d'une onde de choc, qui naît à la vanne et se déplace vers le réservoir, (la rigidité de la conduite augmente la vitesse de propagation).

Le terme « C » désigne la vitesse de l'onde, tandis que le terme « L » désigne la longueur de la conduite ($a \gg V$).

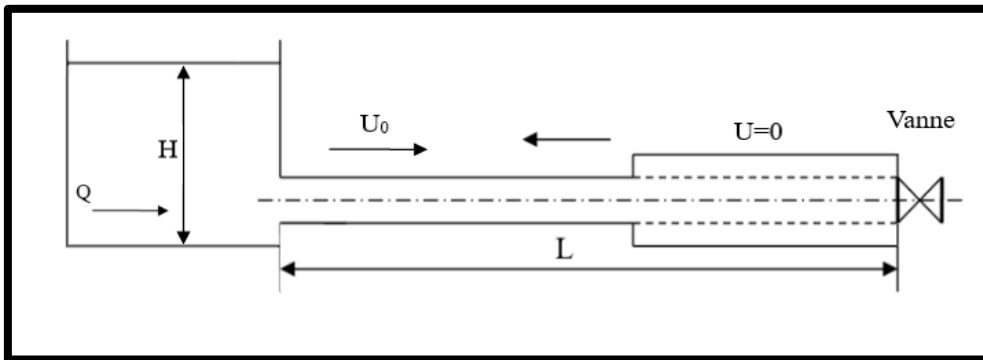


Figure VII.8 : L'état de la conduite hydraulique lors de la première phase

La première étape s'étend de $t = 0$ à $t = L/C$.

Phase N° 02 :

Lorsque l'onde atteint le réservoir en amont, la pression dans ce dernier, étant beaucoup plus faible que la surpression dans la conduite, permet à la canalisation, à proximité du réservoir, de retrouver sa forme initiale. La pression redevient normale, ainsi que le diamètre et la masse volumique. Le fluide se déplace dans le sens opposé à celui de son départ. Cette propagation s'étend du temps $t = L/C$ à $t = 2L/C$.

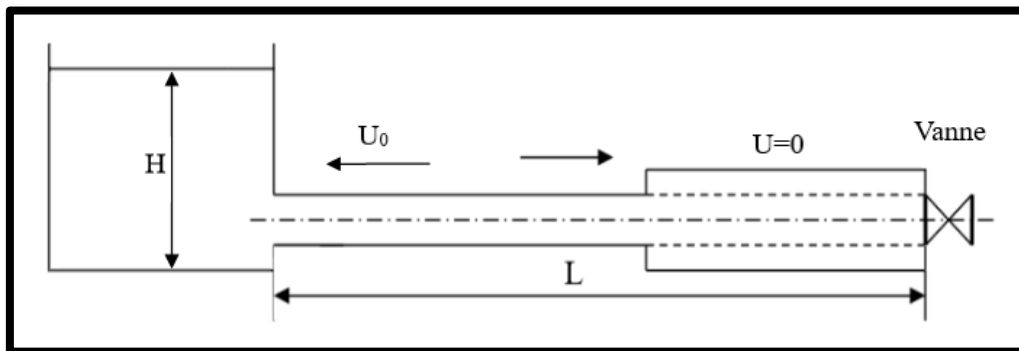


Figure VII.9 : L'état de la conduite hydraulique lors de la deuxième phase

Phase N° 03 :

L'onde remonte sous forme d'une onde de dépression, résultant de la réflexion totale à la vanne en aval, qui agit comme un nœud de débit. Cela provoque la contraction de la conduite. En raison de sa faible vitesse, l'eau près de la vanne crée une dépression, ce qui entraîne un rétrécissement de la conduite. Cela génère une onde de choc en dépression qui se propage en direction du réservoir. Cette phase s'étend du temps $t = 2L/C$ à $t = 3L/C$.

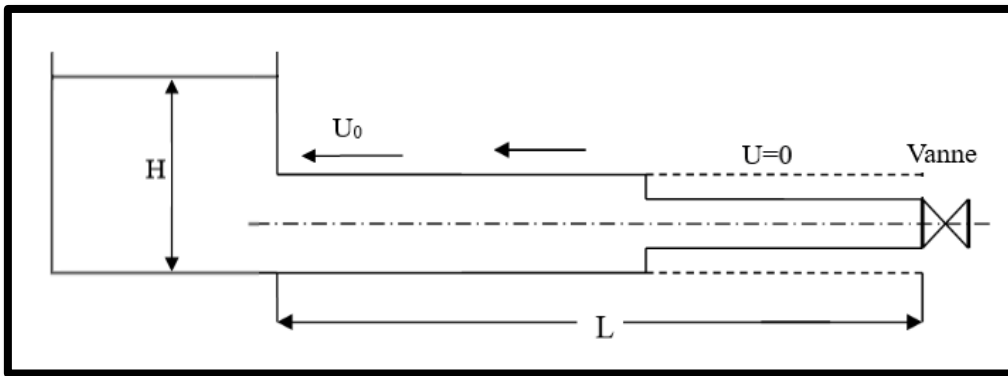


Figure VII.10: L'état de la conduite hydraulique lors de la troisième phase

Phase N° 04 :

Lorsque l'onde en dépression atteint le réservoir amont, la pression dans la conduite se stabilise pour correspondre à celle du réservoir, entraînant une vitesse U_0 du réservoir vers la conduite. Cela rétablit l'état initial, établissant ainsi une onde de pression qui se propage vers amont. Cette étape dure de $3L/C$ à $4L/C$.

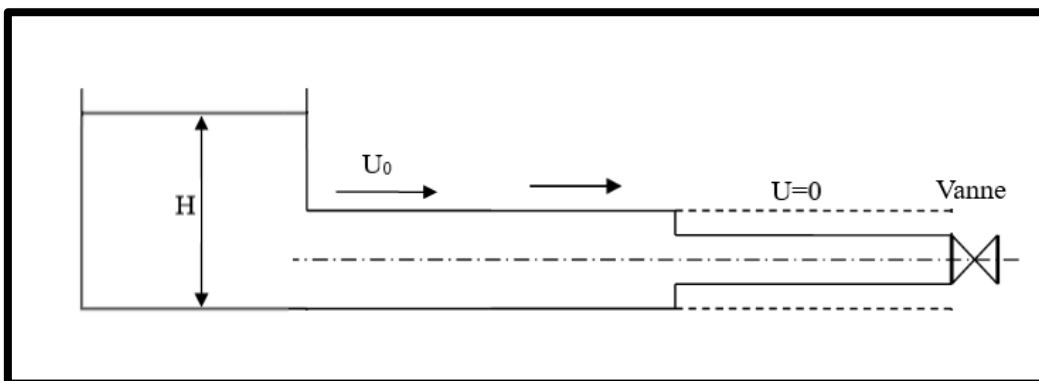


Figure VII.11: L'état de la conduite hydraulique lors de la dernière phase

Le phénomène continuerait indéfiniment s'il n'était pas ralenti et atténué par les pertes de charge causées par le frottement de l'eau dans la conduite.

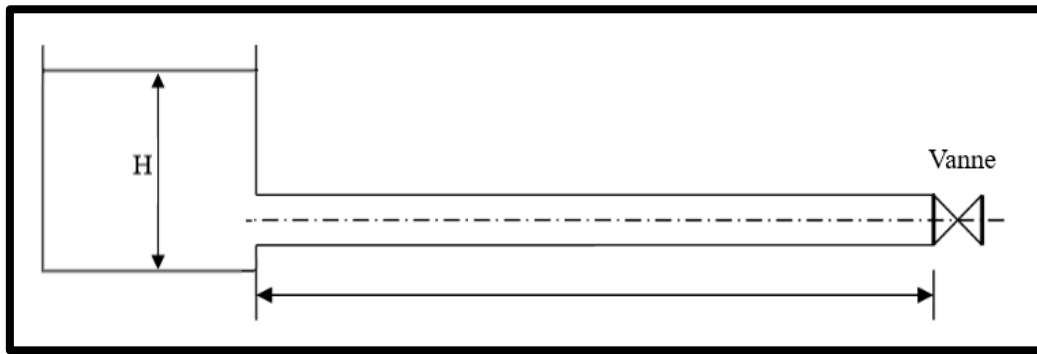


Figure VII.12: L'état final de la conduite hydraulique à la fin de la dernière phase

Ce phénomène est caractérisé, dans le cas de conduite de refoulement, d'abord par une dépression, puis par une surpression.

VII.4.5 Moyens de protection contre le coup de bélier [9]

Pour prévenir le phénomène du coup de bélier, on utilise des dispositifs de protection conçus pour réduire à la fois la dépression et la surpression. Parmi les dispositifs les plus fréquemment employés :

❖ Le volant d'inertie :

Un élément mécanique qui transforme l'énergie cinétique en mouvement rotatif, utilisé pour atténuer les effets du coup de bélier en prolongeant la durée d'arrêt du moteur et en limitant les dépressions. Lorsqu'un fluide circule dans une conduite, il accumule de l'énergie cinétique qui, en cas d'arrêt soudain du flux (comme lors de la fermeture rapide d'une vanne), peut entraîner des fluctuations de pression importantes. Le volant d'inertie maintient un mouvement rotatif après l'arrêt du moteur, atténuant ainsi l'impact de la dépression causée par l'arrêt soudain du flux et réduisant le risque de coup de bélier.

❖ La soupape de décharge :

Il s'agit d'un système de protection conçu pour réduire les surpressions dans une conduite. Il se compose généralement d'un corps de vanne, d'un siège, d'un ressort et d'un obturateur. Lorsque la pression dans la conduite dépasse une valeur prédéfinie, la soupape s'ouvre pour laisser le fluide s'échapper et rétablir une pression normale. Cela assure la protection des équipements situés en aval de la conduite contre les surpressions susceptibles de provoquer des dégâts. Toutefois, il est essentiel de saisir que la soupape de décharge ne garantit pas une protection contre les dépressions, lesquelles peuvent également endommager les équipements en aval. En outre, au fil du temps, le ressort peut se rigidifier et perdre en efficacité, réduisant ainsi la capacité de la soupape à protéger contre les surpressions.

❖ La cheminée d'équilibre :

C'est une solution alternative aux réservoirs d'air conçue pour atténuer les surpressions générées par le coup de bélier dans les conduites forcées. Elle consiste en un réservoir cylindrique ouvert à l'air, installé en dérivation à la jonction où une galerie d'amenée en charge rencontre une conduite forcée. On utilise des cheminées d'équilibre sur les tracés de refoulement qui présentent des points élevés ou susceptibles de cavitation en régime transitoire. Leur avantage réside dans l'absence de besoin d'entretien et la protection qu'elles offrent aux sections difficiles d'accès du parcours. Pour des hauteurs de refoulement moyennes à grandes, leurs dimensions peuvent être considérables.

❖ Le réservoir d'air :

Un réservoir anti-bélier joue un rôle important dans la protection des installations hydrauliques contre des dommages provoqués par les coups de bélier. Les principales propriétés et fonctions qu'il possède sont :

La composition et le contenu : C'est un réservoir métallique qui renferme une combinaison spécifique d'eau et d'air maintenue sous pression.

L'emplacement : En général, ce réservoir est placé à la station de pompage, juste en aval du clapet anti-retour de côté refoulement, pour permettre une réponse rapide aux variations de pression lorsque la pompe électrique cesse de fonctionner.

Le fonctionnement : Le réservoir joue le rôle d'un amortisseur pour les fluctuations de pression. Les chocs de pression sont absorbés par l'air comprimé dans le réservoir, tandis que l'eau maintient la continuité de la veine liquide.

Prévention des pressions extrêmes : Il assure la protection des installations en prévenant les dommages causés par les surpressions (chocs positifs) et les dépressions (chocs négatifs), évitant ainsi les ruptures ou déformations des conduites et équipements associés.

VII.4.6 Etude du coup de bélier [4]

Cette étude vise à identifier les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, tout en veillant à ce que ces valeurs restent inférieures à la pression de service exigée (la pression maximale admissible).

VII.4.6.1 Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites :

La célérité de l'onde dépend à la fois du fluide qui s'écoule, des propriétés de la conduite telles que son diamètre et son épaisseur, ainsi que de ses caractéristiques mécaniques comme l'élasticité, la viscosité et la plasticité et du type de sol.

Plusieurs formules peuvent être utilisées pour calculer la célérité d'onde du coup de bélier dans les conduites sous pression :

Formule N° 01 :

La formule suivante « la formule d'ALLIEVI » permet de déterminer la célérité de l'onde (C) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times D}{E \times e}}} \text{ (m/s) (VII.1)}$$

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 : $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau : $K = 2,07 \times 10^9 \text{ Pa}$;

E : Le module d'élasticité de Young de la conduite en PEHD : $E = 1,2 \times 10^9 \text{ Pa}$.

Formule N° 02 :

La célérité de l'onde de coup de bélier est déterminée par la formule de Salah, qui tient compte de l'impact du sol sur la conduite :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times 2 \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} \text{ (m/s) (VII.2)}$$

Avec :

C : La célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9 \text{ Pascal}$,

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,2 \times 10^9 \text{ Pascal}$ pour PEHD ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8 \text{ Pascal}$;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,45$ (PEHD) ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Nous utilisons la formule de Mr B. Salah pour effectuer nos calculs :

Tableau VII.1 : Calcul de la célérité d’onde des différents tronçons de l’adduction

Tronçon	K (Pascal)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pascal)	E_m (Pascal)	e_m (m)	C (m/s)
Forage IHADADDEN -R surélevé Thiouririne	$2,07 \times 10^9$	1000	0,0776	0,45	0,33	2×10^8	$1,2 \times 10^9$	0,0224	559,42
Forage ASSAM-Château Centre-Ville	$2,07 \times 10^9$	1000	0,0511	0,45	0,33	2×10^8	$1,2 \times 10^9$	0,0114	526
Forage KIRAT-SR N°01	$2,07 \times 10^9$	1000	0,0368	0,45	0,33	2×10^8	$1,2 \times 10^9$	0,0082	525,85
SR N°01- SR N°02	$2,07 \times 10^9$	1000	0,0368	0,45	0,33	2×10^8	$1,2 \times 10^9$	0,0082	525,85
SR N°02 -R Idheriken	$2,07 \times 10^9$	1000	0,0368	0,45	0,33	2×10^8	$1,2 \times 10^9$	0,0082	525,85

VII.4.6.2 Détermination de la valeur du coup de bélier :

Pour déterminer la valeur maximale du coup de bélier, il convient de considérer deux cas distincts :

➤ **Cas d’une fermeture rapide :**

Une manœuvre est considérée comme rapide lorsque le temps nécessaire pour interrompre le débit est inférieur ou égal à $2L/C$, ce qui correspond au temps de propagation aller-retour d'une onde élastique (s'échappe et se retourne).

Dans ce cas, la valeur maximale du coup de bélier se formule ainsi :

$$b = \pm \frac{C \times v_0}{g} \text{ (m) (VII.3)}$$

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 (m/s²).

➤ **Cas d’une fermeture lente :**

Dans ce cas, la formule de MICHAUD sera utilisée pour calculer la valeur du coup de bélier :

$$b = \frac{2 \times L \times v_0}{g \times T} \text{ (m) (VII.4)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m) ;

v_0 : vitesse dans la conduite (m/s) ;

g : l’accélération de la pesanteur (m/s²) ;

T : temps de manœuvre (s).

Le tableau ci-dessous présente les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon :

Tableau VII.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	v₀ (m/s²)	C (m/s)	b (m)
Forage IHADADDEN-R surélevé Thiouririne	1,48	559,42	84,40
Forage ASSAM-Château Centre-Ville	1,34	526	71,85
Forage KIRAT-SR N°01	1,13	525,85	60,57
SR N°01- SR N°02	1,13	525,85	60,57
SR N°02 -R Idheriken	1,13	525,85	60,57

VII.4.6.3 Calcul de la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans les conduites :

Les relations suivantes donnent les valeurs maximales de la surpression et de la dépression :

Cas de surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H_t + b \text{ (m) (VII.5)}$$

Avec :

H_s : La valeur maximale de la pression (m) ;

b : valeur du coup de bélier (m) ;

ΔH_t : Les pertes de charge totale (m) ;

H_g : la hauteur géométrique (m).

Cas de dépression :

$$H_d = H_g + \Delta H_t - b \text{ (m) (VII.6)}$$

Avec :

H_d : La valeur minimale de la pression (m) ;

b : valeur du coup de bélier (m) ;

ΔH_t : Les pertes de charge totale (m) ;

H_g : la hauteur géométrique (m).

➤ **Pour les conduites de refoulement :**

Le tableau ci-dessous résume les résultats :

Tableau VII.3 : Calcul de surpression et dépression pour chaque tronçon (refoulement)

Tronçon	H_g (m)	ΔH_t (m)	b (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)
Forage IHADADDEN-R surélevé Thiouririne	152,38	18,08	84,40	254,86	86,06	20
Forage ASSAM-Château Centre-Ville	123,66	19,51	71,85	215,02	71,32	16
Forage KIRAT-SR N°01	119,04	26,56	60,57	206,17	85,03	16
SR N°01- SR N°02	109,44	30,97	60,57	200,98	79,84	16
SR N°02 -R Idheriken	115	16,37	60,57	191,94	70,80	16

VII.4.6.3.1 Interprétation des résultats :

Selon les résultats obtenus :

En se référant au tableau (VII.3), il est observé que les dépressions le long des tronçons de refoulement présentent des valeurs acceptables qui ne posent aucun risque pour les canalisations (il n'y aura pas de risque de cavitation), par contre ces conduites ne peuvent pas résister aux surpressions donc il est nécessaire de prévoir une protection. Même si le phénomène du coup de bélier ne se produit pas, mais des mesures de sécurité sont tout de même prises.

VII.4.7 Protection des conduites de refoulement 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.

❖ **Méthode de calcul du réservoir d'air :**

Concernant les méthodes de calcul, on peut citer :

- La méthode de Bergeron ;
- La méthode de Vibert ;
- La méthode de PUECH et MEUNIER, entre autres.

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour la méthode de Vibert en raison de ses résultats efficaces pour les installations de petite et moyenne taille.

❖ **Calcul du réservoir d'air :**

En ignorant les pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire en négligeant l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau, nous obtenons un calcul simplifié.

Vibert obtient une formule pour le volume U_0 de l'air présent dans la cloche en fonctionnement normal. Les caractéristiques de l'air dans les réservoirs sont décrites 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 :

$$Z_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.7)}$$

Dont :

H_g : étant la hauteur géométrique en m ;

10 : Pression atmosphérique.

À la fin de la phase initiale du phénomène, marquée par la dépression, l'air occupe un volume plus important, ce qui entraîne une pression minimale, notée Z_{min} , correspondant à une pression absolue.

Lors de la deuxième phase, c'est-à-dire à la fin de la surpression, l'air occupera un volume plus réduit que pendant le fonctionnement normal, et sa pression sera Z_{max} .

La charge tenant compte du coup de bélier est donnée par la formule suivante :

$$Z = H_g + \frac{C \times v_0}{g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.8)}$$

Tel que :

H_g : étant la hauteur géométrique en 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 (m/s²).

La formule suivante permet de calculer la charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \times v_0}{g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.9)}$$

Z_0 : La charge statique absolue (m.c.e).

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right) \dots\dots\dots \text{(VII.10)}$$

Lorsque la conduite de longueur (L) et de section constante (S) présente des caractéristiques uniformes (propriétés hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air (U₀) requis pour un fonctionnement normal est déterminé par la formule suivante :

$$U_0 = L \times S \times \frac{U_0}{L \times S} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.11)}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m) ;

S : La section de la conduite (m²) ;

V₀ : La vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement (m/s) ;

LS : Le volume de la conduite à protéger (m³).

Nous posons :

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2 \times g} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VII.12)}$$

A partir de l'abaque de VIBERT, on peut tirer :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ \frac{v_0^2}{2 \times g \times Z_0} = \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \text{On tire } \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ (Voir Annexe VII.1)}$$

Et :

U₀ × Z₀ = U_{max} × Z_{min} donc :

$$U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.13)}$$

U_{max} : Volume du réservoir d'air.

$$U_{\text{maj}} = 1,3 \times U_{\max} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.14)}$$

U_{maj} : Volume du réservoir d'air majoré pour des raisons de sécurité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Calcul du volume du réservoir anti-bélier pour les différents tronçons de refoulement

Tronçon	Z ₀ (m)	b (m)	Z _{max} (m)	h ₀ (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	U _{maj} (m ³)	V _{nor} (l)
Forage IHADADDEN-R surélevé Thiouririne	162,38	84,4	246,78	0,1116	1,5198	0,0095	0,69	0,3666	0,5313	0,6906	700
Forage ASSAM-Château Centre-Ville	133,66	71,85	205,51	0,0915	1,5376	0,0085	0,685	0,1142	0,1668	0,2168	300
Forage KIRAT-SR N°01	129,04	60,57	189,61	0,0651	1,4694	0,0085	0,715	0,0760	0,1062	0,1381	200
SR N°01- SR N°02	119,44	60,57	180,01	0,0651	1,5071	0,0075	0,69	0,0782	0,1133	0,1473	200
SR N°02 -R Idheriken	125	60,57	185,57	0,0651	1,4846	0,008	0,71	0,0441	0,0621	0,0807	100

V_{nor} : Le volume normalisé (litre).

❖ **Installation d'un réservoir d'air :**

En raison de la taille du réservoir d'air, il sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de maximiser les avantages liés aux travaux de génie civil.

La figure ci-dessous présente le schéma d'installation :

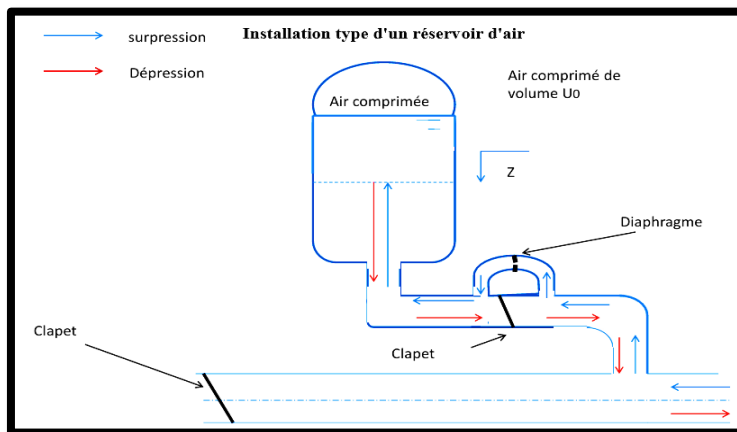


Figure VII.13 : Schéma d'installation du réservoir d'air

VII.5 Conclusion :

Les installations d'adductions sont des projets qui demandent des investissements considérables en raison de l'importance des infrastructures installées. A travers ce chapitre nous avons présenté le principe de pose de conduites en fonction du lieu et des difficultés rencontrées, ainsi que l'étude du régime transitoire, sa définition et la description physique du phénomène du coup de bélier. Afin de garantir la stabilité et la sécurité de notre système, nous avons examiné les différents moyens pour prévenir ce phénomène, y compris l'utilisation de réservoirs d'air. Nous avons établi les dimensions des réservoirs d'air requis pour protéger les conduites de refoulement selon la méthode de Vibert. Cela nous permettra d'élaborer un système fiable et performant, réduisant ainsi les risques de dommages et garantissant le bon fonctionnement de notre installation.

Pour mener à bien ces travaux, il est essentiel de choisir une main-d'œuvre compétente et afin de garantir le succès du projet, il est essentiel d'adopter une organisation adéquate du chantier.

Chapitre VII :

Organisation du chantier, protection et sécurité de travail

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

VIII.1 Introduction :

Il est essentiel d'estimer le coût d'un projet avant sa réalisation en raison des problèmes qui peuvent survenir, tels que la surestimation ou la sous-estimation des coûts des ouvrages qui le composent. Une organisation adéquate du chantier est nécessaire pour identifier les ressources nécessaires à la bonne réalisation des travaux avant de les commencer. La gestion efficace d'un projet permet également de planifier la durée la plus courte possible et de minimiser les coûts liés à l'exécution des travaux, ainsi que la coordination entre les différentes tâches.

L'objectif principal de ce chapitre est d'apporter une contribution à l'organisation générale du chantier en examinant les choix d'engins, ainsi que les aspects de protection et de sécurité au travail, afin de garantir le bon déroulement du projet.

VIII.2 Organisation du chantier [10]

VIII.2.1 Définition de l'organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier englobe l'ensemble des mesures prévues pour réaliser un projet ou un travail dans les conditions les plus optimales possibles.

L'organisation d'un chantier implique la planification et la coordination de toutes les ressources nécessaires, y compris les moyens humains, matériels, et matériaux, tout en respectant les directives générales du maître de l'ouvrage. Cela vise à assurer une utilisation efficace de ces ressources pour atteindre des objectifs de rapidité, de qualité, et d'économie dans la réalisation des travaux.

L'organisation d'un chantier implique donc de prendre toutes les mesures requises afin de garantir la réalisation du projet :

- En respectant les stratégies établies ;
- De haute qualité ;
- Une durée plus courte ;
- Avec aucune catastrophe humaine ;
- À moindre frais.

VIII.3 Différents travaux à exécuter :

Les opérations principales à réaliser pour notre projet sont les suivantes :

VIII.3.1 Les travaux concernant la réalisation du (l'adduction et la distribution) :

La réalisation des travaux sur les chantiers pour l'installation et la construction des réseaux et des systèmes d'alimentation en eau potable (AEP) nécessite diverses opérations telles que :

VIII.3.1.1 Contrôle et gestion des conduites :

On procède à une vérification sur le chantier des produits préfabriqués concernant les quantités, l'intégrité et le marquage en cas de défaut.

VIII.3.1.2 Le décapage de la terre végétale :

La terre végétale doit être décapée avant de commencer l'excavation des tranchées, une étape préliminaire qui implique à enlever la couche superficielle du sol, incluant les éléments végétaux et organiques.

VIII.3.1.3 Exécution des tranchées et des excavations :

En fonction propriétés du sol, l'excavation sera effectuée mécaniquement de l'aval vers l'amont. Sa largeur devra permettre à un homme de travailler facilement et sera généralement supérieure au diamètre extérieur de la conduite, avec un espacement de 30 cm entre les parois de la tranchée et la conduite.

La profondeur de la tranchée doit être supérieure à sa largeur, allant de 80 cm à 120 cm, afin d'assurer plusieurs protections essentielles pour la conduite :

- Elle permet de prévenir les risques d'écrasement dus aux charges et surcharges ;
- Une protection adéquate de la conduite contre les variations de température ;
- Préservation de la conduite du gel.

Plusieurs paramètres doivent être établis lors de l'excavation, tels que :

- Profondeur de la tranchée (H_{tr}) ;
- Largeur de la tranchée (b) ;
- Distance de la mise de la cavalière.

VIII.3.1.4 Aménagement du lit de pose des canalisations avec du sable :

Avant de poser les conduites, il est nécessaire d'effectuer les opérations suivantes :

- Enlevez les grosses pierres des déblais situés sur les côtés de la tranchée afin d'éviter qu'elles ne tombent accidentellement sur la canalisation une fois celle-ci installée.

- Nivelier le fond de la fouille avec précision afin d'assurer une pression uniforme entre les points où les pentes doivent changer.
- Après cela, il est nécessaire de mesurer le niveau du fond de la tranchée en formant un lit de pose bien compacté à l'aide de terre meuble ou de sable, selon la nature du sol. Le lit de sable devrait avoir une épaisseur d'environ 10 cm à 20 cm. Dans le cas où le terrain est peu stable, le fond de la tranchée sera renforcé. Chaque conduite sera installée sur une semelle en béton armé, avec un lit de sable placé en dessous.

VIII.3.1.5 La pose des conduites :

Avant de descendre les conduites dans la fouille, il est nécessaire de les trier afin de retirer celles ayant subi des chocs. Les conduites sont ensuite descendues lentement au fond de la fouille à l'aide d'un engin de levage, en particulier pour les grands diamètres.

Lors de l'installation, il est important de vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux pour assurer une pose correcte. On utilise des nivelettes et on effectue des contrôles visuels tous les 80 mètres environ. Si un réglage est nécessaire pour aligner les tuyaux, on utilise de la terre meuble ou du sable, mais jamais des pierres.

À chaque interruption de travail, les conduites doivent être fermées par un bouchon temporaire pour prévenir l'introduction de corps étrangers.

La méthode de pose des conduites est présentée dans la figure ci-dessous :



Figure VIII.1 : Pose de la conduite dans la tranchée

(Source : <https://tpdemain.com/wp-content/uploads/2023/02/a9948535-ef77-4242-b122-1dc4aa87142f.jpeg>)

Un test d'étanchéité est réalisé sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 mètres à l'aide d'une pompe d'essai après la pose de la conduite au fond de la tranchée. Il est nécessaire que ce test dure environ 30 minutes, avec une variation de pression inférieure à 0,2 bar.

VIII.3.1.6 L'assemblage de conduites :

Les conduites circulaires peuvent être assemblées soit à l'aide de joints à emboîtement, soit par soudure.

VIII.3.1.7 Le remblayage des tranchées :

Une fois que les canalisations ont été installées dans la tranchée, il est nécessaire de procéder au remblayage, qui doit être effectué en couches de 20 à 30 cm.

Cette méthode se compose de deux étapes distinctes :

- **Le remblai d'enrobage** : situé à une hauteur de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure, inclut le lit de pose, l'assise, ainsi que le remblai initial.
- **Le remblai supérieur** : on poursuit le remblayage en ajoutant des couches successives de 0,25 m, chacune étant compactée individuellement à l'aide de engins.

VIII.3.1.8 Le compactage :

Une fois le remblai effectué, il est nécessaire de procéder à un compactage, qui consiste à niveler la terre afin de garantir la protection de la conduite.

VIII.3.1.9 Désinfection du réseau :

Lorsque les canalisations sont posées, la poussière peut pénétrer à l'intérieur. Afin d'éliminer ces contaminants, il est essentiel de procéder à une désinfection du réseau avant sa mise en service.

VIII.3.2 Les travaux concernant la réalisation des stations :

Les travaux à effectuer pour la construction des deux stations de pompage comprennent :

- **Effectuer le décapage du terrain** : Il s'agit de retirer la couche supérieure de terre, de végétation, de roches ou d'autres matériaux présents à la surface du sol sur le site où la station de pompage sera implantée.
- **Réalisation des fouilles** : La réalisation de la fouille correspond au processus de creusement ou d'excavation d'une tranchée dans le sol, afin de préparer le terrain pour l'installation de la station de pompage. Les tranchées à creuser devront avoir les dimensions suivantes : $L \times I \times h$.
L : Longueur de la fouille (m)
I : Largeur de la fouille (m)
h : profondeur de la fouille (m)

- **Le coulage du béton de propreté :** L'objectif de cette procédure est de s'assurer que les fondations reposent sur une surface propre et stable. Elle consiste à appliquer une couche de béton de 10 cm d'épaisseur au fond des tranchées creusées.
- **Le coulage du béton :** Cette étape du projet implique le coulage de béton dans les diverses parties de la structure, en utilisant un mélange dosé à 350 kg/m³. Le béton est préparé à l'aide d'une petite centrale à béton.

Pour :

- Le coulage du béton de poteaux ;
- Le coulage du béton pour les semelles ;
- Le coulage du béton pour les demi-poteaux.

Pour le coulage de ces composantes il est nécessaire Il est nécessaire d'utiliser une bétonnière à tambour.

En revanche, pour le coulage des éléments suivants, dont les quantités de béton sont plus importantes, l'utilisation d'une pompe à béton devient indispensable.

- Le coulage de la chape inférieure ;
- Le coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle ;
- Le coulage du béton des longrines inférieures.

- **Le remblayage :** Il s'agit de combler les espaces vides ou les excavations autour des fondations et des structures de la station de pompage en utilisant des matériaux appropriés, tels que de la terre ou du gravier.
 - Le remblayage des casiers ;
 - Le remblayage des fouilles.
- **Travaux de construction de maçonnerie et finitions globales :** Elle consiste à établir des séparations entre les différentes pièces d'un bâtiment et à installer des cloisons sous les longrines des fondations.

VIII.3.3 Les travaux concernant la réalisation des bâches :

Dans le cadre de notre projet d'étude, nous prévoyons l'installation de deux bâches d'eau, et la construction de chacune nécessite la réalisation de différentes opérations :

- L'excavation du terrain ;
- Préparation du sol avec la pose de tout-venant ;
- Le coulage du béton de propreté pour établir une base stable ;
- Le coulage du béton du radier pour la fondation de la bâche ;

- Le coulage du béton pour les parois et les poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Le coulage du béton pour la dalle de la chambre de manœuvre ;
- La construction des murs de la chambre de manœuvre nécessite la maçonnerie.

VIII.4 Calcul du volume des travaux :

Différents volumes des travaux seront déterminés pour la réalisation de notre projet :

VIII.4.1 Détermination du volume des travaux de l’adduction et la distribution :

Les divers volumes à évaluer pour la pose des canalisations sont les suivants :

VIII.4.1.1 Volume du décapage de la couche végétale :

La formule suivante permet de calculer le volume de décapage :

$$V_{\text{déc}} = L \times B \times H \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.1)}$$

Avec :

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale (m³) ;

B : largeur de la couche végétale (m) ;

La largeur de la tranchée est déterminée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,3) \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII.2)}$$

D : diamètre de la conduite (m).

H : profondeur de la couche végétale (m), (On prend H=0,1m) ;

L : longueur totale des tranchées (m).

Le tableau ci-dessous présente le volume de décapage pour les différentes canalisations :

Tableau VIII.1: Calcul du volume de décapage (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V décapage (m³)
Distribution	32	995,48	0,632	0,1	62,914
	40	3454,77	0,64	0,1	221,105
	50	1946,97	0,65	0,1	126,553
	63	1852,3	0,663	0,1	122,807
	75	1214,65	0,675	0,1	81,989
	90	1459,66	0,69	0,1	100,717
	110	602,45	0,71	0,1	42,774
	125	1474,04	0,725	0,1	106,868
	160	837,18	0,76	0,1	63,626
	200	441	0,8	0,1	35,280
Adduction	315	484,7	0,915	0,1	44,350
	90	5845,14	0,69	0,1	403,315
	125	1638,35	0,725	0,1	118,780
	160	13,09	0,76	0,1	0,995
	200	2039,67	0,8	0,1	163,174
Total					1695,247

VIII.4.1.2 Volume de déblai :

Les volumes excavés pour chaque diamètre seront calculés en utilisant la formule suivante :

$$V_{\text{Déblais}} = H_{\text{tr}} \times B \times L(\text{m}^3) \dots\dots\dots \text{(VIII.3)}$$

Avec :

$V_{\text{Déblais}}$: Le volume de déblais (m^3) ;

H_{tr} : la profondeur de la tranchée (m) ;

La profondeur de la tranchée est déterminée selon le diamètre de canalisation, des charges roulantes extérieures et de la température, et peut être calculée en utilisant la relation suivante :

$$H_{\text{tr}} = D + e + H_{\text{min}} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII.4)}$$

Avec :

$e = [10 \text{ à } 30\text{cm}]$ épaisseur de lit du pose ($e = 0,15\text{m}$) ;

$H_{\text{min}} = [80 \text{ à } 120\text{cm}]$ distance verticale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, on prend ($H_{\text{min}} = 1,2 \text{ m}$) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

B : la largeur de la tranchée (m) ;

L : la longueur de la tranchée (m).

Le tableau ci-dessous présente la quantité de déblai :

Tableau VIII.2 : Calcul du volume de déblai (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	B (m)	H_{tr} (m)	V Déblai (m³)
Distribution	32	995,48	0,632	1,382	869,476
	40	3454,77	0,64	1,39	3073,363
	50	1946,97	0,65	1,4	1771,743
	63	1852,3	0,663	1,413	1735,270
	75	1214,65	0,675	1,425	1168,341
	90	1459,66	0,69	1,44	1450,318
	110	602,45	0,71	1,46	624,500
	125	1474,04	0,725	1,475	1576,302
	160	837,18	0,76	1,51	960,748
	200	441	0,8	1,55	546,840
Adduction	315	484,7	0,915	1,665	738,428
	90	5845,14	0,69	1,44	5807,731
	125	1638,35	0,725	1,475	1752,011
	160	13,09	0,76	1,51	15,022
	200	2039,67	0,8	1,55	2529,191
Total					24619,284

VIII.4.1.3 Volume occupé par le lit de sable :

Le volume occupé par le lit de sable est donné par la formule ci-dessous :

$$V_{L.S} = L \times B \times e \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.5)}$$

Avec :

$V_{L.S}$: volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur de la couche de sable (on prend e=0,2m) ;

L : longueur totale de la tranchée (m) ;

B : largeur de la tranchée (m).

Le tableau suivant présente le volume occupé par le lit de sable :

Tableau VIII.3: Calcul du volume de sable (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	B (m)	e (m)	V Lit de sable (m³)
Distribution	32	2434,55	0,632	0,2	125,829
	40	2133,9	0,64	0,2	442,211
	50	1828,77	0,65	0,2	253,106
	63	1852,3	0,663	0,2	245,615
	75	1214,41	0,675	0,2	163,978
	90	1229,5	0,69	0,2	201,433
	110	574,75	0,71	0,2	85,548
	125	498,13	0,725	0,2	213,736
	160	1342,95	0,76	0,2	127,251
	200	1169	0,8	0,2	70,560
	315	484,7	0,915	0,2	88,700
Adduction	90	5845,14	0,69	0,2	806,629
	125	1638,35	0,725	0,2	237,561
	160	13,09	0,76	0,2	1,990
	200	2039,67	0,8	0,2	326,347
Total					3390,493

VIII.4.1.4 Volume occupé par les conduites :

Le volume occupé par les conduites peut être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{\text{conduite}} = \left(\pi \times \frac{D_{\text{ext}}^2}{4} \right) \times L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.6)}$$

Avec :

V_{conduite} : volume de la conduite (m³) ;

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: Calcul du volume occupé par la conduite (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	V Conduite(m³)
Distribution	32	995,48	0,801
	40	3454,77	4,341
	50	1946,97	3,823
	63	1852,3	5,774
	75	1214,65	5,366
	90	1459,66	9,286
	110	602,45	5,725
	125	1474,04	18,089
	160	837,18	16,833
	200	441	13,854
Adduction	315	484,7	37,773
	90	5845,14	37,185
	125	1638,35	20,106
	160	13,09	0,263
	200	2039,67	64,078
Total			243,298

VIII.4.1.5 Volume du remblai de protection :

Le volume du remblai de protection se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$V_{\text{remblai}} = V_{\text{déblai}} - (V_{\text{conduite}} + V_{L.S}) \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{ (VIII.7)}$$

Avec :

V_{remblai} : volume de remblai (m³) ;

$V_{\text{déblai}}$: volume de déblai (m³) ;

$V_{L.S}$: volume de lit de sable (m³) ;

V_{conduite} : volume de conduite (m³).

Le tableau suivant présente le calcul des volumes de remblai :

Tableau VIII.5: Calcul du volume de remblai (Adduction + distribution)

	D (mm)	L (m)	V déblai (m³)	V Lit de sable(m³)	V conduite (m³)	Vremblai (m³)
Distribution	32	995,48	869,476	125,829	0,801	742,847
	40	3454,77	3073,363	442,211	4,341	2626,811
	50	1946,97	1771,743	253,106	3,823	1514,814
	63	1852,3	1735,270	245,615	5,774	1483,881
	75	1214,65	1168,341	163,978	5,366	998,998
	90	1459,66	1450,318	201,433	9,286	1239,599
	110	602,45	624,500	85,548	5,725	533,226
	125	1474,04	1576,302	213,736	18,089	1344,477
	160	837,18	960,748	127,251	16,833	816,664
	200	441	546,840	70,560	13,854	462,426
	315	484,7	738,428	88,700	37,773	611,955

Tableau VIII.5: Calcul du volume de remblai (Adduction + distribution) (Suite)

	D (mm)	L (m)	V déblai (m ³)	V Lit de sable (m ³)	V conduite (m ³)	V remblai (m ³)
Adduction	90	5845,14	5807,731	806,629	37,185	4963,917
	125	1638,35	1752,011	237,561	20,106	1494,344
	160	13,09	15,022	1,990	0,263	12,769
	200	2039,67	2529,191	326,347	64,078	2138,765
Total						20985,493

VIII.4.2 Détermination du volume des travaux des stations :

Dans notre projet, nous avons prévu l'installation deux stations de reprise, chacune équipée de deux pompes en total, comme indiqué précédemment dans le chapitre consacré à l'étude de pompage. Les dimensions des bâtiments des stations sont les suivantes :

Tableau VIII.6: Caractéristiques de l'abri des stations

Dimension	Station N°01	Station N°02
Longueur L_{sr} (m)	12	12
Largeur l_{sr} (m)	6	6
La distance entre les axes des poteaux pour la longueur (m)	04	04
La distance entre les axes des poteaux pour la largeur (m)	03	03
Fouille L_f × l_f × h_f (m × m × m)	2 × 2 × 1	2 × 2 × 1
Semelle L_s × l_s × h_s (m × m × m)	2 × 2 × 0,4	2 × 2 × 0,4
Demi-poteau a_{dp} × b_{dp} × h_{dp} (cm × cm × cm)	30 × 30 × 60	30 × 30 × 60
Longrine = ceinture a_{l,c} × h_{l,c} (cm × cm)	30 × 40	30 × 40
Dalles (D_{inf} = D_{sup}) e_{di} = e_{ds} (cm)	05	05
Poteaux a_p × b_p × h_p(cm × cm × cm)	30 × 30 × 600	30 × 30 × 600

VIII.4.2.1 Volume de décapage de terre végétale :

La formule ci-dessous permet de déterminer le volume de décapage de la terre végétale :

$$V_{d.t.v} = S_{d.t.v} \times e_{d.t.v} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.8)}$$

Avec :

V_{d.t.v}: le volume de décapage de terre végétale (m³) ;

S_{d.t.v} : surface de décapage de terre végétale(m²) ;

$$S_{d.t.v} = (L_{sr} + 4) \times (l_{sr} + 4) \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.9)}$$

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 une épaisseur de 10 cm pour la couche superficielle à décaper).

Le tableau ci-dessous montre le calcul des volumes de décapage de terre végétale :

Tableau VIII.7: Calcul de 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)
SR N°01	12	6	160	0,1	16
SR N°02	12	6	160	0,1	16

VIII.4.2.2 Volume du déblai des fouilles :

En raison de la construction du bâtiment de la station de pompage sur le sol naturel, le volume des déblais est équivalent au volume des terres extraites lors des fouilles.

Le volume du déblai des fouilles sera calculé par la formule suivante :

$$V_{d.f} = L_f \times l_f \times h_f \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.10)}$$

Avec :

$V_{d.f}$: Volume du déblai d'une fouille (m³) ;

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 :

$$V_{d.f.Total} = V_{d.f} \times N_p \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.11)}$$

$V_{d.f.Total}$: Volume total du déblai des fouilles (m³) ;

N_p : nombre des poteaux.

$$N_p = \left(\frac{l_{s,r}}{4} + 1 \right) \times \left(\frac{l_{s,r}}{3} + 1 \right) \dots\dots\dots \text{(VIII.12)}$$

Le volume total de déblai des fouilles est présenté par le tableau suivant :

Tableau VIII.8: Calcul de 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)
SR N°01	2	2	1	4	12	48
SR N°02	2	2	1	4	12	48

VIII.4.2.3 Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous semelles :

Sous une semelle, le volume de béton de propreté est calculé par la formule ci-dessous :

$$V_{B.p.s} = (L_s + 0,1) \times (l_s + 0,1) \times e_{B.p} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.13)}$$

Avec :

$V_{B.p.s}$: Volume du béton de propreté sous une semelle (m³) ;

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 total du béton de propreté pour sous semelles sera :

$$V_{B.p.s.Total} = V_{B.p.s} \times N_p \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.14)}$$

$V_{B.p.s.Total}$: Volume total du béton de propreté sous les semelles (m³) ;

N_p : nombre des poteaux.

Le tableau suivant montre le volume total du béton de propreté sous les semelles :

Tableau VIII.9: Calcul de 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)
SR N°01	2	2	0,1	0,441	12	5,292
SR N°02	2	2	0,1	0,441	12	5,292

VIII.4.2.4 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour semelles :

Le volume de béton armé pour une semelle est déterminé en utilisant la formule suivante :

$$V_{B.a.s} = L_s \times l_s \times h_s \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.15)}$$

Avec :

$V_{B.a.s}$: Volume du béton armé d'une semelle (m³) ;

L_s : longueur d'une semelle (m) ;

l_s : largeur d'une semelle (m) ;

h_s : hauteur d'une semelle (m).

Le volume total du béton armé utilisé pour les semelles sera de :

$$V_{B.a.s.Total} = V_{B.a.s} \times N_p \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.16)}$$

$V_{B.a.s.Total}$: Volume total du béton armé des semelles (m³) ;

N_p : nombre des poteaux.

Le tableau ci-dessous montre le volume total du béton armé des semelles :

Tableau VIII.10: 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)
SR N°01	2	2	0,4	1,6	12	19,2
SR N°02	2	2	0,4	1,6	12	19,2

VIII.4.2.5 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour demi-poteaux :

On calcule le volume de béton armé nécessaire pour un poteau en se basant sur la formule suivante :

$$V_{B.a.d.p} = a_{d.p} \times b_{d.p} \times h_{d.p} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.17)}$$

V_{B.a.d.p} : Volume du béton armé d'un demi-poteau (m³) ;

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 béton armé utilisé pour les demi-poteaux aura un volume total de :

$$V_{B.a.d.p.Total} = V_{B.a.d.p} \times N_p \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.18)}$$

V_{B.a.d.p.Total} : Volume total du béton armé des demi-poteaux (m³) ;

N_p : nombre des poteaux.

Le volume total du béton armé des demi-poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11: 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)
SR N°01	0,3	0,3	0,6	0,054	12	0,648
SR N°02	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 :

$$V_{R.f} = V_{d.f} - (V_{B.p.s} + V_{B.a.s} + V_{B.a.d.p}) \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.19)}$$

Avec :

V_{R.f} : Volume de remblai d'une fouille (m³) ;

V_{d.f} : Volume du déblai d'une fouille (m³) ;

V_{B.p.s} : Volume du béton de propreté sous une semelle (m³) ;

V_{B.a.s} : Volume du béton armé d'une semelle (m³) ;

V_{B.a.d.p} : Volume du béton armé d'un demi-poteau (m³).

Le remblai des fouilles aura un volume total de :

$$V_{R.f.Total} = V_{R.f} \times N_p \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.20)}$$

$V_{R.f.Total}$: Volume total du remblai des fouilles (m³) ;

N_p : nombre des poteaux.

Le tableau ci-dessous présente le volume total du remblai des fouilles :

Tableau VIII.12: Calcul de volume total du remblai des fouilles

Station	$V_{d.f}$ (m ³)	$V_{B.p.s}$ (m ³)	$V_{B.a.s}$ (m ³)	$V_{B.a.d.p}$ (m ³)	$V_{R.f}$ (m ³)	N_p	$V_{R.f.Total}$ (m ³)
SR N°01	4	0,441	1,6	0,054	1,905	12	22,86
SR N°02	4	0,441	1,6	0,054	1,905	12	22,86

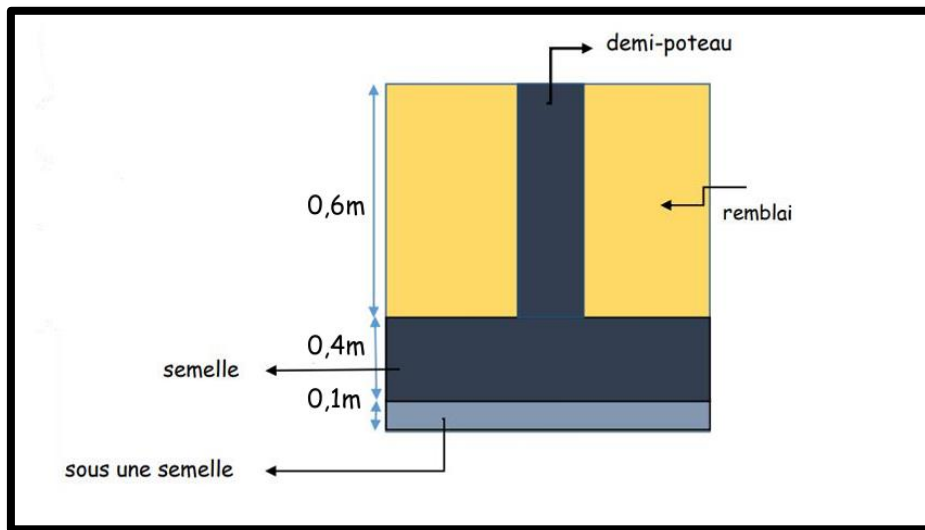


Figure VIII.2 : Dimensions d’une fouille et sa réalisation

VIII.4.2.7 Volume de béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous longrines :

Le volume de béton de propreté sous une longrine est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{B.p.l} = V_{B.p.s.l.h} \times N_{l.h} + V_{B.p.s.l.v} \times N_{l.v} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.21)}$$

Avec :

$V_{B.p.l}$: volume de béton de propreté sous longrines (m³) ;

$V_{B.p.s.l.h}$: Volume de béton propreté sous longrine horizontale (m³) ;

$N_{l.h}$: Nombres de longrines horizontale, $N_{l.h} = 9$;

$V_{B.p.s.l.v}$: Volume de béton propreté sous longrine verticale (m³) ;

$N_{l.v}$: Nombres de longrines verticale, $N_{l.v} = 8$

Le volume de béton propreté sous longrine (horizontale ou verticale) est donné par :

$$V_{B.p.s.l} = a_l \times h_l \times L_l \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.22)}$$

a_l : La largeur de longrine (m) ;

h_l : La hauteur de longrine (m) ;

L_l : La longueur de longrine (m).

Le tableau suivant présente le volume de béton de propreté sous longrines :

Tableau VIII.13: Calcul de volume de béton de propreté sous longrines

Station	a_l (m)	h_l (m)	$V_{B.p.s.l.h}$ (m ³)	$V_{B.p.s.l.v}$ (m ³)	$N_{l.h}$	$N_{l.v}$	$V_{B.p.l}$ (m ³)
SR N°01	0,3	0,4	0,444	0,324	9	8	6,588
SR N°02	0,3	0,4	0,444	0,324	9	8	6,588

VIII.4.2.8 Volume de béton armé dosé à 350 kg/m³ pour longrines (inferieur et supérieur) :

Le volume de béton armé pour longrines est donné par la formule suivante :

$$V_{B.a.l.Total} = (V_{B.a.l.h} \times N_{l.h} + V_{B.a.l.v} \times N_{l.v}) \times 2 \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.23)}$$

Avec :

$V_{B.a.l.Total}$: volume de béton armé total pour longrines (m³) ;

$V_{B.a.l.h}$: Volume de béton armé longrine horizontale (m³) ;

$V_{B.a.l.v}$: Volume de béton armé longrine verticale (m³).

Le volume de béton armé longrine (horizontale ou verticale) est donné par la formule (VIII.22).

Le volume de béton armé pour les longrines est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.14: Calcul de volume de béton armé pour longrines

Station	$V_{B.a.l}$ (m ³)	$V_{B.a.l.Total}$ (m ³)
SR N°01	6,588	13,176
SR N°02	6,588	13,176

VIII.4.2.9 Volume de remblai des casiers :

La formule suivante permet de déterminer le volume de remblai des casiers :

$$V_{r.c} = V_c \times N_c \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.24)}$$

$V_{r.c}$: Volume de remblai des casiers (m³) ;

V_c : Volume d'un casier (m³) ;

Le volume d'un casier est déterminé par :

$$V_c = (D_L - 0,3) \times (D_l - 0,3) \times h_l \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.25)}$$

D_L : La distance entre les axes des poteaux pour la longueur (m) ;

D_l : La distance entre les axes des poteaux pour la largeur (m) ;

h_l : La hauteur de longrine (m) ;

N_c : Nombre des casiers, $N_c = 6$

Le remblai pour les casiers est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.15: Calcul de volume de remblai pour les casiers

Station	D_L (m)	D_l (m)	h_l (m)	V_c (m ³)	N_c	$V_{r.c}$ (m ³)
SR N°01	4	3	0,4	3,996	6	23,976
SR N°02	4	3	0,4	3,996	6	23,976

VIII.4.2.10 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour dalles (inf et sup) :

Le volume de béton d'une dalle est calculé selon la formule suivante :

$$V_d = 2 \times (L_{sr} + 0,05) \times (l_{sr} + 0,05) \times e_d \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.26)}$$

$V_{B.a.d}$: volume de béton pour dalles (inférieure et supérieure) (m³) ;

L_{sr} : La longueur de la station (m) ;

l_{sr} : La largeur de la station (m) ;

e_d : L'épaisseur de la dalle (m), ($e_d = 0,05m$).

Le volume du béton utilisé pour les dalles est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.16: Calcul de volume du béton pour dalles

Station	L_{sr} (m)	l_{sr} (m)	e_d (m)	$V_{B.a.d}$ (m ³)
SR N°01	12	6	0,05	7,29
SR N°02	12	6	0,05	7,29

VIII.4.2.11 Volume du béton armé dosé à 350 kg/m³ pour poteaux :

La formule suivante permet de déterminer le volume de béton armé requis pour les poteaux :

$$V_{B.a.p} = a_p \times b_p \times h_p \dots\dots\dots \text{(VIII.27)}$$

Avec :

$V_{B.a.p}$: Volume du béton armé pour un poteau (m³) ;

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 :

$$V_{b.a.p.Total} = V_{b.a.p} \times N_p \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.28)}$$

$V_{R.f.Total}$: Volume total de béton armé des poteaux (m³) ;

N_p : nombre des poteaux.

Le volume total du béton armé des poteaux est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.17: Calcul de 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)
SR N°01	0,3	0,3	6	0,54	12	6,48
SR N°02	0,3	0,3	6	0,54	12	6,48

VIII.4.2.12 Volume de béton arme dosé à 350 kg/m³ pour les poutrelles :

La formule ci-dessous permet de calculer le volume de béton armé utilisé pour les poutrelles :

$$V_{B.a.pt} = 0,2 \times V_{B.a.d} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.29)}$$

V_{B.a.pt} : Volume de béton armé des poutrelles (m³) ;

V_{B.a.d} : Volume de béton armé la dalle (m³).

Le volume total du béton armé des poutrelles est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII.18: Calcul de volume de béton armé des poutrelles

Station	V _{B.a.d} (m ³)	V _{B.a.pt} (m ³)
SR N°01	3,645	0,729
SR N°02	3,645	0,729

VIII.4.2.13 Volume Béton armé de la chape (plat forme) :

Pour calculer le volume de béton armé utilisé pour la chape, on utilise la formule suivante :

$$V_{B.a.p.f} = S_c \times e_{p.f} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.30)}$$

V_{B.a.p.f} : Volume Béton armé de la plat forme (m³) ;

S_c : surface des casiers (m²) ;

e_{p.f} : L'épaisseur de plate-forme (m), e_{p.f} = 0,05 m.

La surface des casiers est déterminée par :

$$S_c = (D_L - 0,3) \times (D_l - 0,3) \times N_c \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.31)}$$

D_L : La distance entre les axes des poteaux pour la longueur (m) ;

D_l : La distance entre les axes des poteaux pour la largeur (m) ;

N_c : Nombre des casiers, N_c = 6

Le tableau suivant présente le volume de béton armé utilisé pour la chape :

Tableau VIII.19: Calcul de volume de béton armé pour la chape

Station	D _L (m)	D _I (m)	N _c	S _c (m ³)	e _{p.f} (m)	V _{B.a.p.f} (m ³)
SR N°01	4	3	6	59,94	0,05	2,997
SR N°02	4	3	6	59,94	0,05	2,997

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

$$\text{Nombre des pièces d'hourdis} = \frac{\text{Surface des casiers}}{\text{Surface d'une seule hourdis}} \dots\dots\dots \text{(VIII.32)}$$

A.N :

Nombre des pièces d'hourdis = $\frac{59,94}{0,125} = 479,52 \Rightarrow$ **480** hourdis pour chaque station.

VIII.4.2.15 Nombre des briques :

Seuls les murs extérieurs des deux stations seront réalisés à partir de briques de 30 × 20 (cm²). La superficie totale de la maçonnerie est de :

$$\text{Surface totale de briques : } S_{T.murs} - S_{fen\hat{e}tres} - S_{portail} - S_{poteaux\ ext\acute{e}rieur} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.33)}$$

Avec :

S_{T.murs}: Surface totale des murs (m²) ;

S_{fenêtres} : Surface des fenêtres (m²) ;

S_{portail} : Surface du portail (m²) ;

S_{poteaux extérieur} : Surface des poteaux extérieurs (m²).

La surface totale des murs est donnée par la formule suivante :

$$S_{T.murs} = (L_{s,r} \times h_{s,r} \times 2) + (h_{s,r} \times l_{s,r} \times 2) \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.34)}$$

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}= (12 × 6 × 2) + (6 × 6 × 2)=216 m² (Pour chaque station)

La surface totale des murs est donnée par la formule suivante :

$$S_{fen\hat{e}tres} = \text{Surface d'une fen\hat{e}tre} \times \text{Nombre de fen\hat{e}tres (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.35)}$$

A.N :

$$S_{\text{fenêtres}} = (2,2 \times 1,3) \times 4 = 11,44 \text{ m}^2 \text{ (Pour chaque station)}$$

La surface totale des portails sera :

$$S_{\text{portail}} = S_{\text{Porte principale}} + S_{\text{Porte secondaire}} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.36)}$$

A.N :

$$S_{\text{portail}} = (3 \times 3) + (2,5 \times 1,6) = 13 \text{ m}^2$$

La surface totale des poteaux extérieurs sera :

$$S_{\text{poteaux extérieur}} = \text{Nombre des poteaux extérieurs} \times S_{\text{poteau extérieur}} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.37)}$$

A.N :

$$S_{\text{poteaux extérieur}} = 10 \times 0,3 \times 6 = 18 \text{ m}^2$$

Le tableau ci-dessous montre la surface totale de briques :

Tableau VIII.20: Calcul de 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)
SR N°01	216	11,44	13	18	173,56
SR N°02	216	11,44	13	18	173,56

Par conséquent, le nombre de briques nécessaires est déterminé par :

$$\text{Nombre des pièces de briques} = \frac{\text{Surface total de brique}}{\text{Surface d'une seule brique}} \dots\dots\dots \text{(VIII.38)}$$

A.N :

$$\text{Nombre des pièces de briques} = \frac{173,56}{0,3 \times 0,2} = 2892,67 \Rightarrow \mathbf{2893} \text{ briques pour chaque station.}$$

VIII.4.2.16 Surface de crépissage :

La surface totale de crépissage pour le plafond et les murs sera :

$$S_{\text{cr}} = S_{\text{totale de briques}} + S_{\text{totale d'hourdis}} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.39)}$$

Donc :

$$S_{\text{cr}} = 233,5 \text{ m}^2 \text{ pour chaque station.}$$

VIII.4.2.17 Nombre de carrelage :

Le type des carrelages utilisé :

$$\text{Carrelage (30 x 30) cm, alors } S_c = 0,09 \text{ m}^2$$

$$\text{Nombre des pièces de carrelage} = \frac{\text{Surface totale de carrelage}}{\text{Surface d'une seule carrelage}} \dots\dots\dots \text{(VIII.40)}$$

A.N :

$$\text{Nombre des pièces d'hourdis} = \frac{12-0,3 \times 6-0,3}{0,09} = 741 \text{ carrelages pour chaque station.}$$

VIII.4.2.18 Surface de la peinture :

$$S_{\text{peinture}} = S_{\text{cr}} (\text{m}^2) \dots\dots\dots (\text{VIII.41})$$

Donc :

$$S_{\text{peinture}} = 233,5 \text{ m}^2$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats du volume des travaux pour chaque station :

Tableau VIII.21: Tableau récapitulatif des différents volumes des travaux des deux stations

N	Désignation des travaux	Unité	Quantité
1	Volume de décapage de terre végétale	m ³	32
2	Volume du déblai des fouilles	m ³	96
3	Volume de béton de propreté sous semelles	m ³	10,584
4	Volume de béton armé pour les semelles	m ³	38,4
5	Volume de béton armé pour demi-poteaux	m ³	1,296
6	Volume du remblai des fouilles	m ³	45,72
7	Volume de béton de propreté sous longrines	m ³	13,176
8	Volume de béton armé pour longrines	m ³	26,352
9	Volume de remblai pour les casiers	m ³	47,952
10	Volume du béton pour dalles	m ³	14,58
11	Volume du béton armé des poteaux	m ³	12,96
12	Volume de béton armé des poutrelles	m ³	1,458
13	Volume de béton armé pour la chape	m ³	5,994
14	Nombre des pièces d'hourdis	N	960
15	Nombre des pièces de briques	N	5786
16	La surface totale de crépissage	m ²	467
17	Nombre des pièces de carrelage	N	1482
18	Surface de la peinture	m ²	467

VIII.4.3 Détermination du volume des travaux des bâches :

Deux bâches de section carrée sur-sol ont été projetées, avec les caractéristiques suivantes :

Tableau VIII.22: 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 SR N°01	Sur sol	6	2,5	2,4	0,25	0,2
Bâche projetée pour SR N°02	Sur sol	6	2,5	2,4	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 :

$$A_{ext} = A_{int} + 2 \times b \text{ (m) (VIII.42)}$$

Avec :

A_{int} : Longueur intérieur du côté de la base carrée ;

b: épaisseur de la paroi.

A.N :

$$A_{ext} = 1,6 + 2 \times 0,2 = 2 \text{ m pour chaque station, (S}_{ext} = 4\text{m}^2\text{)}.$$

VIII.4.3.2 Le volume de décapage :

La formule suivante permet de déterminer le volume de décapage :

$$V_{décapage} = S_{bache} \times e_{décapage} \text{ (m) (VIII.43)}$$

S_{bache} : La surface de la bâche (m²) ;

e_{décapage}: épaisseur de décapage (e=0,1m).

VIII.4.3.3 Le volume de déblai :

La formule suivante donne le volume de déblai :

$$V_{déblai} = S_{bache} \times h_{tr} \text{ (m}^3\text{) (VIII.44)}$$

Avec :

S_{bache} : surface de la bâche (m²) ;

h_{tr}: hauteur de terrassement.

VIII.4.3.4 Le volume de béton de propreté :

La formule suivante permet de calculer le volume de béton de propreté :

$$V_{B,p} = S_{\text{bâche}} \times e_{B,p} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.45)}$$

Avec :

$S_{\text{bâche}}$: surface de la bâche (m²) ;

$e_{B,p}$: L'épaisseur de béton de propreté. ($e_{B,p} = 0,1$ m).

VIII.4.3.5 Volume de béton armé :

La formule suivante permet de déterminer le volume de béton armé :

$$V_{B,r,a} = S_{\text{bâche}} \times a \times 2 \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.46)}$$

Avec :

$S_{\text{bâche}}$: surface de la bâche (m²) ;

a : L'épaisseur de radier (m).

VIII.4.3.6 Le volume de béton armé des parois :

La formule suivante permet de déterminer le volume de béton armé des parois :

$$V_{B,a,p} = V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.47)}$$

Avec :

V_{ext} : Le volume extérieur (m³) : $V_{\text{ext}} = S_{\text{ext}} \times H_p$

V_{int} : Le volume intérieur (m³) : $V_{\text{int}} = S_{\text{int}} \times H_p$

H_p : La hauteur des parois (m).

VIII.4.3.7 Peinture époxy intérieur et extérieur :

L'utilisation de la peinture époxy est répandue à l'intérieur et à l'extérieur des bâches pour diverses raisons essentielles :

- Protection contre la corrosion : Préserve le métal des substances corrosives ;
- La résistance à la corrosion assure une protection du métal contre les agents corrosifs ;
- La résistance chimique permet de faire face à une variété de substances chimiques ;
- Adhérence : Adhère efficacement à diverses surfaces telles que le métal et le béton ;
- Le nettoyage est facile : La surface lisse et non poreuse simplifie l'entretien ;
- Sécurité conforme aux normes : Conçu pour les domaines de l'alimentation et de l'eau potable ;
- Les liquides ne peuvent pas pénétrer et causer des dommages en raison de leur imperméabilité.

La peinture a une surface totale de :

$$S_T = S_{\text{ext}} + S_{\text{int}} \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(VIII.48)}$$

S_{ext} : la surface extérieure du la bâche (m²) ;

S_{int} : la surface intérieure du la bâche (m²).

Ce tableau récapitule l'ensemble des calculs des bâches :

Tableau VIII.23 : Calcul de différents volumes des travaux pour les bâches projetées

	Bâche projetée pour SR N°01	Bâche projetée pour SR N°02
Volume de décapage (m ³)	0,4	0,4
Volume de déblai (m ³)	6	6
Volume de béton de propreté (m ³)	0,4	0,4
Volume de béton armé (m ³)	2	2
Volume de béton armé des parois (m ³)	3,6	3,6
Peinture époxy intérieur et extérieur (m ²)	6,4	6,4

VIII.5 Devis estimatif et quantitatif :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une vision claire des dépenses pour réaliser notre projet.

Tableau VIII.24 : 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	1695,247	250	423811,657
2	Volume de déblai	m ³	24619,284	450	11078677,58
3	Volume occupé par le lit de sable	m ³	3390,493	1800	6102887,854
4	Volume occupé par les conduites	m ³	243,298	4000	486595,477
5	Volume du remblai de protection	m ³	20985,493	300	6295647,755

Tableau VIII.24 : Devis estimatif et quantitatif pour la réalisation des canalisations
(Adduction + distribution) (Suite)

Conduites PEHD PN10					
1	Ø 32	m	995,48	49,580	49355,731
2	Ø 40	m	3454,77	75,210	259833,542
3	Ø 50	m	1946,97	107,563	209421,983
4	Ø 63	m	1852,3	176,471	326876,471
5	Ø 75	m	1214,65	249,580	303152,143
6	Ø 90	m	1459,66	354,622	517627,328
7	Ø 110	m	602,45	516,807	311350,210
8	Ø 125	m	1474,04	663,866	978564,370
9	Ø 160	m	850,27	1058,824	900285,882
10	Ø 200	m	441	1596,639	704117,647
11	Ø 315	m	484,7	4075,630	1975457,983
12	Les accessories	N			200000
Conduites PEHD PN16					
1	Ø 90	m	5845,14	487,395	2848891,765
2	Ø 125	m	1638,35	941,176	1541976,471
3	Les accessories	N			80000
Conduites PEHD PN20					
1	Ø 200	m	2039,67	2831,933	5776208,319
2	Les accessories	N			30000
Total					41400740,17

Tableau VIII.25 : Devis estimatif et quantitatif pour l'abri des deux stations

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant total (DA)
1	Volume de décapage de terre végétale	m ³	32	250	8000
2	Volume du déblai des fouilles	m ³	96	450	43200
3	Volume de béton de propreté sous semelles	m ³	10,584	8000	84672
4	Volume de béton armé pour les semelles	m ³	38,4	50000	1920000
5	Volume de béton armé pour demi-poteaux	m ³	1,296	50000	64800
6	Volume du remblai des fouilles	m ³	45,72	300	13716
7	Volume de béton de propreté sous longrines	m ³	13,176	8000	105408

Tableau VIII.25 : Devis estimatif et quantitatif pour l'abri des deux stations (Suite)

8	Volume de béton armé pour longrines	m ³	26,352	50000	1317600
9	Volume de remblai pour les casiers	m ³	47,952	300	14385,6
10	Volume du béton armé pour dalles	m ³	14,58	50000	729000
11	Volume du béton armé des poteaux	m ³	12,96	50000	648000
12	Volume de béton armé des poutrelles	m ³	1,458	50000	72900
13	Volume de béton armé pour la chape	m ³	5,994	50000	299700
14	Nombre des pièces d'hourdis	N	960	50	48000
15	Nombre des pièces de briques	N	5786	30	173580
16	La surface totale de crépissage	m ²	467	350	163450
17	Nombre des pièces de carrelage	N	1482	45	66690
18	Surface de la peinture	m ²	467	500	233500
19	Les pompes des stations	N	4	236168,01	944672,04
20	Accessories	N			80000
21	Fourniture et transport des portes	N			558319,5
22	Fourniture et transport des fenêtres	N	8	5000	40000
Total					7629593,14

Tableau VIII.26 : 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	0,8	250	200
2	Volume de déblai	m ³	12	450	5400
3	Volume de béton de propreté	m ³	0,8	8000	6400
4	Volume de béton armé	m ³	4	50000	200000
5	Volume de béton armé des parois	m ³	7,2	50000	360000
6	Peinture époxy intérieur et extérieur	m ²	12,8	250	3200
Total					575200

Tableau VIII.27 : 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 IHADDADEN	N	1	252086,77	252086,77
2	Pompe et ces accessoires pour le forage ASSAM	N	1	215969,15	215969,15
3	Pompe et ces accessoires pour le forage KIRAT	N	1	200050,39	200050,39
Total					668106,31

Tableau VIII.28 : Devis estimatif et quantitatif global

Désignation des travaux	Montant total (DA)
Travaux pour la réalisation des canalisations (Adduction + distribution)	41400740,17
Travaux pour la réalisation des deux station	7629593,14
Travaux pour la réalisation des deux bâches	575200
Travaux pour la réparation des réservoirs	521850
Le pompage des forages	668106,31
Total HT (DA)	50795489,62
TVA 19 % (DA)	9651143,028
Total TTC (DA)	60446632,65

Le montant total du projet est estimé à **Soixante millions quatre cent quarante-six mille six cent trente-deux virgule soixante-cinq Dinars Algériens**

VIII.6 Planification des travaux :

Il est essentiel d'effectuer une planification minutieuse avant de commencer les travaux sur le chantier, afin de déterminer la meilleure manière d'optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des ressources matérielles. Cette planification vise à garantir que les travaux seront exécutés de manière organisée, sans retard et de manière économique.

Deux méthodes de planification principales sont présentes, à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau : Le réseau est une illustration graphique d'un projet qui montre les relations entre les différentes opérations, ainsi que leurs durées d'exécution.
- Méthodes basées sur le graphique : La méthode graphique vise à établir un planning des travaux et des tâches réalisées par un individu, une équipe ou une machine.

VIII.6.1 Définitions des tâches et leurs durées :

Les étapes à suivre pour la réalisation notre projet et leur durée sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VIII.29 : Les délais de réalisation des opérations du réseau (distribution + adduction)

Notation	Opération	Durée (j)
A	Préparation du chantier	14
B	Décapage de la couche végétale	18
C	Exécution des tranchées	37
D	Pose du lit de sable	24
E	Pose des conduites	42
F	Montage et raccordement des conduites	37
G	Essais d'étanchéités	23
H	Remblayage des tranchées	24
I	Nivellement et compactage	14

Tableau VIII.30 : Les délais de réalisation des opérations des stations et les bâches

Notation	Opération	Durée (j)
A	Préparation du chantier	3
B	Décapage du terrain	6
C	Réalisation des fouilles	12
D	Coulage du béton de propreté	4
E	Coulage du béton pour les semelles	6
F	Coulage du béton pour les demi-poteaux	10
G	Le remblaiement et le compactage des fouilles	6
H	Coulage du béton pour longrines inférieurs	17
I	Remblayage et compactage des casiers	10
J	Coulage de la chape inférieure	4
K	Coulage du béton pour les poteaux	10
L	Coulage du béton pour les longrines supérieures et pour la dalle	56
M	La construction des murs	12
N	Le crépissage intérieur et extérieur	14
O	Le carrelage	9

Tableau VIII.30 : Les délais de réalisation des opérations des stations et les bâches (Suite)

P	La peinture intérieure et extérieure	4
Q	Equipement hydraulique des stations	5
R	Le coulage du béton de propreté	4
S	Le coulage du béton du radier	6
T	Le coulage du béton pour les parois et construction des murs	10
V	Le coulage du béton pour la dalle	6
W	Peinture époxy intérieure et extérieure	3
X	Travaux de finition générale	4

VIII.6.2 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 opérations effectuées avant et après chaque étape de mise en œuvre de notre projet:

Tableau VIII.31 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération du réseau
(distribution + adduction)

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E , F , G
E	D	H
F	D	H
G	D	H
H	E , F , G	I
I	H	/

Tableau VIII.32 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des stations et des bâches

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C , R
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I
I	H	J
J	I	K
K	J	L
L	K	M
M	L	N
N	M	O
O	N	P
P	O	Q

Tableau VIII.32 : Les tâches qui précèdent et succèdent chaque opération des stations et des baches (Suite)

Q	P	X
R	B	S
S	R	T
T	S	V
V	T	W
W	V	X
X	Q, W	/

Le chemin critique : Cela représente la durée totale du projet (DTP) qui relie les opérations ayant une marge totale nulle.

Le schéma suivant présente la détermination de délai pour réaliser l'adduction et la distribution en utilisant la méthode du réseau (à nœud) :

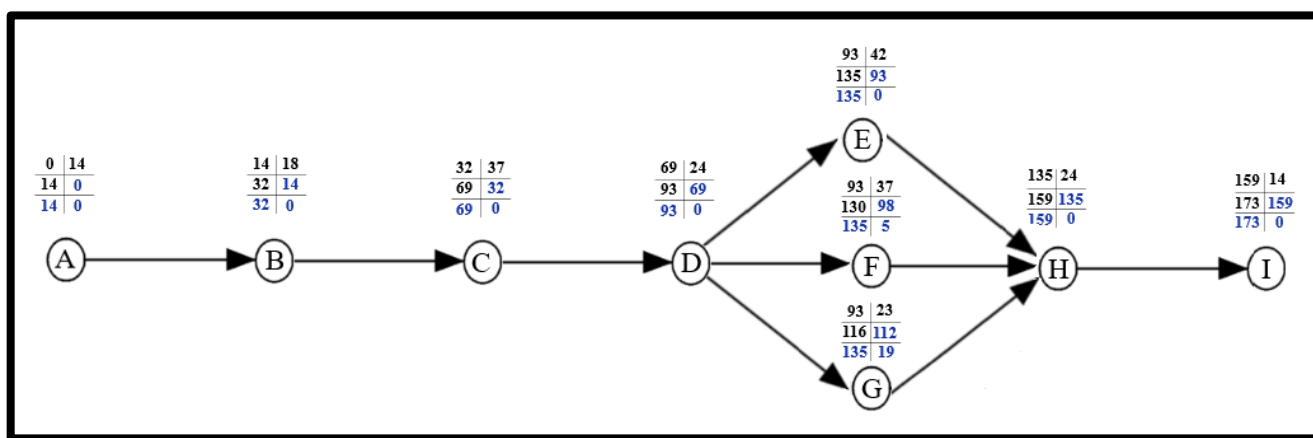


Figure VIII.3 : Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation des réseaux d'adduction et distribution

Le chemin critique du la réalisation des réseaux d'adduction et distribution :

A – B – C – D – E – H – I

Ce chemin représente la durée totale du la réalisation des réseaux de : **173 jours**

La méthode du réseau (à nœuds) est utilisée pour déterminer la durée nécessaire pour la réalisation des stations de reprise ainsi que les deux bâches, comme le montre le schéma ci-dessous :

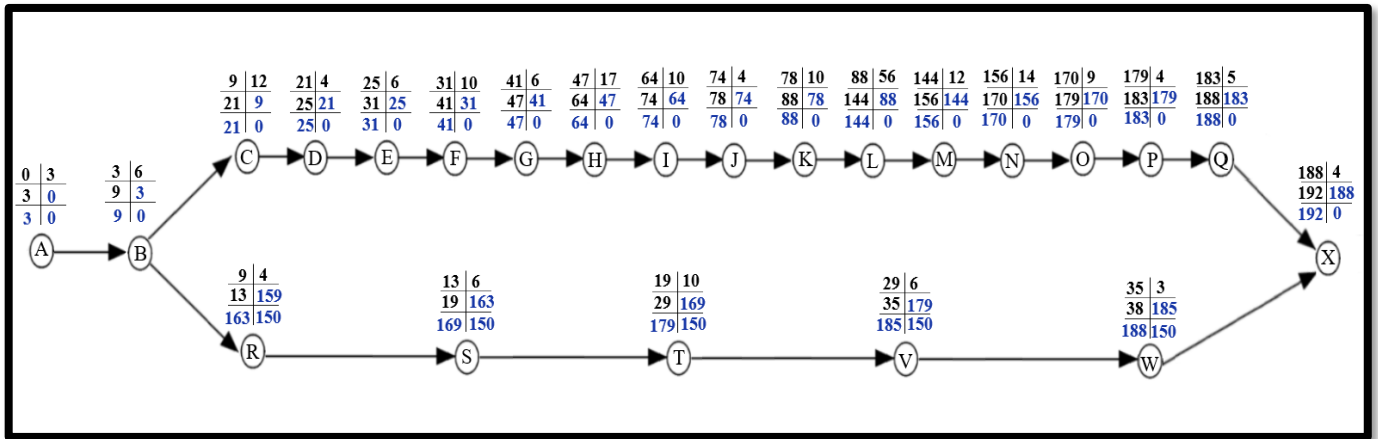


Figure VIII.4 : Réseau à nœuds et calcul du temps de réalisation des stations et des bâches

Le chemin critique de la réalisation des stations et des bâches :

A – B – C – D – E – F – G – H – I – J – K – L – M – N – O – P – Q – X

Ce chemin correspond la durée totale du la construction des stations et des bâches de : **192 jours**

VIII.7 Choix des engins [10]

Un projet d'approvisionnement en eau potable consiste à construire les infrastructures nécessaires pour transporter de l'eau propre depuis une source jusqu'aux consommateurs. Afin d'y parvenir, l'utilisation de gros engins mécaniques est primordiale pour diminuer considérablement les dépenses et les durés des travaux, tout en améliorant le rendement et la rentabilité.

Dans le cadre de notre projet, nous utiliserons les engins suivants :

- Une pelle hydraulique ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un compacteur ;
- Une niveleuse ;
- Un camion malaxeur ;
- Un camion benne.

VIII.7.1 Une pelle hydraulique :

La pelle est une machine de construction adaptée à tous les terrains, utilisée principalement pour les travaux de terrassement, de démolition et de manutention de matériaux. Elle est également connue sous le nom de pelle mécanique ou excavateur. Son fonctionnement repose sur un système hydraulique qui permet de manœuvrer ses composants mobiles avec précision et puissance.

Ces engins sont largement répandus et utilisés à grande échelle en raison de leur bon rendement et de la qualité du travail qu'ils offrent.

- **Utilisation :** La pelle est conçue pour diverses tâches :
 - En butée ;
 - En rétro ;
 - En dragline ;
 - En benne preneuse ;
 - Avec équipements divers.
- **Composantes principales :** La pelle est constituée de :
 - **Châssis :** Avec des chenilles ou des roues pour s'ajuster à différentes conditions de terrain.
 - **Système hydraulique :** Utilise des fluides pressurisés pour assurer le fonctionnement.
 - **Bras articulé :** Conçus avec des outils interchangeables comme des godets.
 - **Moteur :** Il s'agit en général d'un moteur diesel qui fournit la puissance requise.



Figure VIII.5 : Une pelle hydraulique

(Source :

https://static.wixstatic.com/media/ba2cd3_4eda1064313d418f8ef357a0c1dcb993~mv2.jpg/v1/fill/w_731,h_488,al_c,q_80,usm_0.66_1.00_0.01,enc_auto/ba2cd3_4eda1064313d418f8ef357a0c1dcb993~mv2.jpg)

VIII.7.2 Un bulldozer :

Le bulldozer est un engin d'excavation et de nivellement utilisé pour préparer le terrain en aplanissant la zone où les tranchées seront creusées et les conduites d'eau installées. Il est constitué d'un tracteur, équipé soit sur chenilles ou sur pneus, doté à l'avant d'une lame horizontale perpendiculaire à l'axe longitudinal du tracteur (dans le sens de la marche). Cette lame est fixée au châssis à l'aide de deux robustes longerons, permettant un mouvement de montée et de descente contrôlé par des vérins hydrauliques.

➤ **Utilisation :** Le bulldozer facilite les tâches suivantes :

- Le transport allant jusqu'à 50 m (la terre, le gravier et d'autres matériaux...) ;
- Le refoulement de terre, de roches fragmentées ;
- Construire un remblai sur la plaine et creuser un fossé ;
- L'épandage en ligne droite, de restructuration en couches et de compactage superficiel ;
- Le remblayage.



Figure VIII.6 : Un bulldozer

(Source : <https://www.hellopro.fr/images/produit-2/8/4/6/bouteur-liebherr-pr-716-g8-9367648.png>)

VIII.7.3 Un chargeur :

C'est un engin de construction polyvalent, principalement utilisé pour déplacer et charger des matériaux comme la terre, le sable et les pierres. Il peut être sur pneus ou sur chenilles. Les chargeuses à chenilles sont adaptées aux terrains difficiles et aux sols dégradés. En revanche, les chargeuses sur pneus sont de plus en plus prisées en raison de leur excellente mobilité, offrant une maniabilité accrue et une grande facilité de déplacement. La chargeuse est constituée d'un tracteur doté d'un godet ou d'une benne, qui peut être relevé grâce à deux bras latéraux articulés. Ces machines sont fréquemment employées sur les chantiers de construction, dans les carrières et sur les sites de démolition pour des opérations de chargement, de transport et de nivellement.

➤ **Utilisation :**

- Le transport de tous les matériaux ;
- L'excavation de matériaux meubles ou décomposés en plat ;
- L'épandage et le nivellement de matériaux de chaussée ;
- L'excavation en butte de matériaux souples.



Figure VIII.7 : Un chargeur

(Source : <https://fr.maxbullglobal.com/uploads/202128009/wood-clamp-loader58128671941.jpg>)

VIII.7.4 Un compacteur :

Le compacteur est un engin lourd et peu encombrant conçu pour tasser le sol à l'aide d'un ou plusieurs rouleaux en fonte ou de plusieurs lignes de pneumatiques. Ce processus augmente la compacité du sol en réduisant les mouvements ultérieurs tels que le tassement ou le gonflement, et améliore ainsi la résistance des fondations.

➤ **Utilisation :**

- Cet engin est utilisé pour compacter les remblais dans les espaces étroits, tels que les fouilles des semelles, les casiers situés entre les ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.8 : Un chargeur

(Source : <https://s7d2.scene7.com/is/image/Caterpillar/CM20201211-43b31-f8883>)

VIII.7.5 Une niveleuse :

La niveleuse est un engin employé pour les terrassements légers. Elle peut être tractée, dans ce cas on la désigne sous le nom de GRADER, ou autotractée, auquel cas on l'appelle MOTORGRADER, ce qui est beaucoup plus courant. La niveleuse est constituée d'un châssis monté sur 4 à 6 roues, avec une lame mobile fixée au centre.

➤ **Utilisation :** La niveleuse est un engin flexible et polyvalent, mais elle ne peut pas accomplir des tâches aussi ardues que celles d'un bulldozer. Également connue sous le nom de profileur, elle constitue l'outil principal pour l'entretien des routes. Idéale pour les travaux de précision, la niveleuse permet d'exécuter :

- Le profilage (environ 4,5 km / heure) ;
- Le creusement d'un fossé en forme de V (à une vitesse d'environ 2,5 km/h) ;
- La maintenance des routes et des pistes ;
- Le remblayage ;
- L'entretien des accotements ;
- Le traitement des matériaux ;
- Le nettoyage des fossés de routes ;
- Le mélange et la mise en œuvre des matériaux.



Figure VIII.9 : Une niveleuse

(Source : https://www.lemoniteurmateriels.fr/mediatheque/9/3/6/001788639_926x615_fb_ffffff.jpg)

VIII.7.6 Un camion malaxeur :

Souvent appelé "camion toupie", ce terme fait référence à un malaxeur à béton installé sur un camion ou une remorque, conçu pour livrer un mélange de béton frais et homogène. Le camion est principalement équipé d'un réservoir rotatif en forme de toupie, incliné le long d'un axe presque horizontal.

- **Utilisation :** Les camions malaxeurs sont utilisés pour mélanger les divers matériaux (béton) et les éventuels adjuvants.



Figure VIII.10 : Un camion malaxeur

(Source : <https://www.akinexport.com/public/product/63f72a9e6ea79.png>)

VIII.7.7 Un camion benne :

Le camion benne est un véhicule à chargement ouvert à l'arrière, spécialement élaboré pour le transport de différents matériaux et produits comme la terre, le gravier, le sable ou les déchets de construction. Un mécanisme de basculement est installé dans cet espace, généralement contrôlé par des vérins hydrauliques, pour permettre un déversement rapide et efficace des matériaux.

Il est équipé de 4 ou 6 roues motrices, ce camion facilite la vidange, bien que le déversement arrière puisse rendre l'égalisation des matériaux plus difficile, ce qui rend les tas de matériaux difficiles à régaler, un chauffeur expérimenté peut avancer lentement pendant la vidange pour faciliter le régilage des matériaux.

- **Utilisation :** Les camions bennes sont conçus pour le transport de déblais, de sable et de pierres concassées. Ils offrent l'avantage d'une grande capacité et d'une rapidité accrue. De plus, ils sont capables de circuler sur des rampes avec une pente allant jusqu'à 10 à 12 %.



Figure VIII.11 : Un camion benne

(Source : <https://vss.astrocenter.fr/habitatpresto/pictures/29352244-adobestock-278128888.jpg>)

VIII.8 Protection et sécurité du travail :

La sécurité au travail vise principalement à réduire la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers. Dans le domaine hydraulique, cela revêt une importance particulière lors de la réalisation de projets d'approvisionnement en eau potable, impliquant diverses phases d'exécution des travaux.

- Les travaux d'excavation et de terrassement comprennent l'installation des conduites, l'implantation des réservoirs de stockage et la construction de la station de pompage.
- Les ingénieurs hydrauliciens doivent prendre en compte tous les aspects de sécurité et de protection lors de l'étude, du suivi et de l'exécution des projets en génie civil, tels que le bétonnage, le ferrailage et les autres étapes liées à l'installation des réservoirs de stockage et des stations de pompage.

VIII.8.1 Les raisons des accidents de travail sur un chantier hydraulique :

Les accidents de travail liés à des conditions dangereuses souvent provoqués par deux facteurs importants :

VIII.8.1.1 Facteurs humains :

Les causes fréquentes des accidents de travail dues aux facteurs humains sont :

- Une absence de contrôle, une négligence ;
- Problème d'encombrement durant les différentes étapes de l'exécution des travaux ;
- Les machines sont utilisées au-delà de leurs capacités ou en dehors de leur utilisation prévue ;
- Un manque de structure générale du travail ;
- Fatigue, surcharge ;
- Adopter un rythme de travail inapproprié.

VIII.8.1.2 Facteurs matériels :

Les principales causes des accidents de travail liés aux éléments matériels comprennent :

- Les machines mal élaborées ;
- Typologie des matériaux employés ;
- Disposition des lieux inadaptée ;
- Le lieu de travail : éclairage, conditions météorologiques, et autres ;
- Des exigences en matière d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection, etc ;
- Les équipements mécaniques et électriques.

Le risque d'accident est présent à chaque étape de la réalisation d'un projet d'approvisionnement en eau potable, que ce soit pendant les travaux de terrassement, de bétonnage, d'installations électriques ou sous pression, ou encore après la fin du projet (entretien des pompes et des installations).

VIII.8.2 Les actions dangereuses :

Les actions dangereuses dans le travail sont diverses, on peut mentionner les suivantes :

- Intervenir imprudemment sur des machines en fonctionnement ;
- Effectuer des actions sans prudence sur des installations soumises à une tension, une pression ou des substances inflammables ou toxiques ;
- Mettre hors service les dispositifs de protection ;
- Agir sans avoir prévenu au préalable ou sans obtenir la permission nécessaire ;
- Ne pas faire usage des dispositifs de protection individuelle ;
- Utiliser un outil ou une machine de manière incorrecte ;

- Mise en place d'une position incertaine.
- Manque de précaution lors des opérations de stockage et de manutention ;
- Travailler à un rythme qui ne convient pas.

VIII.8.3 Les mesures de prévention :

Il est essentiel de respecter les principes généraux de prévention énoncés dans le Code du travail pour prévenir les risques. Cela comprend :

VIII.8.3.1 Protection individuelle :

Afin de se prémunir de manière efficace contre les dangers liés à certaines professions, il est essentiel de :

- Il est essentiel que les employés travaillant à proximité de la circulation routière portent toujours le gilet de signalisation haute visibilité ;
- Il est recommandé d'utiliser des gants de manutention lors des opérations de changement d'équipement ;
- Il est indispensable de porter un casque de chantier afin de protéger la tête ;
- La sécurité auditive revêt également une importance capitale dans certaines situations de travail ;
- Les chaussures ou les bottes de sécurité sont évitées pour éviter les dangers liés aux pieds ;
- Pour garantir la protection des yeux dans divers environnements de travail, il est recommandé de porter des lunettes de sécurité.



Figure VIII.12 : Equipements de protection individuelle

(Source : <https://www.envirougence.com/media/original/649eda4d0c69a-equipement-de-protection-individuelle.jpg>)

VIII.8.3.2 Protection collective :

Afin de prévenir les accidents du travail, il est essentiel d'adopter et d'appliquer des mesures adéquates conformes aux principes généraux de prévention, en particulier en instaurant des protections collectives.

- Assurer que le matériel fonctionne correctement avant son utilisation ;
- S'assurer de l'installation de panneaux de signalisation dans toutes les zones susceptibles de présenter des dangers et de leur respect ;
- Il faut respecter des règles strictes pour accéder au chantier ;
- Un plan de circulation pour le chantier doit être établi, indiquant les trajets des engins, des véhicules légers et des piétons, ainsi que les zones requises pour assurer leur circulation sécurisée, les règles de priorité, les vitesses autorisées et les limites de charge.



Figure VIII.13 : Equipements de protection collective

(Source : <https://mft-tp.fr/nuxt/img/travaux-public-sur-voirie-scaled.6496b94.webp>)

VIII.9 Conclusion :

L'organisation d'un chantier représente un défi majeur pour tout ingénieur, dont l'objectif est d'optimiser les bénéfices de l'entreprise. Une gestion rigoureuse, en particulier pour les grands chantiers, permet de réaliser des économies considérables. Au cours de ce chapitre, nous avons exposé les différentes étapes à respecter pour la réalisation d'un projet d'approvisionnement en eau potable, et nous avons établi également un devis quantitatif et estimatif pour l'adduction et la distribution, ainsi que pour les stations de reprise et les bâches. Le montant total des travaux liés à l'alimentation s'élève à 60446632,65 DA, et la durée de réalisation est estimée à 365 jours.

De plus, nous avons choisi les engins adaptés à chaque tâche spécifique, et afin de garantir la protection et la sécurité des travailleurs, nous avons mis en place des mesures appropriées.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons effectuée, nous avons d'abord recueilli les données nécessaires, ce qui nous a permis de décrire brièvement notre zone d'étude, comprenant « Centre-Ville, Idheriken, Thinassouine Ivahlal et Merlot 1-2-3 », située dans la commune de Tazmalt, wilaya de Béjaïa. Nous avons également estimé les besoins en eau en considérant un horizon de 30 années, en prévoyant une population de 13 793 habitants et une demande en eau de 2 625,89 m³/j.

Nous avons étudié un système d'adduction composé de deux chaînes de refoulement et d'une chaîne mixte. La première chaîne comprend deux sections : la première, par refoulement, transporte l'eau du forage Ihaddaden jusqu'au réservoir surélevé existant de Thiouririne à l'aide d'une conduite en PEHD PN 20 de 200 mm de diamètre. La deuxième section relie le point de piquage au réservoir semi-enterré de Thiouririne gravitaire, via une conduite en PEHD PN10 de 160 mm de diamètre. La deuxième chaîne refoule l'eau du forage Assam jusqu'au château d'eau existant du Centre-Ville, avec une conduite en PEHD PN16 de 125 mm de diamètre. Enfin, la troisième chaîne, composée de trois tronçons par refoulement, le premier transporte l'eau du forage Kirat vers la première station de reprise projetée, puis vers la deuxième station de reprise projetée, avec un diamètre de 90 mm en PEHD PN16. Le dernier tronçon achemine l'eau de la station de reprise N°02 vers le réservoir existant d'Idheriken, également à travers une conduite en PEHD PN16 de 90 mm de diamètre.

Pour le réseau de distribution, nous avons opté pour deux réseaux ramifiés et deux réseaux maillés, chacun étant alimenté par un réservoir existant et doté de conduites en PEHD PN 10 pour les villages étudiés. Le comportement de ces réseaux a été simulé à l'aide du logiciel EPANET dans deux scénarios : pendant les périodes de pointe et pendant les périodes de pointe en présence d'un incendie.

Les réservoirs de stockage ont été conçus selon les besoins en eau estimés. Nous avons réalisé une évaluation complète des capacités des réservoirs pour desservir les localités de Centre-Ville, Idheriken, Thinassouine Ivahlal, et Merlot 1-2-3. Une analyse détaillée des réservoirs spécifiques à ces villages a révélé que la capacité de stockage nécessaire est de 1000 m³, ce qui est en adéquation avec les capacités actuelles des réservoirs existants. Un diagnostic a également été réalisé pour résoudre certains problèmes dans ces réservoirs. Nous prévoyons dans notre système d'adduction d'installer deux bâches d'eau de forme carrée, chacune ayant une capacité de 6 m³ et placés au sol, pour assurer un approvisionnement en eau adéquat.

Afin de prévenir les coups de bélier et protéger les conduites de refoulement, des réservoirs d'air ont été installés à la sortie des stations de pompage et des forages. La sécurité et la fiabilité du système sont assurées par ces réservoirs qui résistent aux fluctuations de pression, que ce soit en surpression ou en dépression.

Nous avons terminé notre travail en décrivant les méthodes de pose des canalisations et en calculant le devis estimatif et quantitatif du projet, qui s'élève à 60446632,65 DA. La planification des travaux a été soigneusement élaborée pour garantir le bon déroulement du projet, avec une durée d'exécution prévue de 365 jours ouvrables.

Cette étude nous a offert l'opportunité d'appliquer les connaissances acquises au cours de notre formation en Hydraulique. Nous souhaitons que ce mémoire soit bénéfique pour les futurs étudiants spécialisés dans l'alimentation en eau potable.

Bibliographie

Bibliographie

Référence Bibliographique :

- [1]. PDAU TAZMALT Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme TAZMALT.
- [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]. MOKRANE, W, KHODJET KESBA, O (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]. GHERIS.H (2021). « ETUDE DE L'INFLUENCE DE LA VITESSE INITIALE SUR LE DEBIT DE FUITE EN ECOULEMENT TRANSITOIRE) ». Mémoire de Master, UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA.
- [9]. GUHL, F. (2000). Guide méthodologique d'étude anti-coup de bélier pour les réseaux d'eau. Edition DBERNARD BREMOND, France.
- [10]. KAHLERRAS.D (2018) « Polycopie ORGANISATION DE CHANTIER », ENSH BLIDA.

ANNEXE

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 III.1 :

Liste des pris des tube PEHD (noire avec bandes bleu) pour l'eau potable, date 01/04/2024.

Diamètre (mm)	PN 10			PN 16			PN 20			PN 25		
	EP mm	Prix HT	Prix TTC	EP mm	Prix HT	Prix TTC	EP mm	Prix HT	Prix TTC	EP mm	Prix HT	Prix TTC
20	1,9	26,891	32	2	34,454	41	2,3	39,496	47	3	40,336	48
25	2	34,454	41	2,3	44,958	53,5	3	53,782	64	3,5	57,143	68
32	2	49,580	59	3	68,908	82	3,6	78,151	93	4,4	93,277	111
40	2,4	75,210	89,5	3,7	105,042	125	4,5	121,008	144	5,5	139,496	166
50	3	107,563	128	4,6	155,462	185	5,6	184,874	220	6,9	226,891	270
63	3,8	176,471	210	5,8	251,261	299	7,1	298,319	355	8,6	352,941	420
75	4,5	249,580	297	6,8	352,941	420	8,4	420,168	500	10,3	495,798	590
90	5,4	354,622	422	8,2	487,395	580	10,1	605,042	720	12,3	714,286	850
110	6,6	516,807	615	10	735,294	875	12,3	921,008	1096	15,1	1075,630	1280
125	7,4	663,866	790	11,4	941,176	1120	14	1134,454	1350	17,1	1361,345	1620
160	9,5	1058,824	1260	14,6	1529,412	1820	17,9	1890,756	2250	21,9	2226,891	2650
200	11,9	1596,639	1900	18,2	2436,975	2900	22,4	2831,933	3370	27,4	3445,378	4100
250	14,8	2563,025	3050	22,7	3655,462	4350	27,9	4537,815	5400	34,2	5378,151	6400
315	18,7	4075,630	4850	28,6	6050,420	7200	35,2	7352,941	8750	43,1	8655,462	10300
400	23,7	6302,521	7500	36,3	9621,849	11450	44,7	11764,706	14000	54,7	14495,798	17250
500	29,7	10000	11900	45,4	14705,882	17500	55,8	18067,227	21500			26400
630	37,4			57,2								
710	42,1			64,5								
800	47,4			72,6								

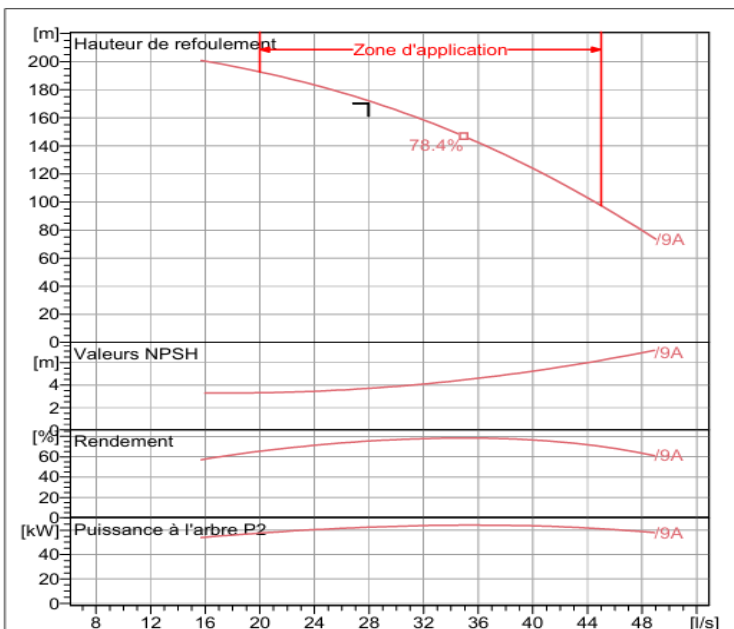
Annexe IV.1 : Fiche technique de la pompe du forage Ihaddaden.



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

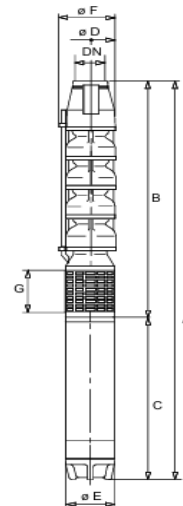
E8S64/9A + MC890	
Caractéristiques requises	
Débit	28 l/s
Hauteur de refoulement	170 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	28.3 l/s
Hauteur de refoulement	171 m
Puissance absorbée	62.6 kW
Rendement	75.7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	222 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	66 kW
Courant nominal	128 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	397 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	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 3298
- B = 1673
- C = 1625
- D = 188
- DN = G5"
- E = 191
- F = 197
- G = 160



Notes:

Date 26.07.2024	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe IV.2 :

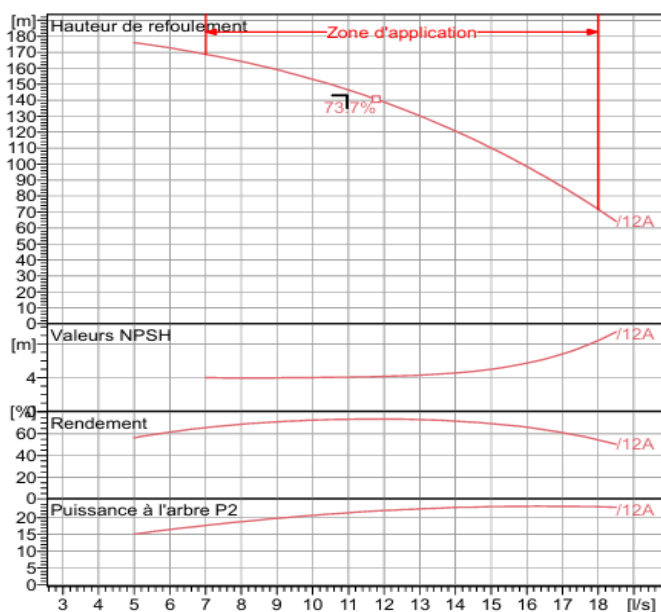
Fiche technique de la pompe du forage Assam.



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

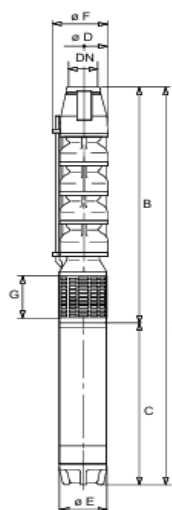
E6S55-6/12A + MCH635	
Caractéristiques requises	
Débit	11 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	11.3 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Puissance absorbée	21.6 kW
Rendement	73.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	186 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	26 kW
Courant nominal	55 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/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	205 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



UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 3037
- B = 1762
- C = 1275
- D = 141
- DN = G3"
- E = 143
- F = 150
- G = 124



Notes:

Date 23.08.2024	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe IV.3 :

Fiche technique de la pompe du forage Kirat.

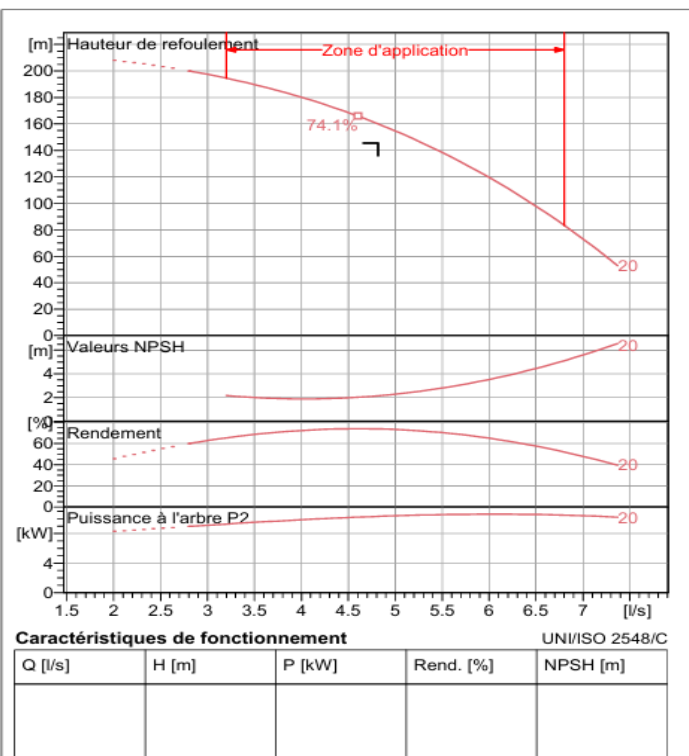


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

E6X40-6/20 + MC615	
Caractéristiques requises	
Débit	4.82 l/s
Hauteur de refoulement	146 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	5.17 l/s
Hauteur de refoulement	149 m
Puissance absorbée	10.5 kW
Rendement	72.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	215 m
Orif. de refoulement	65 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	11 kW
Courant nominal	24.5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	81.5 kg

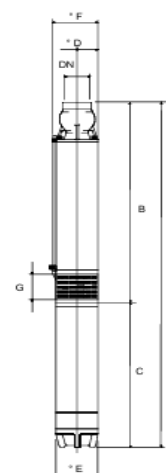
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fusion d'acier inox
Corps d'aspiration	Fusion d'acier inox
Chemise externe	Acier inox
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Diffuseur	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier



UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 1954
- B = 1192
- C = 762
- D = 140
- DN = G2½"
- E = 143
- F = 145
- G = 100



Notes:

Date 23.08.2024	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe IV.4 :

Fiche technique de la pompe de la station de reprise N°01.

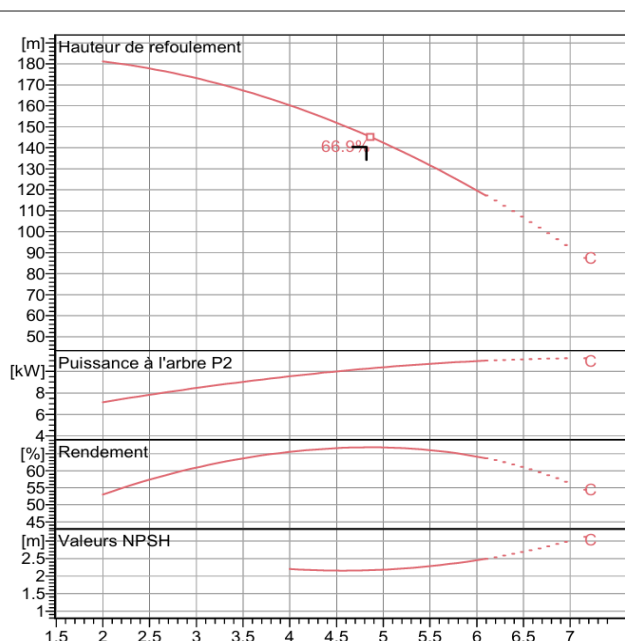


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 7C	
Caractéristiques requises	
Débit	4.82 l/s
Hauteur de refoulement	140 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	4.99 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Puissance absorbée	10.4 kW
Rendement	66.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	182 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/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	262 kg

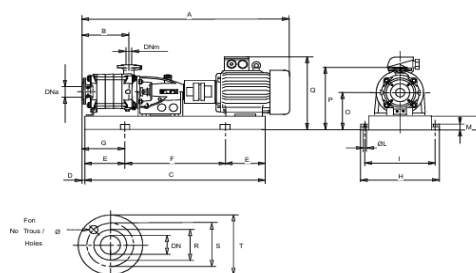
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



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 23.08.2024	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe IV.5 :

Fiche technique de la pompe de la station de reprise N°02.

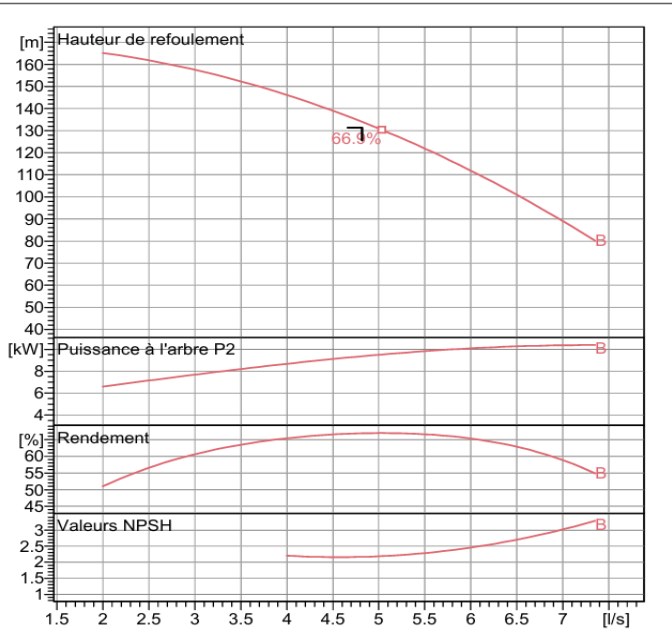
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 6B	
Caractéristiques requises	
Débit	4.82 l/s
Hauteur de refoulement	131 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	4.93 l/s
Hauteur de refoulement	132 m
Puissance absorbée	9.44 kW
Rendement	66.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	169 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	253 kg

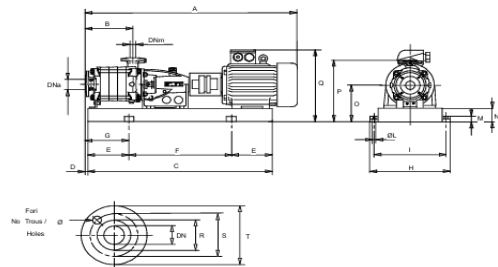
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
5	131	9.5	66.9	2.18

Dimensions mm

- A = 1411
- B = 402
- C = 1258
- D = 13
- E = 200
- F = 858
- G = 213
- H = 430
- I = 390
- L = 16
- M = 38
- N = 80
- O = 240
- P = 415
- Q = 490



Notes:

Date 23.08.2024	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe V.1 :

Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le Centre-Ville Tazmalt

Nœud	Tronçon	Longueur	q_{sp} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{nod} (l/s)
1	1-2	75,53	0,0048	0,363	0,857
	1-8	281	0,0048	1,350	
2	2-1	75,53	0,0048	0,363	1,221
	2-3	79,17	0,0048	0,380	
	2-10	353,3	0,0048	1,698	
3	3-2	79,17	0,0048	0,380	1,289
	3-4	142,7	0,0048	0,686	
	3-7	314,5	0,0048	1,511	
4	4-3	142,7	0,0048	0,686	1,892
	4-5	294,5	0,0048	1,415	
	4-9	350,3	0,0048	1,684	
5	5-4	294,5	0,0048	1,415	1,792
	5-6	451,2	0,0048	2,168	
6	6-5	451,2	0,0048	2,168	1,990
	6-7	376,9	0,0048	1,811	
7	7-3	314,5	0,0048	1,511	2,287
	7-6	376,9	0,0048	1,811	
	7-8	260,4	0,0048	1,251	
8	8-1	281	0,0048	1,350	1,301
	8-7	260,4	0,0048	1,251	
9	9-4	350,3	0,0048	1,684	1,363
	9-10	217	0,0048	1,043	
10	10-2	353,3	0,0048	1,698	1,370
	10-9	217	0,0048	1,043	
Somme					15,362

Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Idheriken

Nœud	Tronçon	Longueur	q_{sp} (l/s/m)	Q_{route} (l/s)	Q_{nod} (l/s)
1	1-2	485,2	0,0029	1,399	0,699
2	2-1	485,2	0,0029	1,399	1,143
	2-3	308	0,0029	0,888	
3	3-2	308	0,0029	0,888	1,204
	3-4	433,3	0,0029	1,249	
	3-7	94,17	0,0029	0,271	
4	4-3	433,3	0,0029	1,249	0,880
	4-5	177,3	0,0029	0,511	
5	5-4	177,3	0,0029	0,511	0,612
	5-6	247,5	0,0029	0,713	
6	6-5	247,5	0,0029	0,713	0,357
7	7-3	94,17	0,0029	0,271	0,423
	7-8	199,6	0,0029	0,575	
8	8-7	199,6	0,0029	0,575	0,607
	8-9	221,8	0,0029	0,639	
9	9-8	221,8	0,0029	0,639	0,572
	9-10	175,2	0,0029	0,505	
10	10-9	175,2	0,0029	0,505	0,253
Somme					6,751

Calcul des débits nodaux du réseau projeté cas de pointe pour le village Thinassouine Ivahlal

Nœud	Tronçon	Longueur	q _{sp} (l/s/m)	Q _{route} (l/s)	Q _{nod} (l/s)
1	1-2	365,7	0,0020	0,738	1,061
	1-18	686,24	0,0020	1,385	
2	2-1	365,7	0,0020	0,738	0,672
	2-3	118,2	0,0020	0,238	
	2-5	181,8	0,0020	0,367	
3	3-2	118,2	0,0020	0,238	0,265
	3-4	144,6	0,0020	0,292	
4	4-3	144,6	0,0020	0,292	0,146
5	5-2	181,8	0,0020	0,367	0,621
	5-6	366,07	0,0020	0,739	
	5-7	67,35	0,0020	0,136	
6	6-5	366,07	0,0020	0,739	0,369
7	7-5	67,35	0,0020	0,136	0,232
	7-8	86,98	0,0020	0,175	
	7-9	76,06	0,0020	0,153	
8	8-7	86,98	0,0020	0,175	0,088
9	9-7	76,06	0,0020	0,153	0,596
	9-10	360,7	0,0020	0,728	
	9-11	154,1	0,0020	0,311	
10	10-9	360,7	0,0020	0,728	0,364
11	11-9	154,1	0,0020	0,311	0,325
	11-12	119,4	0,0020	0,241	
	11-13	48,95	0,0020	0,098	
12	12-11	119,4	0,0020	0,241	0,120
13	13-11	48,95	0,0020	0,098	0,625
	13-14	362,6	0,0020	0,732	
	13-15	207,9	0,0020	0,419	
14	14-13	362,6	0,0020	0,732	0,366
15	15-13	207,9	0,0020	0,419	0,771
	15-16	349,7	0,0020	0,706	
	15-17	206,6	0,0020	0,417	
16	16-15	349,7	0,0020	0,706	0,353
17	17-15	206,6	0,0020	0,417	0,208
18	18-1	686,24	0,0020	1,385	0,692
Somme					7,874

Annexe V.2 :

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le Centre-
Ville Tazmalt

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p2	75,53	160	11,98	0,77	0,29
Pipe p3	376,9	50	1,48	0,97	9,23
Pipe p4	353,3	110	-3,02	0,41	0,7
Pipe p5	217	90	-1,65	0,34	0,39
Pipe p6	350,3	40	-0,29	0,36	2,21
Pipe p7	79,17	125	7,73	0,81	0,46
Pipe p8	260,4	63	1,23	0,51	1,5
Pipe p9	314,5	63	-2,54	1,05	6,7
Pipe p10	142,7	75	3,91	1,14	2,84
Pipe p11	281	63	2,53	1,05	5,95
Pipe p12	294,5	63	2,31	0,96	5,29
Pipe p13	451,2	40	0,51	0,64	7,8
Pipe p1	10,29	160	15,36	0,98	0,06

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour
le Centre-Ville Tazmalt

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p2	75,53	160	11,98	0,77	0,29
Pipe p3	376,9	50	1,48	0,97	9,22
Pipe p4	353,3	110	-3,02	0,41	0,71
Pipe p5	217	90	-1,65	0,34	0,38
Pipe p6	350,3	40	-0,29	0,36	2,21
Pipe p7	79,17	125	7,73	0,81	0,46
Pipe p8	260,4	63	1,23	0,51	1,51
Pipe p9	314,5	63	-2,54	1,05	6,71
Pipe p10	142,7	75	3,91	1,14	2,84
Pipe p11	281	63	2,53	1,05	5,95
Pipe p12	294,5	63	2,31	0,96	5,29
Pipe p13	451,2	40	0,51	0,64	7,8
Pipe p1	10,29	160	32,36	2,07	0,24

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village Idheriken

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p1	94,17	50	1,86	1,22	3,48
Pipe p2	433,3	40	1,85	1,9	47,14
Pipe p3	247,5	32	0,36	0,58	4,25
Pipe p4	177,3	40	0,97	1,37	12,99
Pipe p5	199,6	40	1,43	1,47	13,65
Pipe p6	221,8	32	0,82	1,34	16,98
Pipe p7	175,2	32	0,25	0,8	8,22
Pipe p8	485,2	75	6,05	1,77	21,46
Pipe p9	308	75	4,91	1,43	9,29
Pipe p10	372,1	160	6,75	0,43	0,51

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Idheriken

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p1	94,17	50	1,86	1,22	3,48
Pipe p2	433,3	40	1,85	1,9	47,13
Pipe p3	247,5	32	0,36	0,58	4,26
Pipe p4	177,3	40	0,97	1,37	12,99
Pipe p5	199,6	40	1,43	1,47	13,64
Pipe p6	221,8	32	0,82	1,34	16,98
Pipe p7	175,2	32	0,25	0,8	8,22
Pipe p8	485,2	75	6,05	1,77	21,46
Pipe p9	308	75	4,91	1,43	9,29
Pipe p10	372,1	160	23,75	1,52	4,99

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village
Thinassouine Ivahlal

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p2	76,06	90	3,73	0,76	0,58
Pipe p3	67,35	110	4,05	0,55	0,77
Pipe p4	365,73	125	6,12	0,64	1,63
Pipe p5	206,6	40	0,21	0,46	9,11
Pipe p6	360,7	40	0,36	0,8	12,46
Pipe p7	118,2	50	0,41	0,58	0,88
Pipe p8	207,9	63	1,33	0,88	10,23
Pipe p9	86,98	32	0,09	0,51	1,65
Pipe p10	349,7	40	0,35	0,78	11,34
Pipe p11	144,6	32	0,15	0,51	0,30
Pipe p12	366,07	40	0,37	0,82	13,02
Pipe p13	181,8	110	5,04	0,68	0,90
Pipe p14	48,95	75	2,32	0,68	0,62
Pipe p15	119,4	32	0,12	0,42	1,04
Pipe p16	154,1	90	2,77	0,56	0,31
Pipe p17	362,6	40	0,37	0,75	13,22
Pipe p18	41,76	160	7,88	0,5	1,20
Pipe p1	686,24	125	7,18	0,64	1,16

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour
le village Thinassouine Ivahlal

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p2	76,06	90	3,73	0,76	0,58
Pipe p3	67,35	110	4,05	0,55	0,77
Pipe p4	365,73	125	6,12	0,64	1,62
Pipe p5	206,6	40	0,21	0,46	9,11
Pipe p6	360,7	40	0,36	0,8	12,46

Résultats de la simulation pour les conduites du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour
le village Thinassouine Ivahlal (Suite)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m)
Pipe p7	118,2	50	0,41	0,58	0,87
Pipe p8	207,9	63	1,33	0,88	10,23
Pipe p9	86,98	32	0,09	0,51	1,65
Pipe p10	349,7	40	0,35	0,78	11,35
Pipe p11	144,6	32	0,15	0,51	0,31
Pipe p12	366,07	40	0,37	0,82	13,03
Pipe p13	181,8	110	5,04	0,68	0,89
Pipe p15	48,95	75	2,32	0,68	0,62
Pipe p16	119,4	32	0,12	0,42	1,04
Pipe p17	154,1	90	2,77	0,56	0,31
Pipe p18	362,6	40	0,37	0,75	13,22
Pipe p1	41,76	160	24,88	1,59	1,73
Pipe p19	686,24	125	7,18	0,64	1,16

Annexe V.3 :

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le Centre-Ville
Tazmalt

Nœud	Élévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	316,50	0,86	326,94	10,44
Junc n2	311,39	1,22	326,65	15,25
Junc n7	294,65	2,29	319,49	24,84
Junc n6	288,58	1,99	310,26	21,68
Junc n10	314,04	1,37	325,95	11,91
Junc n9	315,07	1,36	325,56	10,49
Junc n4	309,84	1,89	323,35	13,5
Junc n3	307,45	1,29	326,19	18,74
Junc n8	295,01	1,3	320,99	25,98
Junc n5	301,19	1,79	318,06	16,88
Château (Centre-ville)	327	-15,36	327	0

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le
Centre-Ville Tazmalt

Nœud	Élévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	316,50	17,86	326,76	10,25
Junc n2	311,39	1,22	326,47	15,07
Junc n7	294,65	2,29	319,3	24,66
Junc n6	288,58	1,99	310,08	21,5
Junc n10	314,04	1,37	325,76	11,73
Junc n9	315,07	1,36	325,38	10,31
Junc n4	309,84	1,89	323,17	13,32
Junc n3	307,45	1,29	326,01	18,56
Junc n8	295,01	1,3	320,81	25,8
Junc n5	301,19	1,79	317,88	16,69
Château d'eau (Centre-ville)	327	-32,36	327	0

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village
Idheriken

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n3	432,30	1,2	490,74	58,43
Junc n7	431,07	0,42	487,26	56,19
Junc n4	393,70	0,88	443,6	49,91
Junc n5	382,62	0,61	430,61	47,99
Junc n6	366,84	0,36	426,36	59,51
Junc n8	414,09	0,61	473,61	59,53
Junc n9	403,58	0,57	456,63	53,05
Junc n10	391,61	0,25	448,41	56,8
Junc n1	474,49	0,7	521,49	47
Junc n2	446,76	1,14	500,03	53,27
R-Idheriken	522,00	-6,75	522	0

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le
village Idheriken

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n3	432,30	1,2	486,26	53,96
Junc n7	431,07	0,42	482,78	51,71
Junc n4	393,70	0,88	439,13	45,43
Junc n5	382,62	0,61	426,14	43,52
Junc n6	366,84	0,36	421,88	55,04
Junc n8	414,09	0,61	469,14	55,05
Junc n9	403,58	0,57	452,16	48,57
Junc n10	391,61	0,25	443,94	52,33
Junc n1	474,49	17,7	517,01	42,53
Junc n2	446,76	1,14	495,55	48,79
Réservoir Idheriken	522,00	-23,75	522	0

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe pour le village

Thinassouine Ivahlal

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	340,74	1,06	366,64	25,9
Junc n9	356,24	0,60	367,56	11,32
Junc n7	356,86	0,23	368,13	11,27
Junc n5	356,51	0,62	367,36	10,85
Junc n2	355,84	0,67	368,27	12,43
Junc n15	347,30	0,77	358,26	10,96
Junc n17	356,11	0,21	367,37	11,26
Junc n10	343,42	0,36	355,10	11,68
Junc n3	356,09	0,27	367,39	11,3
Junc n13	357,27	0,62	368,49	11,22
Junc n8	355,47	0,09	366,48	11,01
Junc n16	334,92	0,35	346,91	11,99
Junc n4	355,40	0,15	367,08	11,68
Junc n6	343,09	0,37	354,34	11,25
Junc n14	343,14	0,37	355,27	12,13
Junc n11	356,89	0,33	367,87	10,98
Junc n12	357,97	0,12	368,91	10,94
Junc n18	357,00	0,69	367,80	10,8
Château d'eau Thiouririne	369,00	-7,88	369,00	0

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Thinassouine Ivahlal

Nœud	Elévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n1	340,74	1,06	366,11	25,37
Junc n9	356,24	0,6	367,03	10,79
Junc n7	356,86	0,23	367,60	10,74
Junc n5	356,51	0,62	366,83	10,32
Junc n2	355,84	0,67	367,73	11,89
Junc n15	347,30	0,77	357,73	10,43

Résultats de la simulation pour les nœuds du réseau projeté dans le cas de pointe + incendie pour le village Thinassouine Ivahlal (Suite)

Nœud	Élévation (m)	Demande (l/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
Junc n17	356,11	0,21	366,84	10,73
Junc n10	343,42	0,36	354,57	11,15
Junc n3	356,09	0,27	366,86	10,77
Junc n13	357,27	0,62	367,96	10,69
Junc n8	355,47	0,09	365,95	10,48
Junc n16	334,92	0,35	346,37	11,45
Junc n4	355,40	0,15	366,54	11,14
Junc n6	343,09	0,37	353,80	10,71
Junc n14	343,14	0,37	354,74	11,6
Junc n11	356,89	0,33	367,34	10,45
Junc n12	357,97	0,12	368,38	10,41
Junc n18	357,00	17,69	367,27	10,27
Château d'eau Thiouririne	369,00	-24,88	369,00	0

Annexe VII.1 :

Abaque de VIBERT

