



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

SACI Abderrahim

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

Diagnostic et réhabilitation de la chaîne d'adduction du réseau AEP de la commune de TAMOKRA (W de Bejaia)

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

- Président : **M. BRAKENI A.**
- Promoteur (s) : **M. AMIROUCHE M.**
M. AMARA L.
- Examineur (s) : **M. BEDJOU A.**
- Invité : **M. AINAS B.**

Remerciements

En premier lieu, je remercie le bon dieu de m'avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes encadreur messieurs Amirouche .M et Amara.L, pour leurs appréciable aide, leurs grandes disponibilités, et leurs précieux conseils.

Je remercie aussi mon ami Halim Chalabi pour sa précieuse aide et disponibilité

Enfin, je tiens à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique à leurs tête M. Bedjou qui tout au long des années d'études nous ont transmis leurs savoir sans réserve



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma grande mère maternelle, que Dieu le tout puissant l'accueille Dans son vaste Paradis.

*A mes parents les plus chers au monde qui m'ont encouragé.
Et veillé sur moi.*

A mes grands-parents que dieu les gardent.

A mes très chers frères, Nabil, Massinissa, El-bahi et Azzedine

*A tous mes amis ; Lyes, Belkacem, Mokrane, Salim, Riad, Azwaw,
Nabil, Fouria, Yasmine, Rahim, Karim, Rafik, Dalil...ect.*

A tous les enseignants du département hydraulique Jijel.

A tous les enseignants du département hydraulique Bejaia.

A tous mes collègues de la DRE de Bejaia

A toute la promo de l'Hydraulique 2021/2022

Et à tous mes amis de près ou de loin.



S. Abderrahim

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation du site

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de la zone d'étude.....	2
I.2.1. Présentation de la commune de Tamokra	2
I.2.1.1. Situation géographique et administrative.....	2
I.2.1.2. Topographie et hydrographie du site	3
I.2.1.3. Aperçu Climatologique	4
✓ Températures	5
✓ Précipitations	6
✓ Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen 1953.....	7
I.2.1.4. Situation démographique	8
I.2.1.5. Situation hydraulique	9
I.2.1.5.1. Situation hydraulique existante.....	9
I.2.1.5.2. Situation hydraulique actuelle.....	9
I.3. Conclusion	11

Chapitre II : Diagnostic Physique

II.1. Introduction	12
a) Les Réseaux d'adduction	12
b) Les réseaux de distributions d'eau	12
II.2. Rappel sur la situation actuelle d'AEP de la zone d'étude.....	12
II.2.1. Les sources d'alimentation	12
II.3. Fonctionnement du réseau	14
II.3.1. Le système d'adduction	14
II.3.1.1. La chaîne d'adduction N°01 (Station de Traitement-R Tampon)	14
II.3.1.2. La chaîne d'adduction N°02 (Puits -Taourirth)	14
II.3.1.3. Les réservoirs de stockage existants.....	14
II.3.2. Réseau de distribution	15
II.4. Diagnostic Physique du réseau	15
II.4.1. Le Réseau d'adduction	15
II.4.1.1. Chaîne de refoulement N°01 (Station de traitement-Réservoirs Tampons Tassira) ..	15
II.4.1.1.1. Les stations de reprise.....	15
▪ La station de reprise SR1	15
▪ La station de reprise SR2	17
▪ La station de reprise SR3	18
II.4.1.1.2. Les ouvrages de stockage	20
▪ Réservoirs tampon Tassira 02*R300 m ³ et R500 m ³	20
▪ Réservoir R150 Tamokra Chef-lieu.....	21
▪ Réservoir R150 m ³ Bicher	22
▪ Réservoir R100 m ³ Taourirth.....	23
II.4.1.2. Chaîne de refoulement N°02 (Puits-Réservoir 100m ³ Taourirth)	24
▪ Le Puits	25
▪ La station de reprise 01	25
▪ La station de reprise 02	27
▪ La station de reprise 03	28
II.4.2. Les réseaux de distribution.....	29
II.5. Les réhabilitations à prévoir	30

II.5.1. Les adductions	30
▪ Mise en service	31
II.6. Conclusion	31

Chapitre III : Estimation des besoins en eau

III.1. Introduction	32
III.2. Situation démographique.....	32
III.2.1. Evaluation de la population.....	32
III.2.1.1. Taux d'accroissement.....	32
III.2.1.2. Estimation de la population.....	32
III.2.2. Equipements existants et Projetés	33
III.2.3. Choix de la dotation	34
▪ Commune rurale.....	34
▪ Dotation pour différentes populations.....	34
III.3. Les besoins en eau.....	35
III.3.1. La consommation moyenne journalière	35
III.3.1.1. Les besoins domestiques	35
III.3.1.2. Les besoins des équipements.....	36
III.3.1.2.1. Les équipements publics actuels	36
III.3.1.2.2. Les équipements futurs.....	37
III.3.1.3. Les besoins totaux en eau.....	37
III.3.1.4. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	38
III.3.2. La consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)	39
III.3.3. La consommation minimale journalière.....	40
III.3.4. Les consommations horaires	41
III.3.4.1. La consommation moyenne horaire	41
III.3.4.2. La consommation maximale horaire	41
III.4. Bilan ressources disponibles / besoins en eau.....	42
III.5. Conclusion.....	42

Chapitre IV : Réservoirs

IV.1. Introduction.....	43
IV.2. Rôles techniques des réservoirs	43
IV.3. Emplacement des réservoirs	43
IV.4. Classification des réservoirs.....	44
a) La situation des lieux.....	44
b) La forme	44
c) Les matériaux de construction.....	44
IV.5. Les équipements des réservoirs.....	45
IV.5.1. Conduite d'adduction	45
IV.5.2. Conduite de distribution.....	45
IV.5.3. Conduite du trop-plein	46
IV.5.4. Conduite de vidange.....	46
IV.5.5. Conduite BY-PASS.....	47
IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	47
IV.6. Calcul de la capacité des ouvrages de stockage.....	48
IV.6.1. Les réservoirs de stockage	48
A) Le volume de la réserve	48
A.1) Méthode Analytique.....	48
A.2) Méthode graphique	49
IV.6.1.1 Vérification de la capacité du réservoir existant au village Taourirth	49
IV.6.1.2 Détermination de la capacité du réservoir a projeté au village Tizi -Aidel	51
IV.6.1.3 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Boukerdous	52
IV.6.1.4 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Tassira	53
IV.6.1.5 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Touffirth	53

IV.6.1.6 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Boutouab	55
IV.6.1.7 Vérification de la capacité de stockage existante du village Bicher	56
IV.6.1.8 Vérification de la capacité des réservoirs tampons Tassira	57
IV.7. Conclusion	59

Chapitre V : Adduction

V.1. Introduction	60
V.2. Choix du tracé	60
V.2.1. Conditions techniques	60
V.2.2. Conditions économiques	60
V.3. Description du chemin du réseau d'adduction	60
V.4. Etude technico-économique	61
V.4.1. Étude théorique du diamètre économique	61
V.4.1.1. Le choix technique des diamètres	61
V.4.1.2. Calcul de la vitesse	61
V.4.1.3. Calcul des pertes de charge	62
V.4.1.3.1. Pertes de charge linéaires	62
V.4.1.3.2. Pertes de charge singulières	63
V.4.1.3.3. Pertes de charge totales	63
V.4.2. Calcul de la hauteur manométrique totale	63
V.4.3. Calcul de la puissance absorbée par la pompe	63
V.4.4. Energie consommée par la pompe	64
V.4.5. Frais d'exploitation	64
V.4.6. Frais d'amortissement	64
V.4.7. Calcul de bilan	65
V.4.8. La charge résiduelle	65
V.5. Dimensionnement des circuits d'adductions	65
V.5.1. Dimensionnement des adductions par refoulement	68
V.5.1.1. Tronçon1 : Station traitement monobloc - Station de reprise (SR01)	68
V.5.1.1.1. Caractéristiques du circuit	68
V.5.1.1.1.2. Intervalle de choix du diamètre économique	68
V.5.1.1.1.3. Calcul de la hauteur manométrique totale	68
V.5.1.1.1.4. Frais d'exploitation	69
V.5.1.1.1.5. Frais d'amortissement	69
V.5.1.1.1.6. Bilan des frais	69
V.5.1.1.1.7. Discussion des résultats	69
V.5.1.2. Tronçon 2 : Station de reprise (SR01) - Station de reprise (SR02)	69
V.5.1.2.1. Caractéristiques du circuit	69
V.5.1.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale	70
V.5.1.2.3. Frais d'exploitation	70
V.5.1.2.4. Frais d'amortissement	70
V.5.1.2.5. Bilan des frais	70
V.5.1.2.6. Discussion des résultats	71
V.5.1.3. Tronçon3 : Station de reprise (SR02) - Station de reprise (SR03)	71
V.5.1.3.1. Caractéristiques du circuit	71
V.5.1.3.2. Calcul de la hauteur manométrique totale	71
V.5.1.3.3. Frais d'exploitation	71
V.5.1.3.4. Frais d'amortissement	72
V.5.1.3.5. Bilan des frais	72
V.5.1.3.6. Discussion des résultats	72
V.5.1.4. Tronçon4 : Station de reprise (SR03) - Réservoirs tampons (R500 & 2xR300)	72
V.5.1.4.1. Caractéristiques du circuit	72
V.5.1.4.2. Calcul de la hauteur manométrique totale	72
V.5.1.4.3. Frais d'exploitation	73
V.5.1.4.4. Frais d'amortissement	73
V.5.1.4.5. Bilan des frais	73

V.5.1.4.6. Discussion des résultats.....	74
V.5.2.1. Réservoirs tampons vers R250 à projeter au village Boukerdous.....	74
V.5.2.1.1. Caractéristiques de l'adduction	74
V.5.2.1.2. Calcul du diamètre.....	74
V.5.2.1.3. Discussion des résultats.....	74
V.5.2.2. Adduction Réservoirs Tampons Vers R150 existant au village Bicher	75
V.5.2.2.1. Caractéristiques de l'adduction	75
▪ Tronçon N°01 (R500 m ³ - R150 m ³ existant)	75
V.5.2.2.2. Calcul de diamètre.....	75
V.5.2.2.3. Discussion des résultats.....	75
▪ Tronçon N°02 (R150 m ³ existant - R100 m ³ Projeté)	76
V.5.2.2.4. Calcul du diamètre.....	76
V.5.2.2.5. Discussion des résultats.....	76
V.5.2.3. Adduction Réservoirs tampons vers R200 projeté au village Boutouab.....	77
V.5.2.3.1. Caractéristiques de l'adduction	77
V.5.2.3.2. Calcul du diamètre.....	77
V.5.2.3.3. Discussion des résultats.....	77
V.5.2.4. Adduction Réservoirs tampons vers R200 Projeté au village Touffirth	78
V.5.2.4.1. Caractéristiques de l'adduction	78
V.5.2.4.2. Calcul du diamètre.....	78
V.5.2.4.3. Discussion des résultats.....	79
V.5.2.5. Adduction SR03 Tichi-Haf Vers R100 existant du village Taourirth.....	79
V.5.2.5.1. Caractéristiques de l'adduction	79
V.5.2.5.2. Calcul du diamètre.....	79
V.5.2.5.3. Discussion des résultats.....	80
V.5.2.6. Adduction R100 existant Taourirth vers R250 projeté village Tizi -Aidel.....	80
V.5.2.6.1. Caractéristiques de l'adduction	80
V.5.2.6.2. Calcul du diamètre.....	80
V.5.2.6.3. Discussion des résultats.....	80
V.6. Conclusion.....	81

Chapitre VI : Choix des Pompes

VI.1. Introduction.....	82
VI.2. Classification des pompes.....	82
VI.2.1. Les pompes volumétriques.....	82
VI.2.2. Les turbopompes	82
VI.2.2.1. Classification des turbopompes	82
• Suivant le type de roue	82
• Suivant le nombre d'étages.....	83
• Suivant la disposition de l'axe de la pompe	83
VI.3. Choix des pompes	83
VI.3.1. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge	84
VI.3.2. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	84
VI.3.2.1. Le débit	84
VI.3.2.2. La Hauteur manométrique totale.....	84
VI.3.2.3. La vitesse de rotation	84
VI.3.2.4. La puissance.....	84
VI.3.2.4.1. La puissance absorbée par la pompe.....	85
VI.3.2.4.2. La puissance utile.....	85
VI.3.2.5. Le rendement.....	85
VI.4. Courbes caractéristiques d'une pompe	85
VI.4.1. La courbe débit-hauteur	85
VI.4.2. La courbe de rendement.....	86
VI.4.3. La courbe puissance-débit.....	86
VI.4.4. Le point de fonctionnement	87
VI.4.4.1. Modification du temps de pompage.....	87

VI.4.4.2. Vannage ou création des pertes de charge	88
VI.4.4.3. Rognage de la roue.....	88
VI.4.4.4. Variation de la vitesse de rotation	89
VI.5. Couplage des pompes.....	89
VI.5.1. Couplage en série	90
VI.5.2. Couplage en parallèle.....	90
VI.6. Choix des pompes du projet.....	90
VI.6.1. Tronçon 1 : Station de traitement monobloc-SR1	90
VI.6.1.1. Caractéristique de la conduite	90
VI.6.1.2. Caractéristiques de la pompe	91
VI.6.1.3. Ajustement du point de fonctionnement	91
a) 1 ^{ère} variante : Agir sur le temps de pompage.....	91
b) 2 ^{ème} variante : Régulation par vannage	92
c) 3 ^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation	92
d) Bilan énergétique	92
VI.6.2. Tronçon 2 : Station de reprise SR1-Station de reprise SR2	93
VI.6.2.1. Caractéristiques de la conduite	93
VI.6.2.2. Caractéristiques de la pompe	93
VI.6.2.3. Ajustement du point de fonctionnement	93
a) 1 ^{ère} variante : Agir sur le temps de pompage.....	93
b) 2 ^{ème} variante : Régulation de débit par vannage	94
c) 3 ^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation	94
d) Bilan énergétique	94
VI.6.3. Tronçon 3 : Station de reprise SR2 - Station de reprise SR3	95
VI.6.3.1. Caractéristiques de la conduite	95
VI.6.3.2. Caractéristiques de la pompe	95
VI.6.3.3. Ajustement du point de fonctionnement	96
a) 1 ^{ère} variante : Agir sur le temps de pompage.....	96
b) 2 ^{ème} variante : Régulation de débit par vannage	96
c) 3 ^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation	96
d) Bilan énergétique	97
VI.6.4. Tronçon 4 : Station de reprise SR3 - Réservoirs tampons	97
VI.6.4.1. Caractéristiques de la conduite	97
VI.6.4.2. Caractéristiques de la pompe	97
VI.6.4.3. Ajustement du point de fonctionnement	98
a) 1 ^{ère} variante : Agir sur le temps de pompage.....	98
b) 2 ^{ème} variante : Régulation de débit par vannage	98
c) 3 ^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation	98
d) Bilan énergétique	99
VI.6.5. Etude de la cavitation.....	99
VI.6.5.1. Pompes à installer à la Station monobloc	99
➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration.....	99
VI.6.5.2. Pompes à installer à la Station de reprise N°01	99
➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration.....	99
VI.6.5.3. Pompes à installer à la Station de reprise N°02	99
➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration.....	100
VI.6.5.4. Pompes à installer à la Station de reprise N°03	100
➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration	100
VI.6.6. Récapitulatif des caractéristiques des pompes	100
VI.7. Simulation du fonctionnement de la chaîne d'adduction avec Epanet	100
VI.8. Conclusion	101

Chapitre VII : Coup de bélier

VII.1. Introduction	102
VII.2. Définition de coup de bélier	102

VII.3. Risques dus au phénomène de coup de bélier	102
VII.3.1. Cas de surpression	102
VII.3.2. Cas de dépression	103
VII.3.3. Risque de fatigue	103
VII.4. Moyens de protection des conduites contre le coup de bélier	103
VII.4.1. Vanne à fermeture lente.....	103
VII.4.2. Clapet by-pass.....	104
VII.4.3. Volant d'inertie.....	104
VII.4.4. Soupape de décharge	104
VII.4.5. Cheminée d'équilibre.....	105
VII.4.6. Réservoirs d'air.....	105
VII.4.7. Les ventouses.....	106
VII.5. Etude de phénomène de coup de bélier	106
VII.5.1. Cas d'une fermeture rapide.....	107
VII.5.2. Cas d'une fermeture lente.....	108
VII.6. Calcul du régime transitoire de la chaîne de refoulement	109
VII.6.1. Tronçon Station de traitement monobloc-SR1	109
VII.6.2. Tronçon Station de reprise SR1-SR2.....	111
VII.6.3. Tronçon Station de reprise SR2-SR3.....	113
VII.6.4. Tronçon Station de reprise SR3-Réservoirs tampons (RT) R500 m ³ et 2xR300 m ³ ..	115
VII.7. Calcul du régime transitoire de l'adduction gravitaire	118
VII.7.1. Présentation du logiciel Flowtite	118
VII.7.1.1. Le menu principal du programme.....	118
a) Archivo	118
b) Editar	118
c) Tuberías	118
d) Calcular	118
e) Gráficos.....	118
f) Informes	118
g) Ayuda	119
VII.7.1.2. Utilitaires de fichiers.....	119
a) Nuevo	119
b) Abrir Fichero de Datos	119
c) Grabar Datos	119
d) Grabar Datos Como	119
e) Abrir Resultados	119
f) Especificar Impresora	120
VII.7.1.3. Modifier les données.....	120
VII.7.1.4. Fenêtre de dialogue des données générales	120
- Nombre d'intervalles de calcul	120
- Temps de calcul maximal	121
VII.7.1.5. Modules de calcul	122
VII.7.1.6. Module graphique.....	122
VII.7.2. Simulation des adductions gravitaires	123
VII.7.2.1. Adduction Réservoirs tampons vers R250 projeté au village Boukerdous	123
VII.7.2.2. Adduction Réservoirs tampons vers R150 existant au village Bicher.....	124
VII.7.2.2.1. Tronçon N°01 : R500 m ³ - R150 m ³ existant.....	124
VII.7.2.2.2. Tronçon N°02 : R150 m ³ existant vers R100 m ³ Projeté.....	125
VII.7.2.3. Adduction Réservoirs tampons vers R200 projeté au village Boutouab	126
VII.7.2.4. Adduction Réservoirs tampons vers R200 Projeté au village Touffirth	128
VII.7.2.5. Adduction SR3 Tichi-Haf vers R100 existant au village Taourirth	129
VII.7.2.6. Adduction R100 Taourirth existant vers R250 Projeté au village Tizi-aidel ...	130
VII.8. Conclusion	132
Conclusion générale	133

Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Températures à travers la station de référence d'Ighil Ali	5
Tableau (I-2) : Coordonnées des Stations de référence thermique des régions.....	5
Tableau (I-3) : Coordonnées des Stations de référence pluviométrique des régions	6
Tableau (I-4) : Répartition de la pluviométrie moyenne annuelle (Année 2020)	6
Tableau (I-5) : Evolution de la population de la commune Tamokra.....	8
Tableau (II-1) : Aperçu sur les réservoirs existants dans la zone d'étude.....	14
Tableau (II-2) : Caractéristiques physiques de la chaîne de refoulement N°01	15
Tableau (II-3) : Caractéristiques hydromécaniques de la station de reprise SR1.....	16
Tableau (II-4) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR1.....	16
Tableau (II-5) : Caractéristiques hydromécaniques de la station de reprise SR2.....	17
Tableau (II-6) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR2	18
Tableau (II-7) : Caractéristiques de la station de reprise SR3.....	18
Tableau (II-8) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR3.....	19
Tableau (II-10) : Caractéristiques des réservoirs tampons Tassira	21
Tableau (II-11) : Caractéristiques du réservoir 150 m ³ Tamokra chef-lieu	22
Tableau (II-12) : Caractéristiques du réservoir 150 m ³ Bicher	23
Tableau (II-13) : Caractéristiques du réservoir 100 m ³ Taourirth.....	24
Tableau (II-14) : Caractéristiques physique de la chaîne refoulement N°02	25
Tableau (II-15) : Caractéristiques hydromécaniques du puits Taourirth.....	25
Tableau (II-16) : Caractéristiques hydromécaniques de la SR1	26
Tableau (II-17) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR1.....	26
Tableau (II-18) : Caractéristiques hydromécaniques de la SR2.....	27
Tableau (II-19) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR2.....	28
Tableau (II-20) : Caractéristiques hydromécaniques de la SR3	28
Tableau (II-21) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR3.....	29
Tableau (II-22) : Caractéristiques physiques des conduites d'amenées vers divers villages	30
Tableau (II-23) : Longueur du réseau de distribution d'AEP par village.....	30
Tableau (III-1) : Evolution de la population de la commune Tamokra	32
Tableau (III-2) : Nombre d'habitants par zone pour les différents horizons	33
Tableau (III-3) : Equipements existants et projetés	33
Tableau (III-4) : Dotation journalière pour différentes populations	34
Tableau (III-5) : Besoins domestiques des villages de la commune de Tamokra à divers horizon	35
Tableau (III-6) : Les besoins domestiques de la commune de Tamokra à divers horizons	36
Tableau (III-7) : Les besoins des équipements publics existants de la commune.....	36
Tableau (III-8) : Les besoins en Cheptel des villages de la commune de Tamokra	37
Tableau (III-9) : Récapitulation des besoins en eau par village de la zone d'étude.....	37
Tableau (III-10) : Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude.....	38
Tableau (III-11) : La consommation moyenne journalière majorée des agglomérations	39
Tableau (III-12) : Consommation maximale journalière à différents horizons	40
Tableau (III-13) : Consommation minimale journalière de la commune de Tamokra	40
Tableau (III-14) : Les débits moyens horaires de la commune de Tamokra.....	41
Tableau (III-15) : Valeurs α_{max} , β_{max} , et $K_{max.h}$ des villages de la commune	41
Tableau (III-16) : Bilan ressources-besoins d'AEP de la commune de Tamokra.....	42
Tableau (IV-1) : Détermination de la capacité du réservoir du village Taourirth	50
Tableau (IV-2) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Tizi-Aidel.....	51
Tableau (IV-3) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Boukerdous.....	52
Tableau (IV-4) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Touffirth.....	54
Tableau (IV-5) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Boutouab.....	55
Tableau (IV-6) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Bicher.....	56
Tableau (IV-7) : Détermination de la capacité des réservoirs tampons Tassira.....	58
Tableau (V-1) : Calcul de la Hmt, (Tronçon monobloc-SR01)	68
Tableau (V-2) : Calcul des frais d'exploitation, (Tronçon monobloc-SR01)	69
Tableau (V-3) : Calcul des frais d'amortissement, (Tronçon monobloc-SR01)	69

Tableau (V-4) : Calcul du bilan, (Tronçon monobloc-SR01)	69
Tableau (V-5) : Calcul de la Hmt pour les différents diamètres, (SR01-SR02)	70
Tableau (V-6) : Calcul des frais d'exploitation, (SR01-SR02)	70
Tableau (V-7) : Calcul des frais d'amortissement, (SR01-SR02)	70
Tableau (V-8) : Calcul du bilan, (SR01-SR02)	71
Tableau (V-9) : Calcul de la Hmt pour les différents diamètres, (SR02-SR03)	71
Tableau (V-10) : Calcul des frais d'exploitation (SR02-SR03)	71
Tableau (V-11) : Calcul des frais d'amortissement, (SR02-SR03)	72
Tableau (V-12) : Calcul du bilan, (SR02-SR03)	72
Tableau (V-13) : Calcul de la Hmt pour les différents diamètres, (SR03-R tampons)	73
Tableau (V-14) : Calcul des frais d'exploitation, (SR03-R tampons)	73
Tableau (V-15) : Calcul des frais d'amortissement, (SR03-R tampons)	73
Tableau (V-16) : Calcul du bilan (SR03-R tampons)	73
Tableau (V-17) : Calcul du diamètre théorique Adduction R500-R250 Boukerdous	74
Tableau (V-18) : Pertes de charges Adduction R250 Projeté Boukerdous.....	75
Tableau (V-19) : Calcul du diamètre théorique Adduction R500-R150 Bicher existant	75
Tableau (V-20) : Pertes de charges Adduction R500-R150 existant Bicher	76
Tableau (V-21) : Calcul du diamètre théorique Adduction R100 Bicher Projeté.....	76
Tableau (V-22) : Pertes de charges Adduction R100 Projeté Bicher	76
Tableau (V-23) : Récapitulatif diamètres Adductions, R150 existant et R100 Projeté Bicher ...	77
Tableau (V-24) : Calcul du diamètre théorique adduction R500-R200 Boutouab	77
Tableau (V-25) : Pertes de charges Adduction R200 Projeté Boutouab	78
Tableau (V-26) : Caractéristique de l'adduction existante PEHD DN250mm.....	78
Tableau (V-27) : Calcul du diamètre théorique piquage-R200 projeté Touffirth.....	79
Tableau (V-28) : Pertes de charges adduction R200 Projeté Touffirth	79
Tableau (V-29) : Calcul du diamètre théorique SR3-R100 existant Taourirth.....	80
Tableau (V-30) : Pertes de charges Adduction (SR3Tichi-Haf -R100 Taourirth existant)	80
Tableau (V-31) : Calcul du diamètre théorique R100 existant Taourirth-R250Projeté Tizi-Aidel	80
Tableau (V-32) : Pertes de charges adduction (R100 existant Taourirth-R250 Tizi-Aidel)	81
Tableau (VI-1) : Récapitulatif des caractéristiques des différents GEPH des Stations.....	100
Tableau (VII-1) : Coefficient K dépendant du matériau de la conduite.....	109
Tableau (VII-2) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (Monobloc-SR1)	110
Tableau (VII-3) : Caractéristique du réservoir anti bélier de la station monobloc.....	110
Tableau (VII-4) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (SR1-SR2)	112
Tableau (VII-5) : Caractéristique du réservoir anti bélier de la SR1	112
Tableau (VII-6) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (SR2-SR3)	114
Tableau (VII-7) : Caractéristique du réservoir anti bélier de la SR2	114
Tableau (VII-8) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (SR3-R tampons)	116
Tableau (VII-9) : Caractéristique du réservoir anti bélier de la SR3	117
Tableau (VII-10) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (R500-R250 Boukerdous projeté)	123
Tableau (VII-11) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (R500-R150 Bicher existant)	125
Tableau (VII-12) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (R150-R100 Bicher projeté)	125
Tableau (VII-13) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (R500-R200 Boutouab projeté)	127
Tableau (VII-14) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (N1-R200 Touffirth projeté)	129
Tableau (VII-15) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (SR3-R100 Taourirth) ..	130
Tableau (VII-16) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (R100-R250 Tizi-Aidel projeté)	131

Liste des figures

Figure (I-1) : Carte Administrative de la wilaya de Bejaia.....	2
Figure(I-2) : Vue satellitaire de la zone d'étude	3
Figure(I-3) : Présentation du relief de la zone d'étude	4
Figure(I-4) : Variation de la température.....	5
Figure (I-5) : Variation des précipitations annuelles	6
Figure (I-6) : Diagramme Ombrothermique	7
Figure (I-7) : Répartition de la population la commune de Tamokra en 2020	8
Figure (I-8) : Schéma vertical du système actuel d'AEP de la commune de Tamokra	10
Figure (II-1) : Plan de situation du puits de Taourirth.....	12
Figure (II-2) : Plan de situation des puits Taourirth et Bouhamza	13
Figure (II-3) : Plan de situation de la station de traitement de Tamokra.....	13
Figure (II-4) : Vue extérieure de la SR1	16
Figure (II-5) : Equipements électriques de la SR1	17
Figure (II-6) : Equipements hydromécaniques de la SR2	17
Figure (II-7) : Etat du réservoir de la SR2.....	18
Figure (II-8) : Vue extérieure de la SR3	19
Figure (II-9) : Equipements électriques et hydromécaniques de la SR3	20
Figure (II-10) : Vue extérieure des réservoirs tampons.....	21
Figure (II-11) : Réservoir 150 m ³ Tamokra Chef-lieu.....	22
Figure (II-12) : Vue extérieure du réservoir 150 m ³ Bicher	23
Figure (II-13) : Etat du réservoir 100 m ³ Taourirth.....	24
Figure (II-14) : Vue extérieure du Puits Taourirth	25
Figure (II-15) : Equipements hydromécaniques de la SR1	26
Figure (II-16) : Vue extérieure du réservoir de la SR1.....	27
Figure (II-17) : Equipements hydromécaniques de la SR2	27
Figure (II-18) : Vue extérieure du réservoir de la SR2.....	28
Figure (II-19) : Vue extérieure de la station de reprise SR3	29
Figure (IV-1) : Emplacement d'un réservoir	44
Figure (IV-2) : Conduite d'adduction de la partie supérieure.....	45
Figure (IV-3) : Conduite d'adduction du fond	45
Figure (IV-4) : Conduite de distribution.....	46
Figure (IV-5) : Conduite Trop Plein	46
Figure (IV-6) : Conduite de vidange	47
Figure (IV-7) : Conduite by passe	47
Figure (IV-8) : Matérialisation de la réserve d'incendie « Système à siphon »	48
Figure (V-1) : Schéma vertical du système d'AEP Projeté de la commune de Tamokra	66
Figure (V-2) : Schéma vertical d'adduction AEP des villages Taourirth et Tizi-aidel	67
Figure (VI-1) : roue radiale.....	83
Figure (VI-2) : roue hélico.....	83
Figure (VI-3) : roue semi radiale	83
Figure (VI-4) : Courbe caractéristique débit-hauteur	86
Figure (VI-5) : Courbe caractéristique débit-rendement	86
Figure (VI-6) : Courbe caractéristique puissance - débit.....	86
Figure (VI-7) : Point de fonctionnement d'un circuit de refoulement.....	87
Figure (VI-8) : Point de fonctionnement d'une pompe par rognage	88
Figure (VI-9) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation	89
Figure (VI-10) : Couplage de pompes en série.....	90
Figure (VI-11) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station monobloc	91
Figure (VI-12) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station SR1	93
Figure (VI-13) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station SR2	95
Figure (VI-14) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station SR3	97
Figure (VI-15) : Modélisation du système d'approvisionnement d'AEP de Tamokra.....	101
Figure (VII-1) : Volant d'inertie.....	104

Figure (VII-2) : Soupape de décharge	104
Figure (VII-3) : Cheminée d'équilibre	105
Figure (VII-4) : Volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir	106
Figure (VII-5) : Ventouse à triple fonction	106
Figure (VII-6) : Valeurs de surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement	108
Figure (VII-7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon « Station monobloc - SR1 »	110
Figure (VII-8) : Epure de BERGERON du tronçon « Monobloc - SR1 »	111
Figure (VII-9) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon « Monobloc - SR1 »	111
Figure (VII-10) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon SR1-SR2	112
Figure (VII-11) Epure de BERGERON du tronçon « SR1 - SR2 »	113
Figure (VII-12) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon « SR1-SR2 »	113
Figure (VII-13) Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon SR2-SR3 ..	114
Figure (VII-14) : Epure de BERGERON pour le tronçon « SR2 - SR3 »	115
Figure (VII-15) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon SR2 - SR3	115
Figure (VII-16) : Variation de la pression absolue en fonction du temps « tronçon SR3-RT ..	116
Figure (VII-17) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR3 - RT	117
Figure (VII-18) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon SR3 - RT	117
Figure (VII-19) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (R500 - R250 Boukerdous)	123
Figure (VII-20) : Variation de la pression absolue en fonction du temps, Tronçon R500-R250 Boukerdous)	124
Figure (VII-21) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour canalisation du tronçon gravitaire (R500 - R150 Bicher existant)	124
Figure (VII-22) : Variation de la pression absolue en fonction du temps (Tronçon R500 - R150 Bicher existant)	125
Figure (VII-23) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (R150 - R100 Bicher projeté)	126
Figure (VII-24) : Variation de la pression absolue en fonction du temps (Tronçon R150 - R100 Bicher projeté)	126
Figure (VII-25) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (R500 - R200 Boutouab projeté)	127
Figure (VII-26) : Variation de la pression absolue en fonction du temps (Tronçon R500-R200 Boutouab projeté)	128
Figure (VII-27) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (N1-R200 Touffirth projeté)	128
Figure (VII-28) : Variation de la pression absolue en fonction du temps (Tronçon N1-R200 Touffirth projeté)	129
Figure (VII-29) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (SR3-R100 Taourirth existant)	129
Figure (VII-30) : Variation de la pression absolue en fonction du temps (Tronçon SR3-R100 Taourirth existant)	130
Figure (VII-31) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (R100-R250 Tizi-Aidel projeté)	131
Figure (VII-32) : Variation de la pression absolue en fonction du temps (Tronçon R100-R250 Tizi-Aidel projeté)	132

Liste des Symboles

A : amortissement annuel
a : Célérité de l'onde (m/s)
B : bilan des frais
B : Valeur du coup de bélier (m)
Ca : Cote d'aspiration en (m)
Cc : Coût total de la canalisation
CR : Cote radier en (m)
CTP : Cote trop plein en (m)
D₁ : Diamètre de la roue avant rognage
D₂ : Diamètre de la roue après rognage
D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m)
D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m)
D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m)
DN : diamètre nominal de la conduite (m)
E : Énergie annuelle consommée par la pompe (kwh)
e : Epaisseur de la conduite (mm)
g : Accélération de la pesanteur en m/s²
H₀ : Pression absolue dans la conduite (m)
H_g : Hauteur géométrique (m)
H_m : Charge motrice en (m)
H_r : charge résiduelle
i : Taux d'annuité
i : Taux d'accroissement annuel de la population
J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m)
J_L : perte de charge linéaire en m
J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m)
J_s : Perte de charge singulière
K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K=1 pour la fonte) ;
K_{vs} : Coefficient de variation saisonnière
L : Longueur de la conduite (ml)
m : Coefficient de rognage
n : Durée d'amortissement de la conduite
n : Intervalle d'années séparant l'année PN et P₀
N_i : Nombre d'utilisateurs pour chaque catégorie de consommateurs
NPSH_d : Charge minimale disponible à l'aspiration (m)
NPSH_r : Charge nette minimale à l'aspiration (m)
P : Puissance absorbée par la pompe (kw)
P% : Pourcentage du résidu maximum dans le réservoir en (%)
P₀ : Population de l'année de référence
P₀ : Pression atmosphérique (m)
Pa : puissance absorbée par la pompe (w)
P_{max} : pression maximale en (m)
P_{min} : pression minimale en (m)
P_n : Population future pour l'horizon considéré dans n années ;
PN : Pression nominale
Q : débit véhiculé en m³ /s
qi : Dotation journalière pour chaque type de consommateur en (litre/jour/usager)
Q_{max j} : Débit maximum journalier en (m³/j)
Q_{min j} : Débit minimal journalier
Q_{moy j} : Débit moyen journalier en (m³/j)
r : le pourcentage de rognage
Re : nombre de Reynolds
S : surface de la conduite en m²

t : Temps de pompage(heure)
t: la durée de vie de la conduite
U_{max} : volume maximal d'air en régime transitoire
U_r : volume total du réservoir
V⁻ : Valeur minimale de déficit
V : vitesse d'écoulement en m/s
V⁺ : Valeur maximale de surplus
V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s)
V_{inc} : Volume d'incendie
V_u : Volume utile de stockage du réservoir
α : Coefficient de vieillissement
η : Rendement global d'une installation de pompage.
λ : Coefficient de frottement
H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m)
β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants
V_{min} : Résidu minimal (m³)
ε₀ : Rugosité absolue des tuyaux
K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimale journalier
α_{max} : Coefficient qui dépend de niveau de vie de la population et du confort.
V_{max} : Résidu maximal en (m³)
ΔHT : Pertes de charge totales

ACRONYMES

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat.
PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et D'urbanisme
PEHD : Polyéthylène Haute Densité
SR1 : Station de reprise N°01
SR2 : Station de reprise N°02
SR3 : Station de reprise N°03
SR4 : Station de reprise N°04
RT : Réservoirs tampons
FD : fonte ductile

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours une influence sur la vie de l'homme. Jadis on croyait que l'eau est en quantités abondantes et que ses ressources sont inépuisables, aujourd'hui son abondance et sa pureté sont mises à défaut par les conditions climatiques et les activités humaines.

A l'instar de la majorité des communes de Bejaia, Tamokra qui, en dépit de sa possession exclusive d'une station de traitement monobloc et d'une chaîne d'adduction toute neuve, sa population souffre encore du manque d'eau, ce qui a accentué le phénomène de l'exode rural vers les grandes agglomérations. En effet, Avec les huit villages qu'elle comporte, la commune de Tamokra a été identifiée comme étant une zone d'ombres qui, par conséquent, nécessite un plan de relance économique en urgence. Devant cette situation, il est impératif de concevoir d'un système judicieux d'approvisionnement, de stockage et de distribution, afin de satisfaire la demande et de pallier toutes les insuffisances.

L'objectif du présent projet, consiste à faire un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la commune de Tamokra (Wilaya de Bejaia), ensuite, apporter des solutions idoines aux problèmes d'approvisionnement de la population de cette commune. Pour ce faire, nous allons procéder comme suit :

- Collecter les données concernant la zone d'étude à savoir, la situation géographique, hydraulique, la répartition et l'évolution de la population, les équipements existants et futurs. Ces données nous permettront de déterminer les besoins en eau à mobiliser ;
- Diagnostiquer le système d'AEP existant (mode d'approvisionnement, chaînes d'adductions, distribution et le bilan de ressources) ;
- Estimer les besoins en eau de la population à divers horizons et la projection éventuelle d'ouvrages hydrauliques (sécurisation et augmentation des capacités de stockage) ;
- Mener à bien une étude techno-économique dans le but de dimensionner les différents circuits de refoulement et gravitaires ;
- Choisir les groupes électropompes pour les différentes stations de reprise ;
- Prendre les précautions nécessaires pour assurer un réseau durable, en protégeant les différentes adductions gravitaires ou par refoulement contre le phénomène du coup de bélier.

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale, se présentant comme une synthèse de nos résultats, et qui résume les différentes parties évoquées ci-dessus.

Chapitre I

Présentation du Site

I.1. Introduction

Cette partie de l'étude consiste à présenter le site sous plusieurs aspects. Elle donne ainsi un aperçu des caractéristiques essentielles de la zone étudiée. La commune de Tamokra. Jusqu'alors enclavée sur les hauteurs de la wilaya de Bejaia, C'est une commune rurale située en pleine zone montagneuse et entourée par des massifs montagneux.

I.2. Présentation de la zone d'étude

I.2.1. Présentation de la commune de Tamokra

I.2.1.1. Situation géographique et administrative

La zone d'étude, à savoir la commune de Tamokra, s'étend sur une superficie de 68,4 km², elle est située à environ de 90 km de la ville de Bejaïa et à environ 25 kilomètres au Sud-Est de la ville d'Akbou [1].

La commune de Tamokra est issue du découpage administratif de 1984 et relève de la Daïra d'Akbou. Elle est délimitée comme suit Figure (I-1) :

- Au Nord, par la commune de Bouhamza ;
- A l'Ouest, par la commune d'Ait R'zine ;
- A l'Est, par la commune d'El-Maïn (wilaya de bordj Bou-Arredj) ;
- Au Sud, par la wilaya de bordj Bou-Arredj.

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



Figure (I-1) : Carte administrative de la wilaya de Bejaia (Source Wikipédia)

La commune de Tamokra, est une commune de la daïra d'akbou, wilaya de Bejaïa. Elle est composée de 08 villages (zone d'étude).

- Tamokra (Chef lieu);
- Tassira ;
- Boukerdous ;
- Bicher ;
- Boutouab ;
- Touffirt ;
- Tizi Aidel ;
- Taourirt.



Figure(I-2) : Vue satellitaire de la zone d'étude (Google earth)

1.2.1.2. Topographie et hydrographie du site

En analysant la carte topographique, nous remarquons que les agglomérations secondaires de la Commune de Tamokra (zone d'étude), tels que les villages Taourirth, Tizi-Aidel, Boukerdous, Tassira, Bicher, Touffirth et Boutouab sont dispersés et chacun d'eux se trouve éloigné de l'autre. La zone d'étude est caractérisée par un relief accidenté et par des chaînes montagneuses occupant la majorité de la région.

De point de vue altimétrique, le village Tassira sis au milieu de la zone d'étude et surplombe toute la région, culmine à 850 m. Cette caractéristique lui confère, sans doute, un site d'implantation de réservoirs tampons qui alimentent l'ensemble des villages. D'autre part, le point le plus bas se trouve au village Boutouab à une altitude environ de 350 m [1].

Cette répartition topographique est donnée par la figure (I-3) ci-dessous :



Figure(I-3) : Présentation du relief de la zone d'étude (Carte d'état-Major 1984)

La commune de Tamokra est parsemée de petites forêts de pins et de cèdres, dont la plus grande est celle d'Adrar Oumaza, que la commune partage avec celle d'El-Maïn et qui couvre toute la surface de la montagne, ainsi que celle d'Adrar Iwoula, qui couvre tout le versant nord de la montagne. Les terres non habitées sont presque toutes plantées d'oliviers et de figuiers.

La chevelure hydrographique est pratiquement dense et pleine de ravins et talweg, constituant ainsi deux bassins versants contigus et séparés par une ligne de partage des eaux commune :

- Le réseau hydrographique du versant incluant les villages Taourirth, Tizi-Aidel, Tamokra et Boukerdous qui se déverse dans le Barrage Tichi-haf ;
- Le réseau hydrographique du versant comportant les villages Tassira, Bicher, Touffirth et Boutouab qui se déverse dans l'Oued "Tassifth N'Boutouab", de son tour vers Oued Bouselam.

1.2.1.3. Aperçu Climatologique

Le site d'étude jouit d'un climat méditerranéen, subhumide caractérisé par un été chaud où la température atteint 40°C par temps sirocco sur les crêtes et au fond d'oueds, et hiver froid avec chute de neige allant de mois de Novembre au mois d'Avril avec une température moyenne qui varie entre 08°C et 15°C. Quant aux précipitations, elles varient entre 400 mm/an au niveau de la zone basse et 800 mm/an dans la zone montagneuse.

Les vents dominants sont de type Nord et Ouest alors que les vents du Sud sont moins fréquents. La sécheresse s'étale généralement sur quatre mois c-à-d du mois de juin au mois de Septembre, elle est plus intense en mois de Juillet et Août [1].

✓ Températures

La station de référence d'Ighil-Ali est la station la plus proche de la zone d'étude, et qui nous donne la température moyenne annuelle résumé dans le tableau (I-1) suivant :

Tableau (I-1) : Températures à travers la station de référence d'Ighil Ali [1]

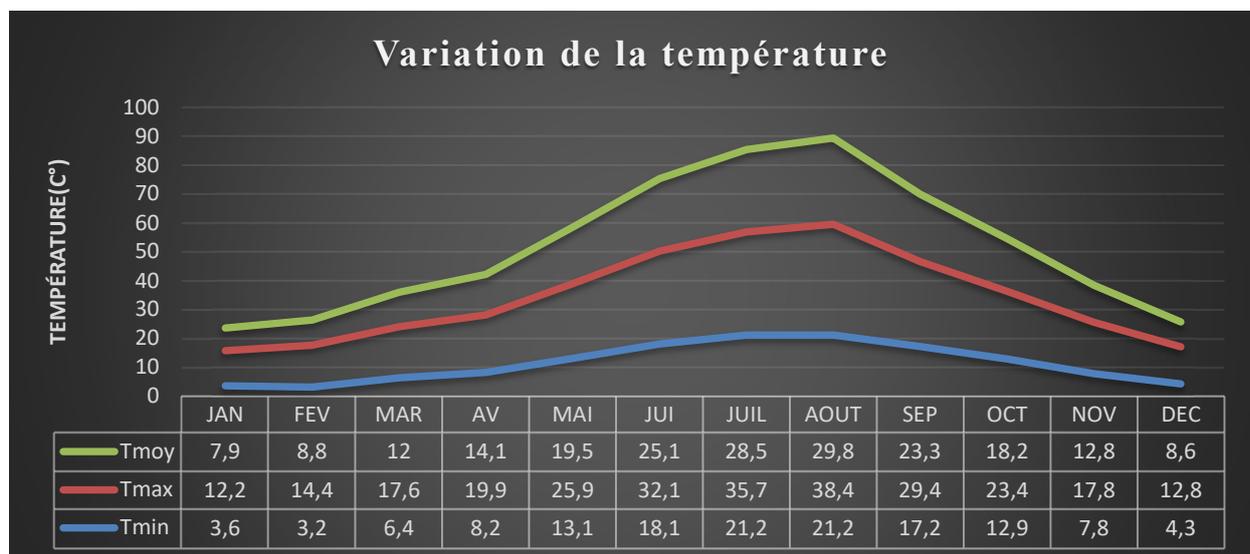
Station		Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Annuel
Ighil Ali	T _{min}	03,6	03,2	06,4	08,2	13,1	18,1	21,2	21,2	17,2	12,9	07,8	04,3	11,5
	T _{max}	12,2	14,4	17,6	19,9	25,9	32,1	35,7	38,4	29,4	23,4	17,8	12,8	23,1
	T _{moy}	07,9	08,8	12,0	14,1	19,5	25,1	28,5	29,8	23,3	18,2	12,8	08,6	17,3

Les coordonnées des stations thermiques de référence sont illustrées dans le tableau (I-2) ci-dessous :

Tableau (I-2) : Coordonnées des Stations de référence thermique des régions [1]

Nom Station	Code Station	Source d'information	Longitude	Latitude	Altitude (m)
BOUIRA	151004	ONM	03°53 E	36°23 N	555
IGHIL ALI	150503	ANRH	258,900	338,900	650

La variation de la température annuelle de la région est donnée par la figure (I-4) ci-dessous :



Figure(I-4) : Variation de la température (Source Station de référence d'ighil Ali)

Le mois d'Aout est le mois le plus chaud de l'année qui présente une température de 38,4°C, et le mois de Février, c'est le mois le plus froid de l'année avec une température qui atteindra la moyenne de 04 °C.

✓ *Les Précipitations*

Avant d'analyser la répartition de la pluviométrie, il est important de signaler qu'en fonction des cartes pluviométriques établies en 1989 par l'A.N.R.H, la région étudiée peut être divisée en deux zones. Elle est donnée dans le tableau (I-3) ci-dessous :

Tableau (I-3) : Coordonnées des Stations de référence pluviométrique des régions [1]

Nom station	Code station	Source d'information	Longitude	Latitude	Altitude (m)
AKBOU	151002	ANRH	665,40	353,00	240
IGHIL ALI	150503	ANRH	258,90	338,90	650

La station pluviométrique d'Akbou est la station la plus proche de la zone d'étude, et qui nous renseigne sur la pluviométrie moyenne annuelle, résumée dans le tableau suivant (I-4) ci-dessous :

Tableau (I-4) : Répartition de la pluviométrie moyenne annuelle (Année 2020) [1]

Station		Mois											Annuel	
		Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov		Déc
AKBOU	P (mm)	63,4	40,2	41,6	43,4	33,4	7,9	1,8	6,1	23,3	33,5	44,4	64,8	403,8

La représentation graphique de la pluviométrie annuelle (année 2020) est représentée dans la figure ci-dessous :

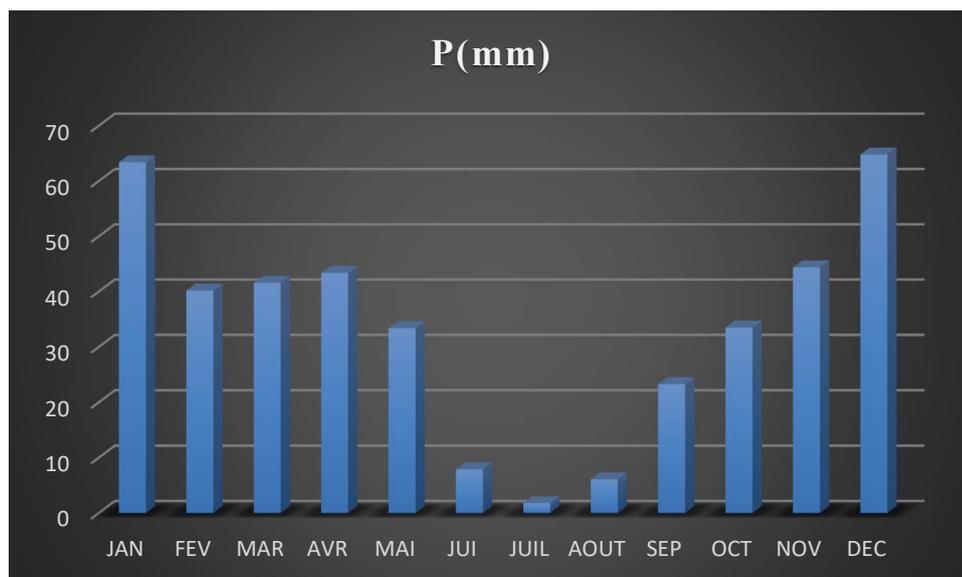


Figure (I-5) : Variation des précipitations annuelle (Année 2020)

Le mois le plus sec est celui de Juillet avec seulement 1,8 mm, par contre la moyenne de 64,8 mm, correspond au mois de Décembre qui enregistre la plus haute quantité de précipitations.

Les pluies dans cette région sont connues par leur intensité et leur brutalité dans la période hivernale, et pratiquement leurs absences dans la période estivale, donc les précipitations sont réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. La neige occupe les crêtes des montagnes de la région.

✓ *Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gaussen (1953)*

L'approche adoptée par ces auteurs considère qu'un mois est sec quand le total de la précipitation P en millimètre est inférieur au double de la température T, c'est-à-dire quand le rapport $P/T < 2$, Ou $P < 2 T$.

Le diagramme Ombrothermique permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme sont reportés :

- En abscisses les mois de l'année ;
- En ordonnées les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celle des précipitations de l'autre.

Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

Le diagramme ombrothermique de la zone d'étude est tracé sur la figure (I-6) ci-dessous ;

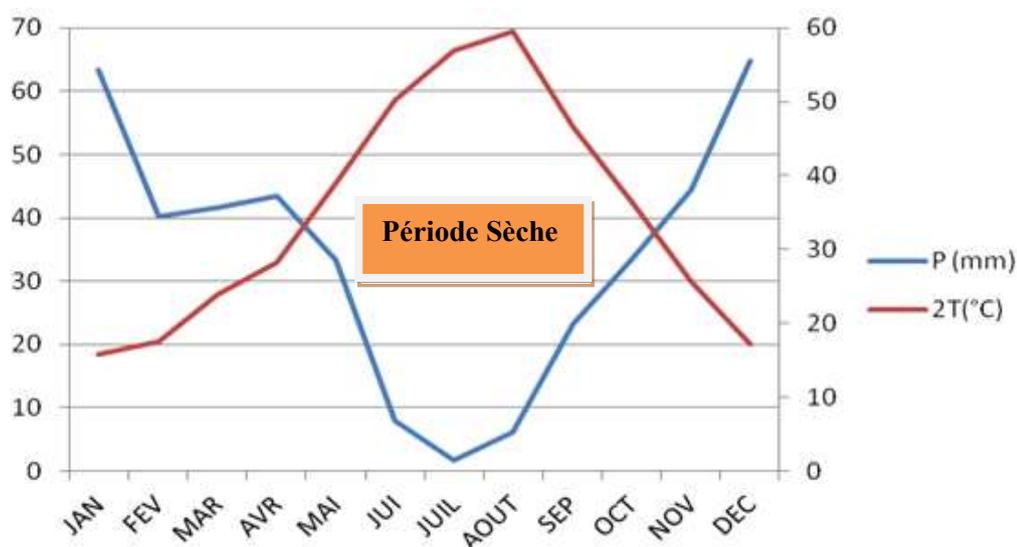


Figure (I-6) : Diagramme Ombrothermique

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN, montre que la période sèche au niveau de la région d'étude s'étale de mois de Mai jusqu'au début-Novembre.

I.2.1.4. Situation démographique

Selon le recensement de la population (RGPH avril 2008), la population de la commune de Tamokra compte 4015 habitants. Le tableau ci-dessous montre l'évolution de la population entre (1987 et 2020).

Tableau (I-5) : Evolution de la population de la commune Tamokra [2]

Année	Évolution démographique de la commune de Tamokra			
	(1987)	(1998)	(2008)	(2020)
	4100	5 159	4 015 (RGPH)	4776 (APC)
Période	1987-1998		1998-2008	2008-2020
Taux d'accroissement (%)	2,11		- 2,54	1,60

D'après les données dressées dans le Tableau (I-5), la population de la commune de Tamokra a connu un taux de croissance de 2,11% entre 1987 et 1998, ensuite, un taux de 2,54, négatif pendant la période (1998-2008). Cette nouvelle tendance inhabituelle s'explique principalement par le phénomène de l'exode rural qui, à l'instar de tous les villages de Bejaia, la commune Tamokra n'a pas été épargnée et cela en quête d'un niveau de vie meilleur.

Après l'année 2008, la commune de Tamokra a connu un rebondissement significatif marqué par un développement considérable, notamment au niveau du chef-lieu, dans le domaine des services ainsi que de transport et bénéficie de l'aide d'habitat (logements rural), et cela a encouragé la population de rester aux villages et avoir une évolution démographique de nouveau pour les années avenir.

La figure (I-7) ci-dessous, nous donne la répartition de la population de chaque village de l'année 2020.

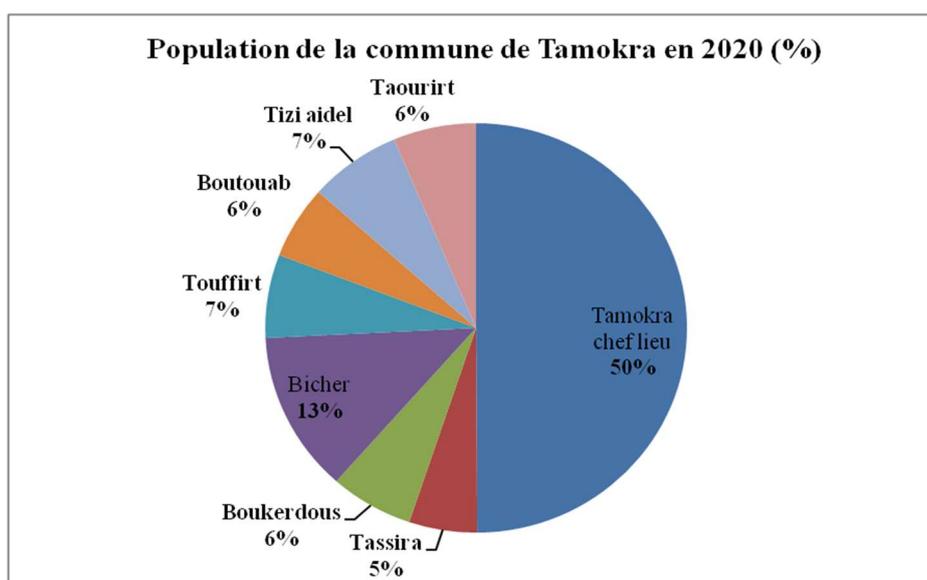


Figure (I-7) : Répartition de la population la commune de Tamokra en 2020

1.2.1.5. Situation hydraulique

La commune de Tamokra, a connu un développement apprécié en matière de réalisation des infrastructures hydrauliques. Néanmoins, la situation demeure déplorable malgré les projets structurants dont elle a bénéficié (réalisation de deux chaînes de refoulements AEP), pour l'alimentation en eau potable des villages de la commune [3].

En dépit de la mobilisation d'une importante ressource en eau avec le raccordement de la commune au transfert d'eau du barrage Tichi-Haf, le réseau d'AEP souffre encore de divers problèmes et la situation est loin d'être rassurante, ce qui a constitué un défi majeur à relever aussi bien par L'APC (maitre d'ouvrage) que par le bureau engagé, pour pallier ces difficultés rencontrées dans la gestion du réseau.

1.2.1.5.1. Un aperçu sur l'histoire du réseau d'AEP

Une chaîne d'adduction par refoulement mise en service en 1987 est composée de :

- Un puits et deux forages fournissant au total un débit (03 l/s) et alimentant uniquement deux villages (Taouririh et Tizi-Aidel) ;
- Un linéaire de 2900 ml de conduites de refoulement en acier 150 mm ;
- Trois stations de reprise avec un réservoir de 50 m³ chacune ;
- Un réservoir de stockage de 100 m³ implanté au point le plus culminant du village Taouririh ;
- Un réseau de distribution avoisinant 60 km de linéaire conçu en acier galvanisé, et une petite partie en enrobée qui dessert la totalité des villages [3].

Une nouvelle chaîne de refoulement mise en service en 2011, dont la consistance physique :

- 6800 ml de conduite de refoulement en fonte ductile DN 300 mm ;
- Trois stations de reprise ayant des réservoirs de 100 m³, 50 m³ et 50 m³ respectivement chacune ;
- Trois réservoirs de stockage de 500 m³ et 02 * 300 m³ ;
- Un barrage de capacité utile de 75 millions de m³, implanté dans l'oued Bouselam destiné à l'alimentation en eau potable de 22 communes situées le long du couloir de la Soummam, profite déjà à la localité de Tamokra, branchée depuis janvier 2009 ;
- Station de traitement monobloc destinée uniquement à la commune de Tamokra dont la capacité de traitement est (180 m³/h, soit 50 l/s) [3].

1.2.1.5.2. Situation actuelle du réseau d'AEP

La structure du système d'approvisionnement en eau potable est figurée sur le schéma synoptique (Figure (I-8)) ci-après :

Le système est constitué principalement de :

- Deux chaînes de refoulement.
- Un transfert inter réservoir, (réservoir Tassira - réservoir Taourirth).
- Réseaux de distribution vers les différents villages.

I.3. Conclusion

Dans ce présent chapitre on a présenté la région d'étude dans son contexte général. On a donné un aperçu sur les différentes caractéristiques géographiques, administratives, topographiques hydrographiques, climatiques et hydrauliques. Compte tenu des problèmes enregistrés, dans le prochain chapitre nous aborderons l'état de fonctionnement de l'ensemble de la structure du réseau existant.

Chapitre II

Diagnostic Physique

II.1. Introduction

Le diagnostic a pour objectif de déceler les insuffisances des installations électromécaniques, du génie civil et relever d'éventuels dysfonctionnements dans le réseau d'AEP d'une agglomération. On s'intéressera alors aux deux parties suivantes :

a) Les Réseaux d'adduction

- Les sources d'approvisionnement ;
- Les stations de pompage et Réservoirs de stockage ;
- Les conduites d'adductions ;
- Le taux de fuites et la localisation des zones de fuites.

b) Les réseaux de distributions d'eau.

- Types et états physiques des conduites de distribution ;
- Nature des dysfonctionnements et localisation des zones de fuites ;
- Le taux de raccordement (abonnés).

II.2. Rappel sur la situation actuelle d'AEP de la zone d'étude

II.2.1. Les sources d'alimentation

En 1980, la source d'approvisionnement pour l'alimentation en eau potable de la commune de Tamokra se fait en deux endroits différents tel que :

- Un puits et deux forages fournissant un débit total de 15 l/s, ces derniers se situent sur le lit d'oued bouselam à Sahel Nath Brahem au lieu-dit Anzatene à une altitude de 225 m (NGA).

La localisation de cette source d'approvisionnement est donnée par les plans de situation (figure (II-1) et (II-2) ci-dessous ;



Figure (II-1) : Plan de situation du puits alimentant village Taourirth

En 1987, un puits a été réalisé à l'amont du Barrage Tichi-Haf au voisinage du village Tansaouth commune de Bouhamza, ce dernier alimente uniquement deux villages, Taourirth et Tizi Aidel avec un débit ne dépassant pas 03 l/s [3].

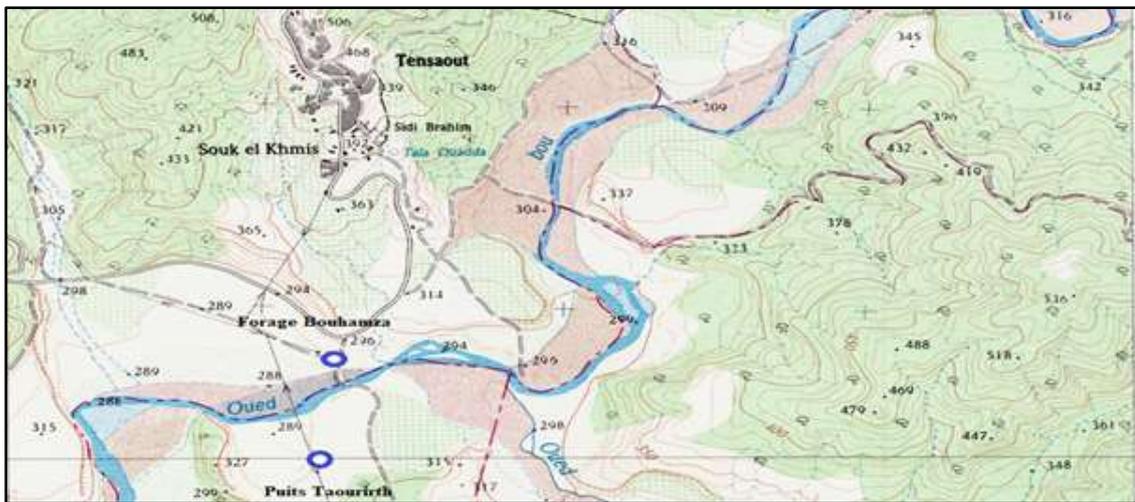


Figure (II-2) : Plan de situation des puits de Taourirth et Bouhamza

A partir de l'année 2011, une station de traitement monobloc a été réalisée sur la rive gauche d'Oued Bouselam au lieu-dit Sahel Ait Brahem, située au voisinage des forages et puits existants de l'ancien point de prélèvement.

Cette station de traitement est destinée pour alimenter la totalité de la commune (le Chef-lieu et les autres villages) avec une production de 4320 m³/j des eaux provenant entièrement du Barrage Tichi-Haf, soit l'équivalent de 50 l/s, et cela pour combler le déficit des besoins en AEP à long terme [3].

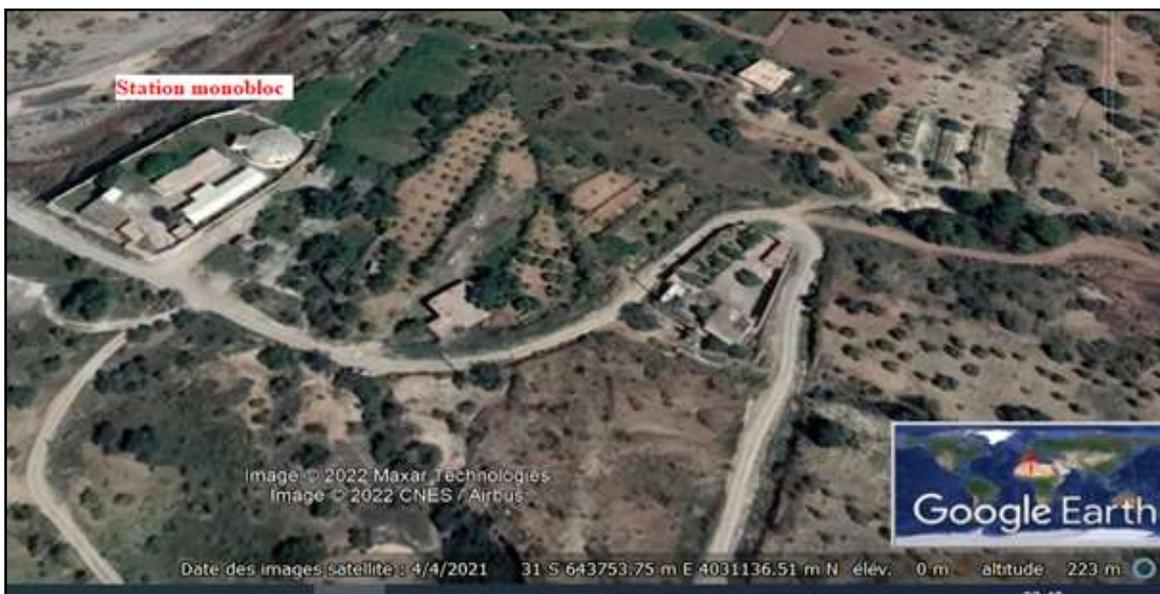


Figure (II-3) : Plan de situation de la station de traitement de Tamokra

II.3. Fonctionnement du réseau

II.3.1. Le système d'adduction

II.3.1.1. La chaîne d'adduction N°01 (Station de Traitement-R Tampon)

Cette nouvelle chaîne de refoulement a été érigée et mise en service en 2011 pour remplacer l'ancienne sur une distance de 6800 m en fonte ductile (DN300), à partir la station de traitement monobloc (226 m NGA) vers les réservoirs tampons de la commune (R500 m³ & 02 * R300 m³) sis à une altitude de 915 m (NGA), avec un débit de 180 m³/h, soit 50 l/s [3].

Vu qu'elle dispose d'une grande dénivelée (Hg = 680 m, cette chaîne de refoulement aurait composée de trois stations de reprise (voir schéma vertical).

II.3.1.2. La chaîne d'adduction N°02 (Puits -Taourirth)

Cette deuxième chaîne de refoulement mise en service en 1987 uniquement vers deux villages, Taourirth et Tizi Aidel, avec un débit qui ne dépassant pas 03l/s, constituée de :

- 2900 ML de conduite de refoulement de diamètre de 150 mm ;
- Trois stations de reprise avec un réservoir de 50 m³ chacune ;
- Un réservoir de stockage de 100 m³ implanté au point le plus culminant du village Taourirth [3].

II.3.1.3. Les réservoirs de stockage existants

Les réservoirs de stockage existants au niveau de la commune sont donnés par le tableau suivant :

Tableau (II-1) : Aperçu sur les réservoirs existants dans la zone d'étude [3]

Village	Altitudes (max-min) (NGA)	Nombre de réservoirs	Capacité Existante (m ³)	Cote d'implantation (NGA)	Fraction Stockage (%)
Tamokra Chef-lieu	(780 m-640 m)	1	150	812 m	10
Tassira	(915 m-800 m)	3	2*R300 +R500	915 m	73,33
Bicher	(750 m-520 m)	1	150	751 m	10
Touffirth	(630 m-470 m)	0	/	/	0
Boutouab	(470 m-350 m)	0	/	/	0
Tizi-aidel	(610 m-510 m)	0	/	/	0
Taourirth	(811m-600 m)	1	100	800 m	6,67
Total	/	6	1500	/	100

Il convient de rappeler qu'un volume important de stockage (73,33% du volume total) du réseau est assuré par des réservoirs implantés est regroupés sur le même site au village, et qui s'élève à

915 m (NGA). Selon les données recueillies dans le tableau ci-dessous, plusieurs villages ne disposent pas d'un réservoir de stockage pour la distribution d'une façon autonome [3].

Par ailleurs, le caractère géographique de la zone d'étude qui montre une répartition dispersée des villages a rendu la gestion du réseau un peu chaotique. En effet, beaucoup de problèmes liés à l'état des équipements et d'autres liés au mode de fonctionnement, ont contribué ostensiblement à priver une bonne partie de la population de ce besoin vital, notamment pendant la saison estivale.

II.3.2. Réseau de distribution

Le réseau de distribution est de type ramifié pour l'ensemble des villages de la commune. La majorité de conduites utilisées pour l'alimentation en eau potable des abonnés (distribution) sont vétuste en acier galvanisé réalisées dans les années 1980 à 1990.

Les diamètres utilisés pour la distribution sont les suivants : ($\varnothing 20/27$), ($\varnothing 26/34$), ($\varnothing 33/42$), ($\varnothing 40/49$), ($\varnothing 50/60$), ($\varnothing 66/76$), $\varnothing 90$ et ($\varnothing 102/114$) [3].

II.4. Diagnostic physique du réseau

II.4.1. Le Réseau d'adduction

II.4.1.1. Chaîne de refoulement N°01 (Station de traitement-Réservoirs Tampons Tassira)

Cette chaîne de refoulement est composée de trois stations de reprises intermédiaires entre la station de traitement monobloc et les réservoirs tampon de la commune.

L'adduction réalisée avec des conduites en fonte DN300 mm, transportant un débit de refoulement de 50 l/s, sur un linéaire total de 6800 ml [3].

S/traitement vers SR01 (Tronçon N°01), SR01 vers SR02 (Tronçon N°02), SR02 vers SR03 (Tronçon N°03) et SR03 vers Réservoirs Tampons (Tronçon N°04).

Tableau (II-2) : Caractéristiques physique de la chaîne de refoulement N°01 [3]

Tronçon	Point Départ	Point D'arrivée	Hg (m)	Matériau Conduite	Longueur (m)	Débit (m ³ /h)
01	Station Traitement	SR01	169	Fonte ductile DN300	1630	180
02	SR01	SR02	125	Fonte ductile DN300	1505	180
03	SR02	SR03	210	Fonte ductile DN300	2900	180
04	SR03	Réservoirs Tampons	177	Fonte ductile DN300	790	180

II.4.1.1.1. Les stations de reprise

- *La station de reprise SR1*

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans les tableaux ci-dessous :

Tableau (II-3) : Caractéristiques hydromécaniques de la station de reprise SRI [3]

	Pompe 01	Pompe 02	Mode	Protection Anti bélier	Robinetterie et Accessoires	Télé gestion	Obs
Fonctionnelle	Oui	Non	1+1	Réservoir d'air 500l PN16	Vanne motorisée ; Joint démontage ; débitmètre électromagnétique	Pupitre de commande Armoire a démarrage progressif	Pompe N°2 en panne
Type	GEPH						
Débit	175l/s						
Hmt	135m						

Tableau (II-4) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SRI [3]

Capacité	Forme	Type	Cote radier(m)	Cote trop plein(m)	Cote TN (m)
100 m ³	Circulaire	S/enterré	395	398	394
Etat d'entretien					
Voile	Coupole		Echelle d'accès		Equipements chambre des vannes
Oui	Bonne		Dégradée		Bonne
Etanchéité de la cuve		Genie civil interne		Génie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	



Figure (II-4) : Vue extérieure de la SRI



Figure (II-5) : Equipements électriques de la SR1

▪ *La station de reprise SR2*

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans les tableaux ci-dessous :

Tableau (II-5) : Caractéristiques hydromécaniques de la station de reprise SR2 [3]

	Pompe 01	Pompe 02	Mode	Protection Anti bélier	Robinetterie Et Accessoires	Télé gestion	Obs
Fonctionnelle	Oui	Non	1+1	Réservoir d'air 500L PN25	Vanne motorisée ; joint démontage ; débitmètre électromagnétique	Pupitre de commande Armoire a démarrage progressif	Pompe N°02 en panne
Type	GEPH						
Débit	175m ³ /h						
Hmt	220 m						



Figure (II-6) : Equipements hydromécaniques de la SR2

Les caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR2 sont données par le tableau (II-6) ci-dessous ;

Tableau (II-6) : Caractéristiques du réservoir la station de reprise SR2 [3]

Capacité	Forme	Type	Cote radier (m)	Cote trop Plein(m)	Côte TN (m)
50 m ³	Circulaire	Semi-enterré	519	523	520
Etat d'entretien					
Parois	Coupole	Echelle d'accès	Equipements chambre des vannes		
mauvais	mauvais	Dégradée	Bonne		
Etanchéité de la cuve	Etat du genie civil interne		Etat du génie civil externe		
Mauvaise	Mauvais		Bon		

**Figure (II-7) : Etat du réservoir de la SR2**

- **La station de reprise SR3**

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans les tableaux, ci-dessous :

Tableau (II-7) : Caractéristiques de la station de reprise SR3 [3]

	Pompe 01	Pompe 02	Mode	Protection Anti béliér	Robinetterie Et Accessoires	Télé gestion	Obs
Fonctionnelle	Oui	Non	1+1	Réservoir d'air 500l PN25	Vanne motorisée ; joint démontage ; débitmètre électromagnétique	Pupitre de commande Armoire a démarrage progressif	Pompe N°02 en panne
Type	GEPH						
Débit	169m ³ /h						
Hmt	186m						



Figure (II-8) : Vue extérieure de la SR3

Tableau (II-8) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR3 [3]

Caractéristiques					
Capacité	Forme	Type	Cote radier(m)	Cote trop plein (m)	Cote TN (m)
50 m ³	Circulaire	Semi-enterré	729	733	730
Etat d'entretien					
Parois	Coupole	Echelle d'accès		Equipements chambre des vannes	
/	/	Dégradée		Bon	
Etanchéité de la cuve		Genie civil interne		Génie civil externe	
Bon		Bon		Bon	



Figure (II-9) : Equipements électriques et hydromécaniques de la SR3

II.4.1.1.2. Les ouvrages de stockage

- **Réservoirs tampon Tassira 02*R300 m³ et R500 m³**

Les réservoirs tampons de la commune (R500 et 02*R300), sont alimentés par refoulement à partir la station de traitement monobloc pour une durée de 18h/jour de (04h-22h). Ces trois réservoirs assurent la distribution vers tous les villages ainsi que le chef-lieu communal.

Par ailleurs, des adductions gravitaires étaient prévues pour l'alimentation des réservoirs R150 Tamokra, R150 Bicher et R100 Taourirth non mises en service à ce jour. La distribution vers les villages se fait par alternance (un jour/sept pour chaque village sauf le chef-lieu) [3].

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II-10) : Caractéristiques des réservoirs tampons Tassira [3]

Capacité (m ³)	Forme	Type	Cote radier (m)	Cote trop plein (m)	Côte TN(m)
2*R300	Circulaire	S/enterré	913	916	914.61
R500	Circulaire	S/enterré	913	916	913.10
Entrée			Sortie		
Origine d'alimentation	Mode d'alimentation	Adduction		Distribution	
SR3	Refoulement	/		Ensemble villages	
Etat d'entretien					
Cloture	Coupole	Echelle d'accès		chambre des vannes	
Bon	Bon	Bon		Bon	
Etanchéité de la cuve		Génie civil interne		Genie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

**Figure (II-10) : Vue extérieure des réservoirs tampons**

- **Réservoir R150 Tamokra Chef-lieu**

- Ce réservoir a été réalisé en 2016 pour la desserte du chef-lieu, ce dernier non mis en service à ce jour (en attendant le transfert de gestion APC - ADE).
- Il se vide 02 heures après son remplissage, d'autant plus que la demande de distribution est importante (chef-lieu).

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans le tableau (II-11) ci-dessous ;

Tableau (II-11) : Caractéristiques du réservoir 150 m³ Tamokra Chef-lieu [3]

Capacité (m ³)	Forme	Type	Cote radier (m)	Cote trop plein (m)	Cote TN (m)
150	Circulaire	S/enterré	812	815	812,5
Entrée			Sortie		
Origine d'alimentation	Mode d'alimentation	Adduction		Distribution	
500 m ³ +2x300 m ³	Gravitaire	/		Chef-lieu	
Etat d'entretien					
Cloture	Coupole	Echelle d'accès		Equipements chambre des vannes	
Bon	Bon	Bon		Bon	
Etanchéité de la cuve	Génie civil interne		Genie civil externe		
Bonne	Bon		Bon		

**Figure (II-11) : Réservoir 150m³ Tamokra Chef-lieu**

- **Réservoir R150 m³ Bicher**

Réalisé en 2010 pour pallier au problème des surpressions sur le réseau de distribution du village Bicher et d'assurer l'autonomie. Ce dernier n'est pas mis en service suite aux différents problèmes rencontrés (réservoir sans clôture).

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans le tableau (II-12) ci-dessous ;

Tableau (II-12) : Caractéristiques du réservoir 150 m³ Bicher [3]

Capacité (m ³)	Forme	Type	Cote radier (m)	Cote trop plein (m)	Cote TN (m)
150	Circulaire	S/enterré	749	751	750
Fonctionnement					
Entrée			Sortie		
Origine d'alimentation	Mode d'alimentation	Adduction		Distribution	
R500 et 2*R300	Gravitaire	/		Bicher	
Etat d'entretien					
Cloture	Coupole	Echelle d'accès		Equipements chambre des vannes	
Sans	Bon	Bon		Bon	
Etanchéité de la cuve		Génie civil interne		Genie civil externe	
Bonne		Bon		Bon	

**Figure (II-12) : Vue extérieure du réservoir 150m³ Bicher**

- **Réservoir R100 m³ Taourirth**

Ce réservoir joue un rôle très important pour l'alimentation en eau potable des villages Taourirth et Tizi aidel. Par refoulement (12h/j) à partir d'un puits implanté sur le lit d'oued Bouselam.

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans le tableau (II-13) ci-dessous :

Tableau (II-13) : Caractéristiques du réservoir 100 m³ Taourirth [3]

Capacité (m ³)	Forme	Type	Cote radier (m)	Cote trop plein (m)	Cote TN(m)
100	Circulaire	Semi-enterré	808	811	808.41
Fonctionnement					
Entrée			Sortie		
Origine d'alimentation	Mode d'alimentation		Adduction	Distribution	
Puits	Refoulement 12h/j		/	Taourirth +Tizi Aidel	
Etat d'entretien					
Cloture	Coupole		Echelle d'accès	Equipements chambre des vannes	
Sans	Bon		Bon	Bon	
Etanchéité de la cuve		Génie civil interne		Genie civil externe	
Moyenne		Moyen		Moyen	

**Figure (II-13) : Etat du réservoir 100m³ Taourirth****II.4.1.2. Chaîne de refoulement N°02 (Puits-Réservoir 100 m³ Taourirth)**

Réalisée en 1987 pour alimenter uniquement les villages Taourirth et Tizi-Aidel, à partir d'un puits situé sur la rive gauche de l'Oued Bouselam (altitude 225 m NGA) dont le débit est de 03 l/s.

La consistance physique de cette chaîne de refoulement est donnée par le tableau (II-14) ci-dessous ;

Tableau (II-14) : Caractéristiques physiques de la chaîne refoulement N°02 [3]

Source d'appro	Ouvrages GC	Tronçon	L (m)	Diamètre Et Matériau	Hg (m)	Observation
Puits	R50+SR1	Puit-SR01	1100	150 Acier noir	255	Fuites importantes
	R50+SR2	SR01-SR02	800	150 Acier noir	105	Fuites + vétusté
	R50+SR3	SR02-SR03	850	150 Acier noir	85	/
	R100	SR03-R100 m ³	680	150 Acier noir	130	/

▪ Le Puits

Les caractéristiques de cet ouvrage hydraulique et son état sont décrits dans le tableau (II-15) ci-dessous ;

Tableau (II-15) : Caractéristiques hydromécaniques du puits Taourirth [3]

	Pompe	Protection Anti bélier	Robinetterie et accessoires	Démarrage	Observation
Fonctionnelle	Oui	/	Vanne opercule Clapet anti retour Colonnes montantes DN50 Ventouse a fonction unique	Armoire a démarrage direct	Équipements vétuste changement fréquent de GEPI
Type	GEPI				
Débit	10.8 m ³ /h				
Hmt	240 m				

**Figure (II-14) : Vue extérieure du puits Taourirth**

▪ La station de reprise 01

Les caractéristiques de cette station de reprise et son état sont décrits dans les tableaux (II-16) et (II-17) ci-dessous ;

Tableau (II-16) : Caractéristiques hydromécaniques de la SRI [3]

	Pompe 01	Pompe 02	Mode	Protection Anti bélier	Robinetterie et accessoires	Démarrage	Observation
Fonctionnelle	Oui	Non	1+1	Soupape de décharge	Vanne opercule clapet anti retour collecteurs Asp et Ref DN100	Armoire a démarrage statorique	Équipements vétuste changement fréquent de GEPH
Type	GEPH						
Débit	10.8 m ³ /h						
Hmt	106 m						

**Figure (II-15) : Equipements hydromécaniques de la SRI**

Les caractéristiques du réservoir de cette station sont données par le tableau (II-17) ci-dessous ;

Tableau (II-17) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SRI [3]

Capacité	Forme	Type	Cote radier (m)	
50 m ³	Circulaire	Semi-enterré	480	
Etat d'entretien				
Parois	Coupole	Echelle d'accès	Equipements chambre des vannes	
/	/	/	/	
Etanchéité de la cuve		Etat du genie civil interne		Etat du génie civil externe
Bon		Bon		Bon



Figure (II-16) : Vue extérieure du réservoir de la station de reprise SR1

▪ **La station de reprise 02**

Les caractéristiques de cet ouvrage (SR2) et son état sont décrits dans les tableaux (II-18) et (II-19) ci-dessous ;

Tableau (II-18) : Caractéristiques hydromécaniques de la SR2 [3]

	Pompe 01	Pompe 02	Mode	Protection Anti bélier	Robinetterie et accessoires	Démarrage	Observation
Fonctionnelle	Oui	Non	1+1	/	Vanne opercule clapet anti retour collecteurs Asp et Ref DN100	Armoire a démarrage statorique	Équipements vétuste changement fréquent de GEPH
Type	GEPH						
Débit	10.8 m ³ /h						
Hmt	86 m						



Figure (II-17) : Equipements hydromécaniques de la SR2

Tableau (II-19) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR2 [3]

Capacité	Forme	Type	Cote radier (m)	
50 m ³	Circulaire	Semi-enterré	585	
Etat d'entretien				
Parois	Coupole	Echelle d'accès	Chambre des vannes	
/	/	/	/	
Étanchéité de la cuve		Etat du génie civil interne		Etat du génie civil externe
Bon		Bon		Bon

**Figure (II-18) : Vue extérieure du réservoir de la station de reprise SR2**

- **La station de reprise 03**

Les caractéristiques de cet ouvrage et son état sont décrits dans les tableaux (II-20) et (II-21) ci-dessous ;

Tableau (II-20) : Caractéristiques hydromécaniques de la SR3 [3]

	Pompe 01	Pompe 02	Mode	Protection Anti bélier	Robinetterie et accessoires	Démarrage	Observation
Fonctionnelle	Oui	Non	1+1	/	Vanne opercule Clapet anti retour Collecteurs Asp et Ref DN100	Armoire a démarrage statorique	Équipements vétuste changement fréquent de GEPH pompe de secours absente
Type	GEPH						
Débit	10.8m ³ /h						
Hmt	131m						

Tableau (II-21) : Caractéristiques du réservoir de la station de reprise SR3 [3]

Capacité	Forme	Type	Cote radier (m)	
50 m ³	Circulaire	S/enterré	670	
Etat d'entretien				
Parois	Coupole	Echelle d'accès	Equipements chambre des vannes	
/	/	/	/	
Etanchéité de la cuve		Etat du genie civil interne		Etat du génie civil externe
Bon		Bon		Bon

**Figure (II-19) : Vue extérieure de la station de reprise SR3**

II.4.2. Les réseaux de distribution

Les réseaux de distribution en eau potable des villages de la commune de Tamokra, n'a fait objet d'aucune étude au préalable, ils ont été réalisés en fonction des opportunités et des enveloppes allouées (PCD). Cependant, la majeure partie du réseau a été réalisée entre 1985 et 1990 ce que signifie que l'âge moyen de ce réseau de distribution dépasse les 25 à 30 ans.

Suite aux visites effectuées sur le terrain de divers villages de la commune, il apparait clairement que chaque agglomération possède son propre réseau de distribution. Ces réseaux sont tous de type ramifié. La majorité des conduites sont en acier galvanisé [3].

L'inventaire du réseau est regroupé dans les tableaux (II-22) et (II-23) :

Tableau (II-22) : Caractéristiques physiques des conduites d'amenées vers divers villages [3]

Village	Source d'alimentation	Diamètre et Matériau	Longueur (m)	Année de réalisation	Observation
Boukerdous	Réservoirs Tampons	DN 66/76 AG	1050	1990	Dégradée
Tassira	Réservoirs Tampons	DN 50/60 AG	750	1990	Dégradée
Bicher	Réservoirs Tampons	DN 80/90 AG	2200	1990	Dégradée
Touffirth	Piquage PEHD DN250	DN 80/90 AG	1900	1990	Dégradée
Boutouab	Réservoirs Tampons	DN 66/76 AG	5000	1990	Dégradée
Tizi aidel	R100 Taourirth	102/114 AG	1200	2000	Etat moyenne
	Réservoirs Tampons	Fonte DN150	4500	2013	Non fonctionnelle
Taourirth	Continuité vers Tizi-aidel	Fonte DN100	2200	2013	Non fonctionnelle
Total	/		19 900	/	/

Tableau (II-23) : Longueur du réseau de distribution d'AEP par village [3]

Village	Acier						Autre matériaux (PEHD, fonte...)	Total (ml)
	66/76	50/60	40/49	33/42	30/34	20/27		
Boukerdous	0	500	540	200	300	400	500	2440
Tassira	0	300	420	350	250	300	400	2020
Bicher	750	350	1300	840	900	600	800	5340
Touffirth	0	1200	1080	700	520	600	600	4700
Boutouab	0	250	450	380	430	550	500	2560
Taourirth	380	320	500	220	800	600	500	3320
Tizi-aidel	1200	250	420	300	500	300	400	3370
Total	2330	3170	4710	2990	3700	3350	3500	23750

II.5. Les réhabilitations à prévoir

En se basant sur le constat et le diagnostic physique du système d'alimentation en eau potable de cette commune et pour répondre aux besoins des populations futures (horizon 2050) en termes d'infrastructures hydrauliques ; nous recommandons d'agir comme suit ;

II.5.1. Les adductions

- A court terme, nous recommandons de réhabiliter la partie canalisation et de rénover les équipements hydromécaniques (pompes et robinetteries défectueux des stations de reprises) ;
- A moyen terme, nous recommandons de réhabiliter la partie génie civil (Station de reprise et réservoirs de l'ancienne chaîne de refoulement N°02).

- **Mise en service (en urgence)**

Les réservoirs de Stockage

- Mettre en service en urgence le réservoir distribution existant R150 du chef-lieu ;
- Mettre en service en urgence le réservoir distribution existant R150 du village Bicher ;
- Augmenter la capacité de stockage des réservoirs existants en projetant d'autres réservoirs (à moyen terme).

Les réseaux de distribution

- Procéder en urgence à la réhabilitation des réseaux de distribution existants en acier galvanisé des différents villages de la commune en conduites PEHD, (à court et moyen terme), afin réduire le taux de fuite et permettant ainsi un rendement meilleur du réseau.

II.6. Conclusion

Après avoir fait le diagnostic physique qui consiste à faire ressortir toutes les anomalies dans le réseau, il est recommandé de vérifier par calcul hydraulique le dimensionnement des réservoirs et des conduites (adduction, distribution), ainsi que les stations de pompage, sans oublier les dispositifs de protection contre le phénomène de coup de bélier.

Chapitre III

Estimation des Besoins en eau

III.1. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nécessite une réflexion et une fixation impérative des normes de consommation de chaque catégorie de consommateur. Ces normes doivent demeurer en vigueur tant que les critères qui ont contribué à leurs établissements restent inchangés. La norme unitaire est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre unité de consommateur. Par conséquent, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau potable vise à répondre à un niveau sanitaire global qui est étroitement lié et dépendant du développement socio-économique du pays (évolution de la population, niveau de vie ...). Ainsi, avant tout projet d'alimentation en eau potable, toutes les catégories doivent être répertoriées pour formuler leurs normes de consommation unitaires. Cette estimation de la demande en eau potable dépend de plusieurs facteurs, à savoir l'évolution de la population et la croissance démographique, afin d'assurer un bon fonctionnement des ouvrages ainsi que la satisfaction de la demande future.

III.2. Situation démographique

D'après l'enquête effectuée sur la zone à alimenter, et qui avait pour but la l'estimation de la population actuelle ainsi que son évolution dans le temps et sa répartition dans l'espace. En analysant les résultats obtenus lors des trois derniers recensements (RGPH), on peut constater l'irrégularité de l'évolution de la population de la commune de Tamokra, c'est-à-dire une croissance de 2,11 % entre 1987 et 1998, puis une décroissance de 2,54 % entre 1998 et 2008 et cela est dû à plusieurs facteurs socio-économiques tel que l'exode rural. Ensuite, un taux de 1,6 % entre 2008-2020[2].

Tableau (III-1) : Evolution de la population de la commune Tamokra [2]

Commune	Nombre d'habitants				Taux d'évolution annuel moyen		
	RGPH 1987	RGPH 1998	RGPH 2008	RGPH 2020	1987-1998	1998-2008	2008-2020
Tamokra	4100	6117	5159	4776	2,11	-2,54	1,60

Le nombre d'habitants de la commune de Tamokra selon le dernier recensement de la population (RGPH 2020) arrêté au 31/12/2020, est de 4776 habitants. En effet, cette enquête a porté sur la population totale, le taux de son accroissement et les équipements à usage hydraulique, afin d'évaluer les besoins en eau actuels et futurs [2].

III.2.1. Evaluation de la population

III.2.1.1. Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population est de 1,60 % (taux retenu dans le cadre de l'étude P.D.A.U) [1].

III.2.1.2. Estimation de la population

En utilisant la loi des intérêts composés, on peut estimer l'évolution de la population à différents horizons par la formule suivante :

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

Où :

- P_n : Population future pour l'horizon considéré dans n années ;
- P_0 : Population de l'année de référence ;
- i : Taux d'accroissement annuel de la population (1,60%) ;
- n : Intervalle d'années séparant l'année P_n et P_0 ;

L'horizon théorique de la projection admis pour un tel projet est de 30 ans. Sur la base de la loi précédente, l'évolution et la répartition de la population de chaque village est rapporté sur le tableau (III-2) ci-après :

Tableau (III-2) : Nombre d'habitants par zone pour les différents horizons

Nom du village	Année de référence (2020)	Court terme (2025)	Moyen terme (2035)	Long terme (2050)
Tamokra Chef-lieu	2384	2581	3025	3838
Tassira	250	271	317	402
Boukerdous	305	330	387	491
Bicher	606	656	769	976
Touffirth	314	340	398	506
Boutouab	275	298	349	443
Tizi-aidel	338	366	429	544
Taurirth	304	329	386	489
Total (commune)	4776	5171	6060	7689

III.2.2. Equipements existants et Projetés

Les équipements existants sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau (III-3) : Equipements existants et projetés [1]

Nom du village	Equipements existant	Type d'équipement	Nombre	Capacité
Tamokra (Chef-Lieu)	Écoles primaire	Scolaires	02	350 élèves
	CEM		01	550 élèves
	APC	Administratif (public)	01	35 agents
	Poste		01	03 agents
	Gendarmerie		01	20 agents
	Centre de Soins	Santé	01	04 agents
	Salle de sport	Sportif	01	/
	Stade		01	/
	Zaouïa (Tham3amarth)	Socioculturels	01	50 fidèles
	Mosquées		06	300 fidèles
Tassira	École primaire	Scolaires	01	30 élèves
	Mosquée	Socioculturels	01	30 fidèles
	Piscine semi olympique	Sportif	01	/
	Foyer de jeunes	Socioculturels	01	30 adhérents
Boukerdous	École primaire	Scolaires	01	40 élèves

Bicher	École primaire	Scolaires	01	80 élèves
	Mosquée	Socioculturels	01	60 fidèles
	Maison de jeune		01	30 adhérents
	Poste	Public	01	01 agent
	Salle de Soins	Santé	01	/
Touffirth	École primaire (non fonctionnel)	Scolaires	01	60 élèves
	Mosquée	Socioculturels	01	35 fidèles
Boutouab	École primaire	Scolaires	01	40 élèves
	Mosquée	Socioculturels	01	30 fidèles
Tizi-aidel	École primaire (non fonctionnel)	Scolaires	01	50 élèves
	Mosquée	Socio-culturels	01	40 fidèles
	Salle de Soins (non fonctionnel)	Santé	01	/
Taourirth	École primaire (Non fonctionnel)	Scolaires	01	40 élèves
	Mosquée	Socio-culturels	01	30 fidèles

III.2.3. Choix de la dotation

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs accusent une variation saisonnière-à-d., une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide. En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie se situe comme suit :

- **Commune rurale**

Considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. 125 l/j /hab.

- **Dotation pour différentes populations :**

La dotation journalière est illustrée sur le tableau (III-4) ci-dessous :

Tableau (III-4) : Dotation journalière pour différentes populations

Nombre d'habitants	Ville		
	< 2 0000	Entre 20 000 et 100 000	>100 000
Dotation(l/hab/j)	150 à 200	200 à 300	300 à 350

Comme la zone d'étude est classée dans la catégorie rurale, alors on opte pour une dotation

- 125 l/j/habitant pour le temps actuel 2020
- 150 et 180 L/j/habitant pour le court et moyen terme respectivement 2025,2035
- Pour la projection future 2050, cette dotation sera élevée à 200 l/j/hab, pour tenir compte de l'évolution du mode de vie des populations et le taux d'occupation qui augmente en plus vis-à-vis la densité démographique [3].

III.3. Les besoins en eau

III.3.1. La consommation moyenne journalière

La consommation en eau d'une agglomération est estimée en fonction de la dotation journalière, qui dépend de sa taille et de la catégorie du consommateur, elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{III.2})$$

D'où :

- Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- q_i : Dotation journalière pour chaque type de consommateur en (litre/jour/usager)
- N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs ;

III.3.1.1. Les besoins domestiques

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de 125 l/j/hab (2020), (150 l/j/hab) et (180 l/j/hab) à court et à moyen terme respectivement 2025, 2035 et 200 l/j/hab à long terme (2050).

Les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journalière à usage domestique, sont portés sur les tableaux (III-5) et (III-6) suivants :

Tableau (III-5) : Besoins domestiques des villages de la commune de Tamokra à divers horizons

Village	Nombre d'habitants à divers Horizons				Besoins domestiques journaliers à divers Horizons (m ³ /j)			
	Actuel(réf) (2020)	Court Terme (2025)	Moyen Terme (2035)	Long Terme (2050)	Actuel(réf) (2020)	Court Terme (2025)	Moyen Terme (2035)	Long Terme (2050)
Tamokra Chef-lieu	2384	2581	3025	3838	298	387,14	544,48	767,62
Tassira	250	271	317	402	31,25	40,60	57,10	80,50
Boukerdous	305	330	387	491	38,13	49,53	69,66	98,21
Bicher	606	656	769	976	75,75	98,41	138,40	195,13
Touffirth	314	340	398	506	39,25	50,99	71,71	101,10
Boutouab	275	298	349	443	34,38	44,66	62,81	88,55
Tizi-aidel	338	366	429	544	42,25	54,89	77,20	108,83
Taourirth	304	329	386	489	38	49,37	69,43	97,88

Tableau (III-6) : Les besoins domestiques de la commune de Tamokra a divers horizons

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
2020	4776	125	597
2025	5171	150	775,58
2035	6060	180	1090,79
2050	7689	200	1537,82

III.3.1.2. Les besoins des équipements**III.3.1.2.1. Les équipements publics actuels**

Les besoins en eau des équipements existants ainsi que le cheptel, sont représentés sur les tableaux (III-7) et (III-8) ci-dessous :

Tableau (III-7) : Les besoins des équipements publics existants de la commune [2]

Nom du village	Équipement existant	Nbr	Effectif	Dotation (l/j/effectif)	Q _{moy, j} (m ³ /j)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Tamokra (Chef-lieu)	Ecole primaire	2	350 élèves	25	8,75	50,98
	CEM	1	550 élèves	30	16,50	
	APC	1	35 agents	30	1,05	
	Poste	1	03 agents	30	0,09	
	Gendarmerie	1	20 agents	50	1,00	
	Centre de Soins	1	03 agents	30	0,09	
	Salle de sport	1	/	/	1,50	
	Stade	1	/	/	1,00	
	Zaouïa (Tham3amarth)	1	50 fidèles	60	3,00	
	Mosquée	6	300 fidèles	60	18,00	
Tassira	École primaire	1	30 élèves	25	0,75	8,3
	Mosquée	1	30 fidèles	60	1,80	
	Piscine semi olympique	1	/	/	5,00	
	Foyer de jeunes	1	30 adhérents	25	0,75	
Boukerdous	École primaire	1	40 élèves	25	1,00	1
Bicher	École primaire	1	80 élèves	25	2,00	6,68
	Mosquée	1	60 fidèles	60	3,60	
	Maison de jeune	1	30 adhérents	25	0,75	
	Poste	1	01 agent	25	0,03	
	Salle de Soins	1	1 agent	30	0,30	
Touffirth	École primaire	1	60 élèves	25	1,50	3,6
	Mosquée	1	35 fidèles	60	2,10	
Boutouab	École primaire	1	40 élèves	25	1,00	2,8
	Mosquée	1	30 fidèles	60	1,80	

Tizi-aidel	École primaire	1	50 élèves	25	1,25	3,65
	Mosquée	1	40 fidèles	60	2,40	
	Salle de soin(N/F)	1	/	/	/	/
Taourirth	École primaire	1	40 élèves	25	1,00	2,8
	Mosquée	1	30 fidèles	60	1,80	

Tableau (III-8) : Les besoins en Cheptel des villages de la commune de Tamokra [2]

Nom du village	Bovins		Ovins		Q _{moy,j} (m ³ /j)
	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Têtes	Dotation (l/j/tête)	
Tamokra (Chef-lieu)	20	80	35	8	1,88
Tassira	5	80	50	8	0,80
Boukerdous	10	80	68	8	1,34
Bicher	5	80	65	8	0,92
Touffirth	15	80	50	8	1,60
Boutouab	10	80	45	8	1,16
Tizi-aidel	29	80	70	8	2,88
Taourirth	5	80	66	8	0,93
Total	99		449		11,51

III.3.1.2.2. Les équipements futurs

Les besoins en eau des équipements futurs sont estimés suivant la relation suivante :

$$\frac{Q_{\text{équipement}}_{\text{Actuel}}}{Q_{\text{domestique}}_{\text{Actuel}}} = \frac{Q_{\text{équipement}}_{\text{Futur}}}{Q_{\text{domestique}}_{\text{Futur}}} \quad (\text{III.3})$$

III.3.1.3. Les besoins totaux en eau

En récapitulation, les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans les tableaux (III-9) et (III-10) suivants :

Tableau (III-9) : Récapitulation des besoins en eau par village de la zone d'étude

Agglomération	Type de Besoin	Besoins moyen journalier (m ³ /j)			
		Référentiel (2020)	Court terme (2025)	Moyen terme (2035)	Long terme (2050)
Tamokra Chef-lieu	Domestique	298	387,14	544,48	767,62
	Équipement	52,86	68,67	96,58	136,16
	Sous total	350,86	455,81	641,06	903,78
Taourirth	Domestique	38	49,35	69,48	97,8

	Équipement	3,73	4,84	6,82	9,6
	Sous total	41,73	54,19	76,3	107,4
Tizi-aidel	Domestique	42,25	54,9	77,22	108,8
	Équipement	6,53	8,49	11,93	16,82
	Sous total	48,78	63,39	89,15	125,62
Boukerdous	Domestique	38,13	49,5	69,66	98,2
	Équipement	1,34	1,74	2,45	3,45
	Sous total	39,47	51,24	72,11	101,65
Tassira	Domestique	31,25	40,65	57,06	80,4
	Équipement	8,3	10,8	15,16	21,35
	Sous total	39,55	51,45	72,22	101,75
Touffirth	Domestique	39,25	51	71,64	101,2
	Équipement	5,2	6,76	9,49	13,41
	Sous total	44,45	57,76	81,13	114,61
Boutouab	Domestique	34,38	44,7	62,82	88,6
	Équipement	3,96	5,15	7,24	10,21
	Sous total	38,34	49,85	70,06	98,81
Bicher	Domestique	75,75	98,4	138,42	195,2
	Équipement	7,6	9,87	13,89	19,58
	Sous total	83,35	108,27	152,31	214,78

Tableau (III-10) : Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude

Type de consommation	Consommation moyenne journalière actuelle 2020 (m ³ /j)	Consommation moyenne journalière future 2025 (m ³ /j)	Consommation moyenne journalière future 2035 (m ³ /j)	Consommation moyenne journalière future 2050 (m ³ /j)
Domestiques	597.01	775,64	1090,78	1537,82
Equipements	89,52	116.32	163.55	230.58
Totaux	686.53	891.96	1254.33	1768.40

III.3.1.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Ceci afin de combler les fuites qui sont généralement dues :

- A la consommation non quantifiée (illégal).
- Aux systèmes d'adduction et de distribution qui sont fonction du type de tuyaux, vieillissement de réseau, différents équipements hydrauliques, nature du terrain et la qualité d'entretien.
- Aux pertes chez les consommateurs (robinets).

$$Q_{\text{moyj}} = K_f \times (Q_{\text{domestique}} + Q_{\text{équipement}}) \quad (\text{III.4})$$

Le tableau (III-11) suivant représente les consommations moyennes journalières majorées de 20% :

Tableau (III-11) : La consommation moyenne journalière majorée des agglomérations

Agglomération	Consommation moyenne journalière majorée (m ³ /j)			
	Actuel (2020)	Court terme (2025)	Moyen terme (2035)	Long terme (2050)
Tamokra Chef-lieu	421,03	546,97	769,27	1 084,54
Tassira	47,46	61,74	86,66	122,11
Boukerdous	47,36	61,49	86,53	121,98
Bicher	100,02	129,93	182,77	257,74
Touffirth	53,34	69,31	97,36	137,53
Boutouab	46,01	59,82	84,07	118,57
Tizi aidel	58,54	76,06	106,99	150,74
Taurirth	50,08	65,03	91,56	128,88

III.3.2. La consommation maximale journalière (Q_{max j})

Pour prévoir l'évolution de la consommation, on devra tenir compte des extensions prévues de l'agglomération et du développement progressif de la consommation individuelle. Ce débit caractérise la consommation maximale d'eau du jour le plus chargé de l'année et sert pour dimensionner les ouvrages d'adduction ainsi que de stockage, il se calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{max j}} = K_{\text{vs}} \times Q_{\text{moyj}} \quad (\text{III.5})$$

Avec:

- Q_{max j} : Débit maximum journalier (m³/j).
- Q_{moy j} : Débit moyen journalier (m³/j).
- K_{vs} : Coefficient de variation saisonnière qui varie de (1.1 à 1.3), on prend ; 1.2

Le tableau (II-12) présente la consommation maximale journalière des villages de la commune de Tamokra :

Tableau (III-12) : Consommation maximale journalière à divers horizons

Agglomération	Besoin maximal journalier $Q_{\max,j}$ (m ³ /j)			
	Actuel (2020)	Court terme (2025)	Moyen terme (2035)	Long terme (2050)
Tamokra	505,24	656,37	923,13	1 301,45
Tassira	56,95	74,08	103,99	146,53
Boukerdous	56,84	73,78	103,84	146,38
Bicher	120,02	155,91	219,32	309,29
Touffirth	64,01	83,17	116,83	165,03
Boutouab	55,21	71,78	100,88	142,28
Tizi aidel	70,24	91,27	128,38	180,89
Taurirth	60,09	78,04	109,87	154,66
Total	988,60	1 284,42	1 806,24	2 546,50

III.3.3. La consommation minimale journalière

C'est la consommation journalière la plus faible de l'année, elle peut être estimée par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} \times Q_{\text{moy}j} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- $K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimale journalier qui varie de 0.7 à 0.9, on prend $K_{\min j} = 0,8$

La consommation minimale journalière à divers horizons de la commune de Tamokra sont données sur le tableau (II-13) ci-après :

Tableau (III-13) : Consommation minimale journalière de la commune de Tamokra

Agglomération	Besoin minimal journalier $Q_{\min,j}$ (m ³ /j)			
	Actuel(réf)	Court terme	Moyen terme	Long terme
	(2020)	(2025)	(2035)	(2050)
Tamokra	336,83	437,58	615,42	867,63
Tassira	37,97	49,39	69,33	97,68
Boukerdous	37,89	49,19	69,22	97,58
Bicher	80,02	103,94	146,22	206,19
Touffirth	42,67	55,45	77,89	110,02
Boutouab	36,81	47,85	67,25	94,85
Tizi aidel	46,83	60,85	85,59	120,59
Taurirth	40,06	52,03	73,25	103,10
Total	659,07	856,28	1 204,16	1 697,66

III.3.4. Les consommations horaires

III.3.4.1. La consommation moyenne horaire

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- $Q_{\text{max.j}}$: Débit maximum journalier.

Le tableau (III-14) présente le débit moyen horaire de la commune de Tamokra :

Tableau (III-14) : Les débits moyens horaires de la commune de Tamokra

Consommation max journalière (m ³ /j)	Débit moyen horaire (m ³ /h)	Débit moyen horaire (l/s)
2546,50	106,10	29,47

III.3.4.2. La consommation maximale horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, pour ce fait, il est obligatoire de déterminer le coefficient d'irrégularité maximale horaire qui est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- α_{max} : coefficient qui dépend de niveau de vie de la population et du confort. Il varie entre 1,2 et 1,4, on prend $\alpha_{\text{max}} = 1,3$.
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants, (annexe (1)).

Les résultats de $K_{\text{max.h}}$ des villages de la commune représentés dans le tableau (III-15) suivant :

Tableau (III-15) : Valeurs α_{max} , β_{max} , et $K_{\text{max.h}}$ des villages de la commune

Village	Nbr d'habitant (2050)	α_{max}	β_{max}	$K_{\text{max.h}}$
Tamokra Chef-lieu	3838	1,3	1,56	2
Tassira	402	1,3	2	2,5
Boukerdous	491	1,3	1,7	2
Bicher	976	1,3	2	2,5
Touffirth	506	1,3	2	2,5

Boutouab	443	1,3	2	2,5
Tizi aidel	544	1,3	2	2,5
Taourirth	489	1,3	2	2,5

La valeur de $K_{\max.h}$, nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à annexe (1) on choisit les colonnes qui conviennent.

III.4. Bilan ressources disponibles / besoins en eau

Concernant les ressources mobilisées, nous avons :

- Refoulement N° 01 à partir de la Station de traitement monobloc : 50 l/s ;
- Refoulement N° 02 à partir d'un puits, pour Taourirth et Tizi-aidel : 03 l/s ;
- Source Agulmim du village Tamokra et ...etc.

Ce bilan est résumé sur le tableau ci-dessous ;

Tableau (III-16) : Bilan ressources-besoins d'AEP de la commune de Tamokra

Ressources / Besoins	Horizons			
	Actuel réf (2020)	Court terme (2025)	Moyen Terme (2030)	Long terme (2050)
Ressources en (L/j)	53	53	53	53
Besoins en (L/j)	11,44	14,87	20,91	29,47
Bilan en (L/s)	+41,56	+38,13	+32,09	+23,53
Observation	Satisfaisante	Satisfaisante	Satisfaisante	Satisfaisante

D'après ce bilan, il ressort clairement, que les ressources disponibles mobilisées au niveau de la commune sont largement suffisantes pour répondre aux besoins de la population à différents horizons (court, moyen et long terme).

III.5. Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu estimer la population future ainsi que ses besoins futurs en eau potable, ensuite, le débit de pointe correspondant qui servira comme donnée de base pour le dimensionnement des différents ouvrages à prévoir.

Chapitre IV

Réservoirs

IV.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

IV.2. Rôles techniques des réservoirs

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples [4] :

- Régulateur de débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution ;
- Régulateur de pression en tout point du réseau. Indépendamment de la consommation ;
- Élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement) ;
- Point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau) ;
- Permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble " adduction + réservoirs " (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

Ils doivent être :

- Etanches ;
- Construits avec des matériaux qui ne risquent pas d'altérer l'eau ;
- A l'abri de toute éventuelle contamination des eaux ;
- Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

IV.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement des données topographiques et de la nature du terrain. Malgré qu'on a des réservoirs existants, leur emplacement doit assurer les aspects suivants [4] :

- Pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
- Être le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération à desservir ;
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité ;
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau (Figure (IV.1)).

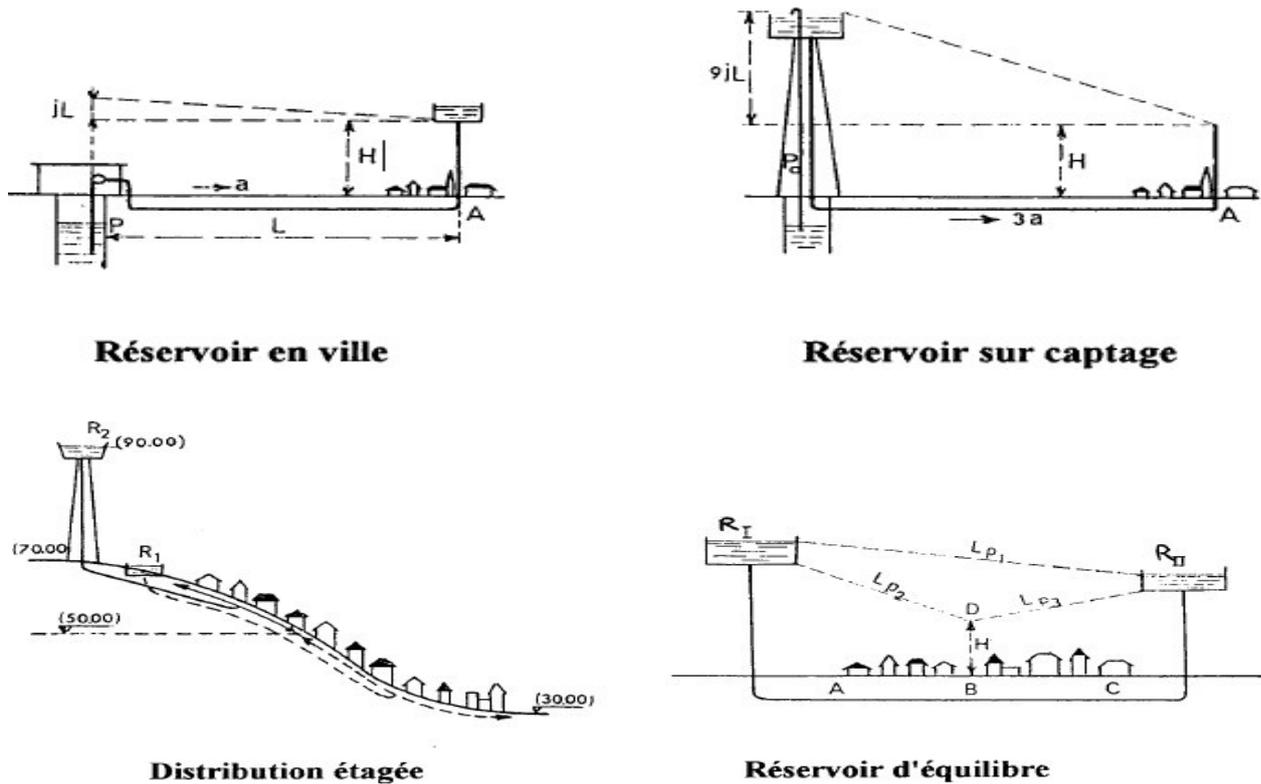


Figure (IV-1) : Emplacement d'un réservoir

IV.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [4] :

- a) **La situation des lieux**
 - Enterrés.
 - Semi-enterrés.
 - Surélevés ou sur tour appelés aussi châteaux d'eau.
- b) **La forme**
 - Circulaires.
 - Carrés et rectangulaires.
 - De forme quelconque.
- c) **Les matériaux de construction**
 - Les réservoirs métalliques.
 - Les réservoirs en maçonnerie.
 - Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

IV.5. Les équipements des réservoirs

IV.5.1. Conduite d'adduction

C'est la conduite qui assure l'apport du réservoir, cette conduite peut être placée soit à la partie supérieure de celui-ci (Figure (IV-2)), soit au fond (Figure (IV-3)).

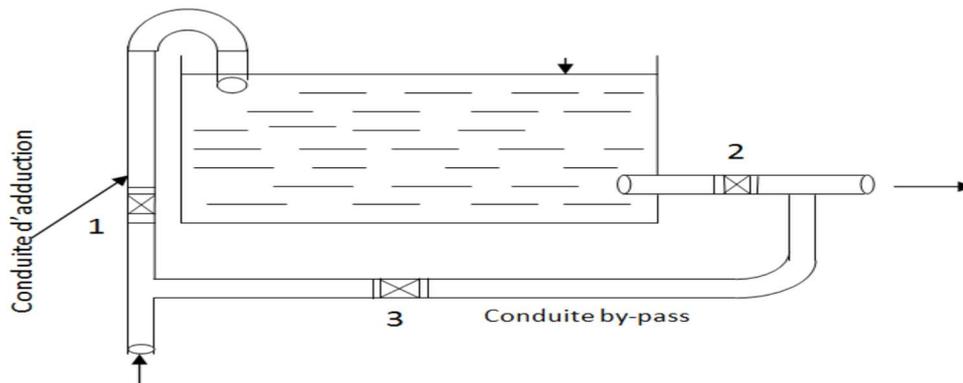


Figure (IV-2) : Conduite d'adduction de la partie supérieure

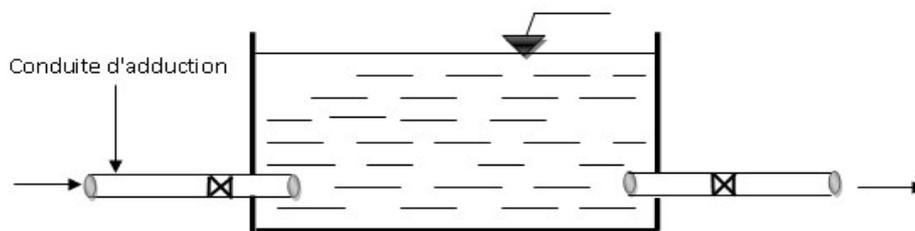


Figure (IV-3) : Conduite d'adduction du fond

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum. L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement [4].

IV.5.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure (IV-4)).

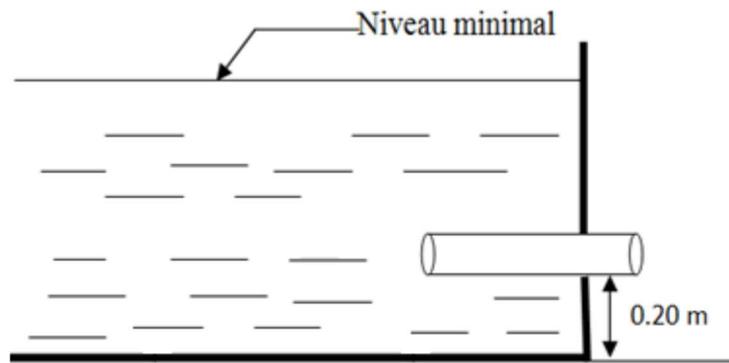


Figure (IV-4) : Conduite de distribution

IV.5.3. Conduite du trop-plein

La conduite du trop-plein (Figure (IV-5)), Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Elle est prévue en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage [4].

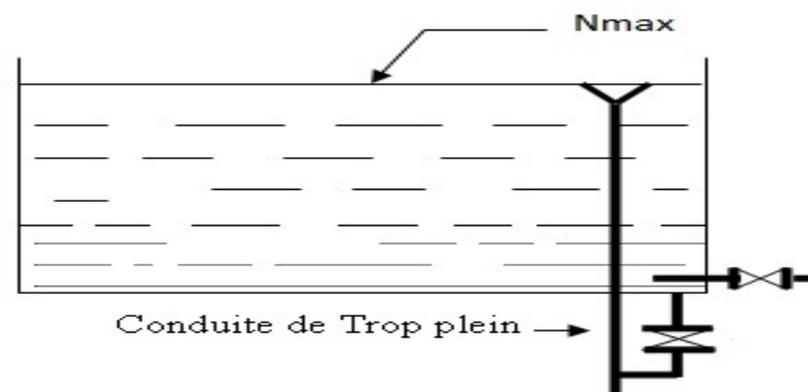


Figure (IV-5) : Conduite trop plein

IV.5.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. Cette conduite est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (Figure (IV-6)).

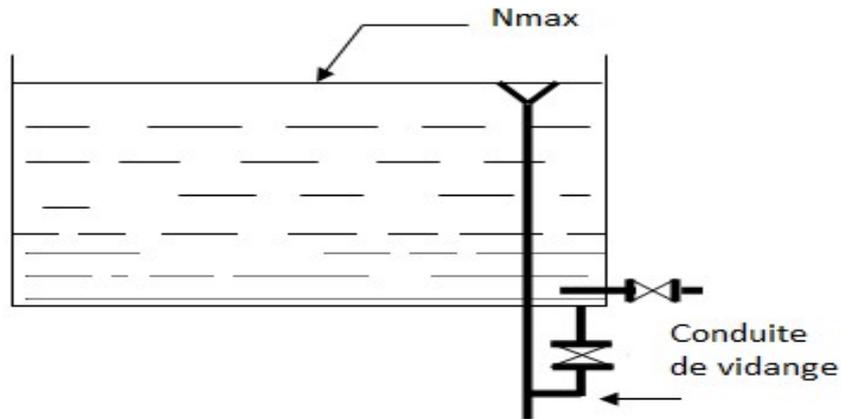


Figure (IV-6) : Conduite de vidange

IV.5.5. Conduite BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (Figure (IV-7)) et assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir, son principe de fonctionnement est le suivant :

- Fonctionnement normal : les vannes 1 et 2 sont ouvertes, la vanne 3 est fermée.
- En BY-PASS : les vannes 1 et 2 sont fermées, la vanne 3 est ouverte.

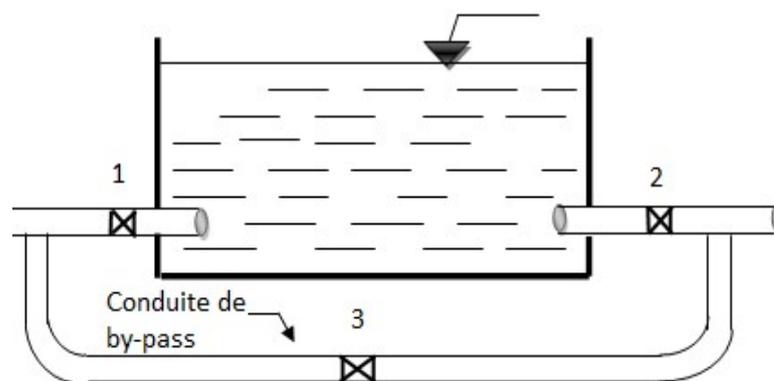


Figure (IV-7) : Conduite by-pass

IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve d'incendie qui permet de lutter contre les feux éventuels, il faut en éviter son utilisation ; pour cela, la figure (IV-8) ci-après présente un système en siphon [4]:

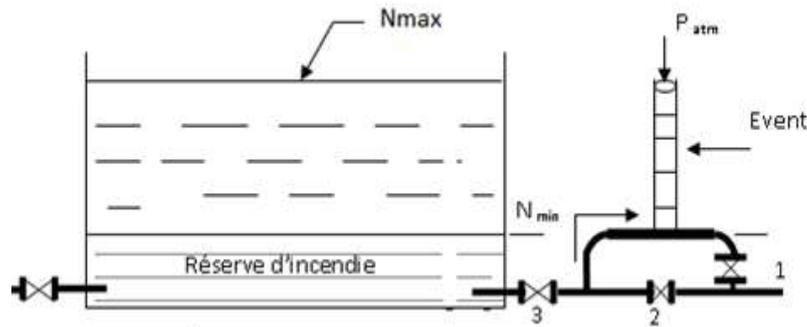


Figure (IV-8) : Matérialisation de la réserve d'incendie « Système à siphon »

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2).

IV.6. Calcul de la capacité des ouvrages de stockage

IV.6.1. Les réservoirs de stockage

A) Le volume de la réserve

Deux méthodes peuvent être proposées [4] :

A.1) Méthode Analytique

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie.

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (IV.1)$$

Avec :

- V_{inc} : Volume d'incendie = 120 m³.
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir est déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_u = \frac{P\% \cdot Q_{max,j}}{100} \quad (IV.2)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier en (m³/j).
- $P\%$: Pourcentage du résidu maximum dans le réservoir en (%), il est donné par la formule (IV.3) ci-après :

$$P = |V^+| + |V^-| \quad (IV.3)$$

Avec :

- V^+ : Valeur maximale de surplus.
- V^- : Valeur minimale de déficit.

A.2) Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport des débits pompés. On trace sur un même graphe les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps, le volume utile de stockage du réservoir est obtenu en sommant la valeur absolue de l'écart des deux extrêmes entre les deux courbes, ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_u = V_{\max} + V_{\min} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- V_{\max} : Résidu maximal en (m^3).
- V_{\min} : Résidu minimal (m^3).

Dans cette étude, on se contente d'utiliser la méthode analytique pour la vérification des capacités de stockage existantes ou bien la détermination des capacités de stockage projetées.

IV.6.1.1 Vérification de la capacité du réservoir existant au village Taourirth

Données de calculs

- L'apport ($Q_{\max,j}$) vers ce réservoir existant ($R100 \text{ m}^3$) correspond à l'addition des besoins de deux villages (Taourirth et Tizi-Aidel) respectivement, soit $(154,66+180,89) \text{ m}^3/\text{j}$.
- L'apport de ce réservoir R100 existant se fera gravitairement à partir de la SR03 de la nouvelle chaîne de refoulement (Tichi-Haf vers les huit communes de la wilaya BBA).
- Le nombre d'heures d'apport est 08h /24.
- La distribution à projeter vers le village Taourirth est 24/24h
- Alimentation gravitaire du réservoir à projeter village Tizi aidel (sortie) par un volume de $180,89 \text{ m}^3/\text{j}$ sur 08h/jour du (08 à 16h).

La capacité de ce réservoir est donnée sur le tableau (IV-1) ci-après

Tableau (IV-1) : Détermination de la capacité du réservoir du village Taourirth

Heure	Apport 100%	Distribution		Adduction vers Tizi aidel		Sortie 100%	Surplus	Déficit	P (%)
		K=2,5	Equivlt	Gravitaire	Equivlt				
		100%	46,09%	100%	53,91%				
0-1		0,60	0,28	0,00	0,00	0,28		-0,28	11,75
1-2		0,60	0,28	0,00	0,00	0,28		-0,28	11,48
2-3		1,20	0,55	0,00	0,00	0,55		-0,55	10,92
3-4		2,00	0,92	0,00	0,00	0,92		-0,92	10,00
4-5		3,50	1,61	0,00	0,00	1,61		-1,61	8,39
5-6		3,50	1,61	0,00	0,00	1,61		-1,61	6,78
6-7		4,50	2,07	0,00	0,00	2,07		-2,07	4,70
7-8		10,20	4,70	0,00	0,00	4,70		-4,70	0,00
8-9	12,50	8,80	4,06	12,50	6,74	10,79	1,71		1,71
9-10	12,50	6,50	3,00	12,50	6,74	9,73	2,77		4,47
10-11	12,50	4,10	1,89	12,50	6,74	8,63	3,87		8,34
11-12	12,50	4,10	1,89	12,50	6,74	8,63	3,87		12,21
12-13	12,50	3,50	1,61	12,50	6,74	8,35	4,15		16,36
13-14	12,50	3,50	1,61	12,50	6,74	8,35	4,15		20,51
14-15	12,50	4,70	2,17	12,50	6,74	8,90	3,60		24,11
15-16	12,50	6,20	2,86	12,50	6,74	9,60	2,90		27,01
16-17		10,40	4,79	0,00	0,00	4,79		-4,79	22,22
17-18		9,40	4,33	0,00	0,00	4,33		-4,33	17,88
18-19		7,30	3,36	0,00	0,00	3,36		-3,36	14,52
19-20		1,60	0,74	0,00	0,00	0,74		-0,74	13,78
20-21		1,60	0,74	0,00	0,00	0,74		-0,74	13,04
21-22		1,00	0,46	0,00	0,00	0,46		-0,46	12,58
22-23		0,60	0,28	0,00	0,00	0,28		-0,28	12,31
23-24		0,60	0,28	0,00	0,00	0,28		-0,28	12,03
Total	100	100	46,09	100	53,91	100	27,01	-27,01	

Ce qui implique :

- P max (%) = 27,01
- Qmax,j demandé (entrée) = (154,66 + 180,89) = 335,55 m³
- Volume total = (335,55 m³ * 27,01%) = 90,63 m³
- Le volume existant est de (100 + 50) m³.
- L'heure de pointe est entre 16 - 17h, équivalent à 10,4% du débit max journalier.

La capacité de stockage existante au village Taourirth, est largement suffisante pour répondre aux besoins futurs en matière d'AEP (à long terme).

IV.6.1.2 Détermination de la capacité du réservoir a projeté au village Tizi -Aidel

Données de calculs

- La source d'alimentation de ce réservoir à projeter se fera gravitairement à partir du réservoir existant R100 m³ au village Taourirth
- L'apport (Q_{max,j}) vers ce réservoir à projeter au village Tizi -Aidel est de (180,89 m³/j).
- Le nombre d'heures d'apport est 08h/24.
- La distribution à projeter vers ce village Tizi -Aidel est (24h/24h).

Tableau (IV-2) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Tizi-Aidel

Heure	Apport (%)	Distribution K=2,5	Surplus	Déficit	P (%)
0-1	0,00	0,60		-0,60	25,50
1-2	0,00	0,60		-0,60	24,90
2-3	0,00	1,20		-1,20	23,70
3-4	0,00	2,00		-2,00	21,70
4-5	0,00	3,50		-3,50	18,20
5-6	0,00	3,50		-3,50	14,70
6-7	0,00	4,50		-4,50	10,20
7-8	0,00	10,20		-10,20	0,00
8-9	12,50	8,80	3,70		3,70
9-10	12,50	6,50	6,00		9,70
10-11	12,50	4,10	8,40		18,10
11-12	12,50	4,10	8,40		26,50
12-13	12,50	3,50	9,00		35,50
13-14	12,50	3,50	9,00		44,50
14-15	12,50	4,70	7,80		52,30
15-16	12,50	6,20	6,30		58,60
16-17	0,00	10,40		-10,40	48,20
17-18	0,00	9,40		-9,40	38,80
18-19	0,00	7,30		-7,30	31,50
19-20	0,00	1,60		-1,60	29,90
20-21	0,00	1,60		-1,60	28,30
21-22	0,00	1,00		-1,00	27,30
22-23	0,00	0,60		-0,60	26,70
23-24	0,00	0,60		-0,60	26,10
Total	100	100	58,60	-58,60	

Ce qui implique :

- P max (%) = 58,60
- Q_{max,j} demandé (entrée) = 180,89 m³ /j
- Volume utile = (180,89 m³ x 58,60 %) = 106 m³
- Le volume total (106 +120) m³ ,est de : 226 m³.

- L'heure de pointe est entre 16h-17h, équivalent à 10,4% du débit max journalier.

La capacité de stockage à projeter au village Tizi-Aidel est 250 m³, pour répondre aux besoins futurs en matière d'AEP (à long terme).

IV.6.1.3 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Boukerdous

Ce réservoir à projeter sera destiné non seulement pour la distribution en AEP du village Boukerdous, mais aussi pour le renforcement du chef-lieu de la commune de Tamokra à hauteur de 35% de ses besoins en eau.

Données de calculs

- Ce réservoir à projeter sera alimenté gravitairement à partir des réservoirs Tampons de la commune (R500 m³ et 02 * R300 m³).
- Q_{max,j} (m³/j) du village Boukerdous est de (146,38 m³/j)
- Le débit de renforcement du chef-lieu de la commune est de (455,51 m³/j).
- L'apport (Q_{max,j}), vers ce réservoir à projeté est (601.89 m³/j).
- Le nombre d'heure d'apport est 15h/24.

La capacité de ce réservoir est donnée par le tableau (IV-3) ci-après :

Tableau (IV-3) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Boukerdous

Heure	Apport (%)	Distribution	Surplus	Déficit	P (%)
		K=2			
0-1		0,75		-0,75	5,75
1-2		0,75		-0,75	5,00
2-3		1		-1,00	4,00
3-4		1		-1,00	3,00
4-5		3		-3,00	0,00
5-6	6,67	5,5	1,17		1,17
6-7	6,67	5,5	1,17		2,33
7-8	6,67	5,5	1,17		3,50
8-9	6,67	3,5	3,17		6,67
9-10	6,67	3,5	3,17		9,83
10-11	6,67	6	0,67		10,50
11-12	6,67	8,5		-1,83	8,67
12-13	6,67	8,5		-1,83	6,83
13-14	6,67	6	0,67		7,50
14-15	6,67	5	1,67		9,17
15-16	6,67	5	1,67		10,83
16-17	6,67	3,5	3,17		14,00
17-18	6,67	3,5	3,17		17,17
18-19	6,67	6	0,67		17,83
19-20	6,67	6	0,67		18,50
20-21		6		-6,00	12,50

21-22		3		-3,00	9,50
22-23		2		-2,00	7,50
23-24		1		-1,00	6,50
Total	100	100	22,17	-22,17	

Ce qui implique :

- P max (%) = 18,50.
- Qmax.j demandé (entrée) = 601.89 m³ /j.
- Volume utile = 111,35 m³.
- Le volume total (111,35 +120) m³ est de : 231,35m³.
- L'heure de pointe est (11h---12h), équivalent à (8,5%) volume distribution.

La capacité de stockage à projeter au village Boukerdous est 250 m³, pour répondre aux besoins futurs en matière d'AEP.

IV.6.1.4 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Tassira

C'est le village le plus culminant de la commune, la desserte sera assurée par les réservoirs tampons de la commune.

Un réservoir surélevé de 50 m³ (manque d'espace) sera projeté au voisinage de la mosquée, sur le point le plus élevé du village pour combler le déficit de distribution lors des heures de point de la distribution, et cela revient à la faible dénivelé ($H_g \leq 8$ m sur 1000 ml) ente les réservoirs tampons et le sommet du village. Un système de surpresseur à prévoir dans ce cas particulier.

IV.6.1.5 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Touffirth

Ce réservoir sera implanté à l'extérieur pour permettre l'alimentation des habitations éparses vers le haut à l'entrée du village en venant de chef-lieu

Données de calculs

- Un piquage sur la conduite d'adduction gravitaire reliant les réservoirs tampons (R500 et 02*R300) et (le réservoir existant R150 chef-lieu Tamokra).
- L'apport (Qmax.j) du village Touffirth est (165,03) m³/j.
- Le nombre d'heures d'apport est 10h/24.
- La distribution à projeter est 24/24h

La capacité de ce réservoir est donnée par le tableau (IV-4) ci-après :

Tableau (IV-4) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Touffirth

Heure	Apport (%)	Distribution	Surplus	Déficit	P (%)
		K=2,5			
0-1		0,60		-0,60	6,10
1-2		0,60		-0,60	5,50
2-3		1,20		-1,20	4,30
3-4		2,00		-2,00	2,30
4-5		3,50		-3,50	0,00
5-6	10,00	3,50	6,50		6,50
6-7	10,00	4,50	5,50		12,00
7-8	10,00	10,20		-0,20	11,80
8-9	10,00	8,80	1,20		11,80
9-10	10,00	6,50	3,50		15,30
10-11	10,00	4,10	5,90		21,20
11-12	10,00	4,10	5,90		27,10
12-13	10,00	3,50	6,50		33,60
13-14	10,00	3,50	6,50		40,10
14-15	10,00	4,70	5,30		45,40
15-16		6,20		-6,20	39,20
16-17		10,40		-10,40	28,80
17-18		9,40		-9,40	19,40
18-19		7,30		-7,30	12,10
19-20		1,60		-1,60	10,50
20-21		1,60		-1,60	8,90
21-22		1,00		-1,00	7,90
22-23		0,60		-0,60	7,30
23-24		0,60		-0,60	6,70
Total	100	100	46,80	-46,80	

Ce qui implique :

- P max (%) = 45,40.
- Qmax.j demandé (entrée) = 165,03 m³ /j.
- Volume utile = 74,92 m³.
- Le volume total (74,92+120) m³ est de : 194,92 m³.
- L'heure de pointe est 16h-17h équivalent à 10,4% du débit maximal journalier.

La capacité de stockage à projeter au village Touffirth serait de 200 m³ pour répondre aux besoins futurs en AEP (à long terme).

IV.6.1.6 Détermination de la capacité du réservoir à projeter au village Boutouab

Données de calculs

- La source d'alimentation : à partir des réservoirs Tampons de la commune (R500 et 2*R300m³).
- L'apport $Q_{\max,j}$ (m³/j) en eau potable du village Boutouab est (142,28) m³/j.
- Le nombre d'heures d'apport est 12h/24.

La capacité de ce réservoir est donnée par le tableau (IV-5) ci-après :

Tableau (IV-5) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Boutouab

Heure	Apport (%)	Distribution	Surplus	Déficit	P (%)
0-1		0,60		-0,60	10,80
1-2		0,60		-0,60	10,20
2-3		1,20		-1,20	9,00
3-4		2,00		-2,00	7,00
4-5		3,50		-3,50	3,50
5-6		3,50		-3,50	0,00
6-7	8,33	4,50	3,83		3,83
7-8	8,33	10,20		-1,87	1,97
8-9	8,33	8,80		-0,47	1,50
9-10	8,33	6,50	1,83		3,33
10-11	8,33	4,10	4,23		7,57
11-12	8,33	4,10	4,23		11,80
12-13	8,33	3,50	4,83		16,63
13-14	8,33	3,50	4,83		21,47
14-15	8,33	4,70	3,63		25,10
15-16	8,33	6,20	2,13		27,23
16-17	8,33	10,40		-2,07	25,17
17-18	8,33	9,40		-1,07	24,10
18-19		7,30		-7,30	16,80
19-20		1,60		-1,60	15,20
20-21		1,60		-1,60	13,60
21-22		1,00		-1,00	12,60
22-23		0,60		-0,60	12,00
23-24		0,60		-0,60	11,40
Total	100	100	29,57	-29,57	

Ce qui implique :

- P max (%) = 27,23
- $Q_{\max,j}$ demandé (entrée) = 142,28 m³ /j
- Volume utile = 38,75 m³

- Le volume total $(38,75 + 120) \text{ m}^3$, est de : $158,75 \text{ m}^3$
- L'heure de pointe est 16h---17h équivalent à (10,4%) du volume maximum journalier.

La capacité de stockage à projeter au village Boutouab serait de 200 m^3 de type surélevé pour répondre aux besoins futurs en AEP (horizon 2050).

IV.6.1.7 Vérification de la capacité de stockage existante du village Bicher

Données de calculs

- $Q_{\text{max},j}$ (la demande) vers ce réservoir existant R150, est de $(309,29 \text{ m}^3/j)$.
- La source d'alimentation de ce réservoir existant R150 reste toujours à partir les réservoirs tampons de la commune (R500 et 02*R300).
- Le nombre d'heures d'apport est 10h/24.

La capacité de ce réservoir est donnée par le tableau (IV-6) ci-après :

Tableau (IV-6) : Détermination de la capacité du réservoir projeté au village Bicher

Heure	Apport (%)	Distribution	Surplus	Déficit	P (%)
0-1		0,60		-0,60	10,80
1-2		0,60		-0,60	10,20
2-3		1,20		-1,20	9,00
3-4		2,00		-2,00	7,00
4-5		3,50		-3,50	3,50
5-6		3,50		-3,50	-0,00
6-7	10,00	4,50	5,50		5,50
7-8	10,00	10,20		-0,20	5,30
8-9	10,00	8,80	1,20		6,50
9-10	10,00	6,50	3,50		10,00
10-11	10,00	4,10	5,90		15,90
11-12	10,00	4,10	5,90		21,80
12-13	10,00	3,50	6,50		28,30
13-14	10,00	3,50	6,50		34,80
14-15	10,00	4,70	5,30		40,10
15-16	10,00	6,20	3,80		43,90
16-17		10,40		-10,40	33,50
17-18		9,40		-9,40	24,10
18-19		7,30		-7,30	16,80
19-20		1,60		-1,60	15,20
20-21		1,60		-1,60	13,60
21-22		1,00		-1,00	12,60
22-23		0,60		-0,60	12,00
23-24		0,60		-0,60	11,40
Total	100	100	44,10	-44,10	

Ce qui implique :

- P max (%) = 43,90.
- Qmax.j demandé (entré) = 309,29 m³.
- Volume utile = (309,29 m³*43,90 %) = 135,78 m³.
- Le volume total = (135,78 m³+120).
- Le volume existant est de (150 m³). D'où la nécessité de projeté un réservoir de 100 m³
- L'heure de pointe est 16h---17h équivalent à (10,4%) du volume max journalier.

La capacité de stockage existante dans ce village n'est pas suffisante pour répondre aux besoins futurs en AEP à l'horizon 2050.

En raison de la dénivelée entre le réservoir existant (R150 m³) et les dernières maisons d'une part, d'autres part, la croissance démographique remarquée dans ces dernières années vers le lieu-dit Takma (zone d'extension du village), il convient d'adopter une distribution étagée par l'implantation d'un autre réservoir de stockage de 100 m³.

IV.6.1.8 Vérification de la capacité des réservoirs tampons Tassira

La source d'alimentation de la commune se fait par refoulement à partir la station monobloc avec un débit journalier 4320 m³/j. Ce débit refoulé par cette station de traitement (monobloc) est largement suffisant pour satisfaire les besoins de la population de cette commune en eau potable aux divers horizons (jusqu'à 2050).

L'alimentation en eau potable de la majorité des villages de cette commune se fera via des adductions gravitaires à partir des réservoirs tampons (R500 m³ et 02*R300 m³), avec la projection des réservoirs de stockage, donc la vérification des capacités de stockage existantes s'impose. Pour se faire, nous allons comparer les entrées (apport) et les sorties (adduction et distribution).

Les résultats sont donnés dans le Tableau (IV-7) ci-dessous

Tableau (IV-7) : Détermination de P max (%) future pour les réservoirs Tampons existants 02*R300 +R500m³

Heure	Apport 100%	Distribution				Adduction vers divers villages										Sortie 100%	Surplus	Déficit	P (%)	
		Chef-lieu à 65%		Tassira		R250 Boukerdous		R250 Bicher		R200 Touffirth		R200 Boutouab		Taourirth +Tizi-Aidel						
		K=2	Équivalent	K=2,5	Équivalent	100%	23,64%	100%	12,15%	100%	6,48%	100%	5,59%	100%	13,18%					
0 1	5,56	0,75	0,25	0,60	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	5,27		15,32
1 2	5,56	0,75	0,25	0,60	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	5,27		20,59
2 3	5,56	1	0,33	1,20	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	5,15		25,74
3 4	5,56	1	0,33	2,00	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	5,11		30,85
4 5	5,56	3	1,00	3,50	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,20	4,36		35,21
5 6	5,56	5,5	1,83	3,50	0,20	6,67	1,58	0,00	0,00	10,00	0,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,25	1,30		36,51
6 7	5,56	5,5	1,83	4,50	0,26	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	0,00	0,00	0,00	5,99		-0,44	36,08
7 8	5,56	5,5	1,83	10,20	0,59	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	0,00	0,00	0,00	6,32		-0,76	35,31
8 9	5,56	3,5	1,16	8,80	0,51	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	12,50	1,65	0,00	7,22		-1,67	33,65
9 10	5,56	3,5	1,16	6,50	0,37	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	12,50	1,65	0,00	7,09		-1,53	32,11
10 11	5,56	6	1,99	4,10	0,24	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	12,50	1,65	0,00	7,78		-2,23	29,88
11 12	5,56	8,5	2,82	4,10	0,24	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	12,50	1,65	0,00	8,61		-3,06	26,83
12 13	5,56	8,5	2,82	3,50	0,20	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	12,50	1,65	0,00	8,58		-3,02	23,81
13 14	5,56	6	1,99	3,50	0,20	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,33	0,47	12,50	1,65	0,00	7,75		-2,19	21,61
14 15	5,56	5	1,66	4,70	0,27	6,67	1,58	10,00	1,22	10,00	0,65	8,34	0,47	12,50	1,65	0,00	7,48		-1,93	19,68
15 16	5,56	5	1,66	6,20	0,36	6,66	1,57	10,00	1,22	0,00	0,00	8,34	0,47	12,50	1,65	0,00	6,92		-1,37	18,32
16 17	0,00	3,5	1,16	10,40	0,60	6,66	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	8,34	0,47	0,00	0,00	0,00	3,80		-3,80	14,52
17 18	0,00	3,5	1,16	9,40	0,54	6,66	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	8,34	0,47	0,00	0,00	0,00	3,74		-3,74	10,77
18 19	0,00	6	1,99	7,30	0,42	6,66	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,99		-3,99	6,79
19 20	0,00	6	1,99	1,60	0,09	6,66	1,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,66		-3,66	3,13
20 21	0,00	6	1,99	1,60	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,09		-2,09	1,04
21 22	0,00	3	1,00	1,00	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,05		-1,05	-0,01
22 23	5,56	2	0,66	0,60	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70	4,86		4,86
23 24	5,56	1	0,33	0,60	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,37	5,19		10,05
Total	100	100	33,22	100	5,75	100	23,64	100	12,15	100	6,48	100	5,59	100	13,18	100	36,5	-36,5		

Ce qui implique :

- P max (%) = **36,52**
- Qmax.j demandé (entrée) = **2546,50m³/j**
- Volume total= (2546.50,5m³/j *36,52%) =**929.77 m³**
- Le volume existant est de **(1100) m³**. Donc c'est largement suffisant ; **929.77 m³ < (1100) m³**

IV.7. Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu vérifier la capacité des réservoirs existants ainsi que la détermination des capacités des réservoirs projetés qui sont suffisants pour l'AEP des différents villages de la commune. Cette étape revêt une importance capitale dans tout projet d'AEP.

Chapitre **V**

Adduction

V.1. Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages vers les lieux de consommation. On distingue généralement deux types d'adductions :

- Adduction par refoulement (écoulement à la faveur d'un rapport d'énergie externe) pompage. Ecoulement en charge seulement.
- Adduction gravitaire (écoulement à la faveur d'une dénivelée), surface libre ou en charge quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir.

V.2. Choix du tracé

Le choix du tracé d'une adduction, doit prendre en considération certaines conditions d'ordre technique et économique [5] ;

V.2.1. Conditions techniques

Tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de les respecter, dont :

- Rechercher le profil en long le plus régulier possible ;
- Éviter les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi fermé, peuvent donner lieu à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

V.2.2. Conditions économiques

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent, le contraire est vrai. En revanche, plus le diamètre augmente plus le prix de la conduite augmente. Ainsi, il est évident qu'il existe un diamètre économique.

Pour réduire les frais d'investissements, on doit chercher le tracé et le profil le plus court et éviter la multiplication des ouvrages coûteux.

V.3. Description du chemin du réseau d'adduction

Le système est composé de deux circuits (adduction mixte). A partir de la station de traitement monobloc, l'eau est refoulée ($Q=50$ l/s) vers les réservoirs tampons existants de la commune de Tamokra ($R500$ m³ et $2xR300$ m³) situés à 915 m NGA par l'intermédiaire de trois (03) stations de reprise. A partir de ces réservoirs tampons, des adductions gravitaires seront projetées à savoir :

1. Réservoirs tampons vers réservoir $R250$ m³ projeté au village Boukerdous pour renforcer l'alimentation en AEP de ce dernier, ainsi que le chef-lieu à hauteur de 65% ;
2. Réservoirs tampons vers réservoir $R150$ m³ existant au village Bicher ;
3. Réservoirs tampons vers réservoir $R200$ m³ projeté au village Boutouab ;
4. (Piquage sur l'adduction existante) vers $R200$ m³ projeté au village Touffirth ;
5. Station de reprise SR3 Tichi-haf (BBA) vers $R100$ m³ existant au village Taourirth ;

6. Réservoir R100 m³ existant au village Taourirth vers réservoir R 250 m³ projeté au village Tizi Aidel.

L'étude technico-économique portera sur chaque système d'adduction séparément.

V.4. Etude technico-économique

V.4.1. Étude théorique du diamètre économique

V.4.1.1. Le choix technique des diamètres

Pour le bon choix du diamètre optimal, une gamme de diamètres correspondants à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 2 m/s sera déterminée ;

D'après le principe de continuité (conservation de la masse) :

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

Avec

Q : débit véhiculé en m³ /s.

S : surface de la conduite en m²

V : vitesse d'écoulement en m/s.

On peut déduire le diamètre tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v}} \quad (\text{V.2})$$

Pour un diamètre minimal, la vitesse doit être maximale :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\max}}} \quad (\text{V.3})$$

Pour un diamètre maximal, la vitesse doit être minimale :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v_{\min}}} \quad (\text{V.4})$$

V.4.1.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule :

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

Où :

S : surface de la conduite en m².

V : vitesse d'écoulement en m/s.

Q : Débit véhiculé en m³ /s.

V.4.1.3. Calcul des pertes de charge

V.4.1.3.1. Pertes de charge linéaires

Suivant l'expression universelle de Darcy-Weisbach, elles sont déterminées par la formule [5] :

$$J_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (V.6)$$

Avec :

J_L : perte de charge linéaire en m ;

L : Longueur de la conduite (ml) ;

λ : Coefficient de frottement, dépendant des conditions d'écoulement ainsi que la rugosité de la conduite, Pour son évaluation, on utilise la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[-2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right) \right] \quad (V.7)$$

Avec :

ε : rugosité de la conduite en fonte ductile est de 0.8 mm, pour une marge de vieillissement de la conduite pour une durée de 30 ans.

La valeur de la rugosité sera comme la suite : Soit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha \times t \quad (V.8)$$

Avec :

ε₀ : Rugosité absolue des tuyaux à l'état neuf égale à 0,8 mm.

α : Coefficient de vieillissement de conduite déterminée à partir de l'abaque de PETER LAMONT (annexe N°02) qui correspond à la zone de faible agressivité, égal à 0,03 mm/an.

t : la durée de vie de la conduite (t = 30 ans).

R_e : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

ν : viscosité cinématique de l'eau, elle est donnée par la formule de stocks

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

t : Température de l'eau. Sa valeur est de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ pour une température de 20°C .

V.4.1.3.2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont générées par les singularités telles que les coudes, Tés, vannes, clapets..., elles sont estimées à 20% des pertes de charge linéaires.

$$J_s = 1.20 \times J_L \quad (\text{V.11})$$

Avec :

J_s : Perte de charge singulière.

V.4.1.3.3. Pertes de charge totales

Représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite.

$$\Delta_{HT} = \sum (J_L + J_s) \quad (\text{V.12})$$

V.4.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

C'est l'énergie mécanique par unité de poids que doit générer une pompe pour vaincre la hauteur géométrique de refoulement, ainsi que les pertes de charge [5] :

$$H_{mt} = H_g + \Delta_{HT} \quad (\text{V.13})$$

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

H_g : Hauteur géométrique (m).

Δ_{HT} : Pertes de charge totales

V.4.3. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée au niveau de l'arbre de la pompe est déterminée par la relation suivante [5] :

$$P_a = \frac{\rho \times g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{V.14})$$

Avec :

P_a : puissance absorbée par la pompe (w)

η : rendement de la pompe

V.4.4. Energie consommée par la pompe

Elle est déterminée par la formule suivante [5] :

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{V.15})$$

Avec :

E : Énergie annuelle consommée par la pompe (kwh)

P : Puissance absorbée par la pompe (kw)

t: Temps de pompage (heure)

V.4.5. Frais d'exploitation

D'après les tarifs en vigueur appliqués par la SADEG, le prix unitaire de l'énergie électrique est de 7,25 Da/Kwh, le cout de l'énergie consommée par la pompe sera ainsi :

$$F_{\text{exp}} = E \times e \quad (\text{V.16})$$

Avec :

E : Énergie consommée par la pompe (kwh).

e : Prix de l'unité de l'énergie (Da/Kwh).

V.4.6. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont déterminés comme suit :

$$F_{\text{amort}} = A \times c_c \quad (\text{V.17})$$

Avec :

c_c : coût total de la canalisation ;

A : amortissement annuel, qui est donné par la formule suivante ;

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.18})$$

i : Taux d'annuité, i= 8% en Algérie.

n : Durée d'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

V.4.7. Calcul de bilan

Le bilan est déterminé comme suit :

$$B = F_{\text{amort}} + F_{\text{exp}} \quad (\text{V.19})$$

V.4.8. La charge résiduelle

Elle représente la différence entre la charge motrice initiale (H_m) et la somme des pertes de charge linéaires et singulières (Δ_{HT}) pour chaque conduite.

$$H_r = H_m - \Delta_{HT} \quad (\text{V.20})$$

V.5. Dimensionnement des circuits d'adductions

La chaîne d'adduction par refoulement est divisée en quatre parties principales :

- a) Tronçon Station monobloc - Station de reprise N°01
- b) Tronçon Station de reprise N°01 - Station de reprise N°02
- c) Tronçon Station de reprise N°02 - Station de reprise N°03
- d) Tronçon Station de reprise N°03 - Réservoir tampons.

Les chaînes d'adductions gravitaires vers les différents villages de la commune sont en nombre six (06) ;

- 1) Adduction 'Réservoirs tampons vers réservoir R250 m³ projeté au village Boukerdous'
- 2) Adduction 'Réservoirs tampons vers réservoir R150m³, existant au village Bicher'.
- 3) Adduction 'Réservoirs tampons vers réservoir R200m³, projeté au village Boutouab'.
- 4) Adduction ' (Piquage sur l'adduction existante), vers R200 m³ projeté au village Touffirth'
- 5) Adduction 'Station de reprise SR3 Tichi-haf-BBA vers R100 m³, existant au village Taourirth'.
- 6) Adduction 'Réservoir R100 existant au village Taourirth vers réservoir R 250 m³, projeté au village Tizi -Aidel' [3].

Le schéma synoptique de l'adduction est représenté par les figures (V-1) et (V-2) suivantes :

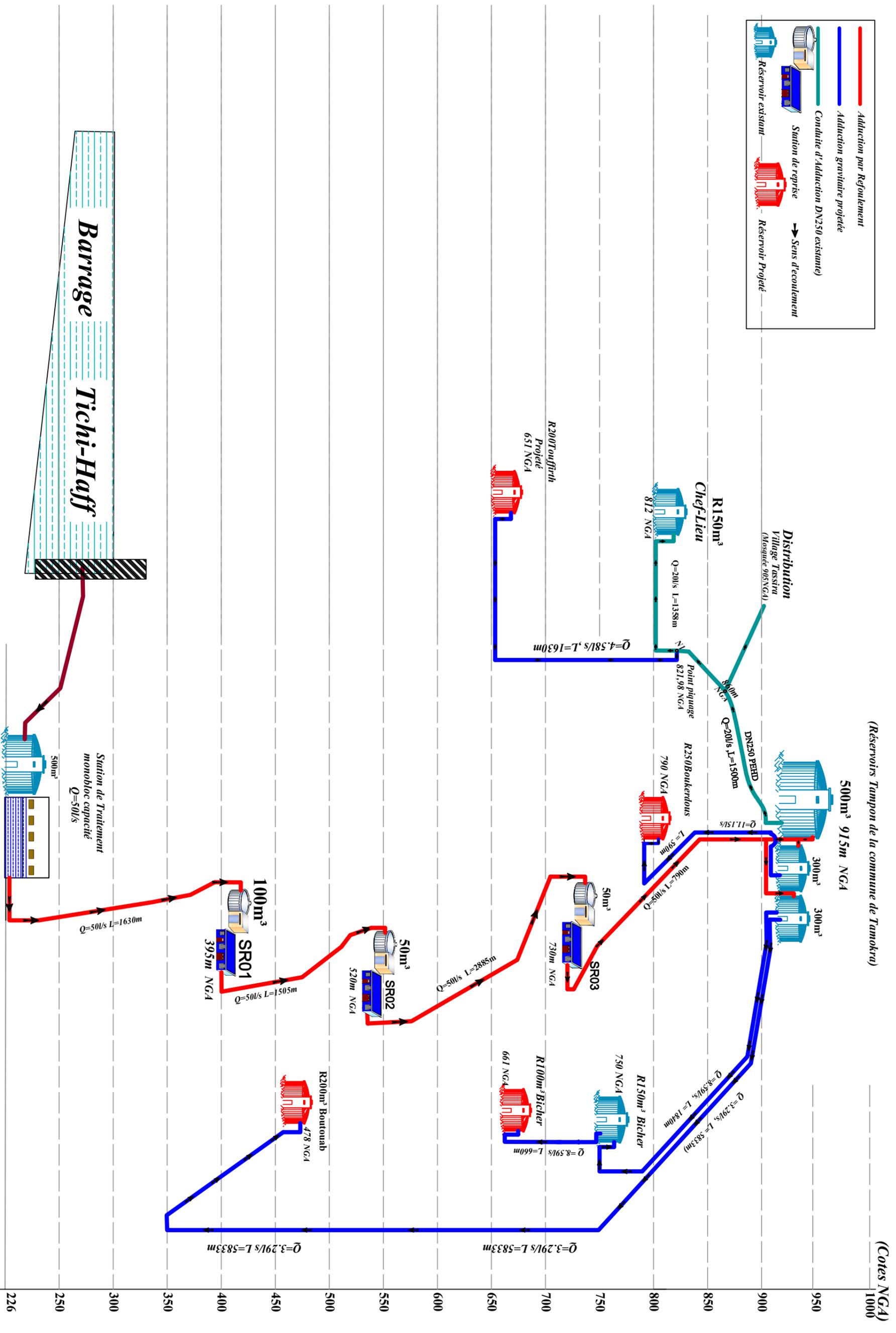


Figure (V-1): Schéma vertical du système d'AEP Projeté de la commune de TAMOKRA

V.5.1. Dimensionnement des adductions par refoulement

V.5.1.1. Tronçon1 : Station traitement monobloc - Station de reprise (SR01)

V.5.1.1.1. Caractéristiques du circuit

- Débit : 180 m³ /h
- Longueur de la canalisation : 1630m
- Hg : 169 m

V.5.1.1.1.2. Intervalle de choix du diamètre économique

- Diamètre minimal :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times 0.05}{\pi \times 2}} = 0.178\text{m}$$

Donc le diamètre minimal égal 200 mm

- Diamètre maximal :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times 0.05}{\pi \times 0.5}} = 0.356\text{m}$$

Donc, le diamètre maximal égale 350 mm

D'où : 200 mm ≤ DN ≤ 350 mm

Pour le choix du diamètre économique, des gammes de diamètres normalisés de 0.2 m, 0.25 m et 0.3 m ont été choisies selon la disponibilité sur le marché et en respectant les conditions techniques. Pour effectuer cette étude d'une manière simple et ordonnée, les résultats pour chaque tronçon sont résumés dans les tableaux suivants :

V.5.1.1.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

Les résultats de calcul de la Hmt pour ce tronçon (monobloc-SR01) sont regroupés dans le tableau (V-1) ci-après :

Tableau (V-1) : Calcul de la Hmt, (Tronçon monobloc-SR01)

D (m)	V (m/s)	Re	λ	J _L (m/m)	ΔHT (m)	H _{mt} (m)
0,2	1,59	318471,34	0,0181364	0,011	22,92	191,92
0,25	1,02	254777,07	0,0178695	0,003	7,4	176,4
0,3	0,71	212314,23	0,0177995	0,001	2,96	171,96

V.5.1.1.4. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation correspondant à chaque diamètre sont énumérés dans le tableau (V-2) ci-dessous :

Tableau (V-2) : Calcul des frais d'exploitation, (Tronçon monobloc-SR01)

D (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)
0,2	134,48	981727,06	7 117 521,23
0,25	123,60	902328,23	6 541 879,70
0,3	120,49	879625,53	6 377 285,16

V.5.1.1.5. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement correspondant à chaque diamètre sont transcrits dans le tableau (V-3) ci-dessous ;

Tableau (V-3) : Calcul des frais d'amortissement, (Tronçon monobloc-SR01)

D (m)	Pu (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,2	19900	1450	2 881 295,45
0,25	25600	1450	3 706 591,14
0,3	28000	1450	4 054 084,06

V.5.1.1.6. Bilan des frais

Le bilan des frais de chaque diamètre de ce tronçon, est donné dans le tableau (V-4) ci-dessous :

Tableau (V-4) : Calcul du bilan, (Tronçon monobloc-SR01)

D (m)	V (m/s)	Frais amorts (Da)	Frais exp (Da)	Bilan (Da)
0,2	1,59	2 881 295,45	7 117 521,23	9 998 816,68
0,25	1,02	3 706 591,14	6 541 879,70	10 248 470,84
0,3	0,71	4 054 084,06	6 377 285,16	10 431 369,22

V.5.1.1.7. Discussion des résultats

Après avoir établi le bilan des frais pour chaque diamètre correspondant aux conditions techniques, le diamètre le plus satisfaisant pour ce circuit est le DN200 mm. Afin de minimiser le coup de bélier (volume du réservoir d'air), on prendra le diamètre DN250 mm.

V.5.1.2. Tronçon2 : Station de reprise (SR01) - Station de reprise (SR02)**V.5.1.2.1. Caractéristiques du circuit**

- Débit : 180 m³ /h

- Longueur de la canalisation : 1505 m
- Hg : 125 m

V.5.1.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

Les résultats de calcul de la Hmt pour ce tronçon (SR01 - SR2) sont récapitulés dans le tableau (V-5) ci-dessous :

Tableau (V-5) : Calcul de la Hmt pour les différents diamètres, (SR01-SR02)

D (m)	V (m/s)	Re	λ	J_L (m/m)	ΔHT (m)	H_{mt} (m)
0,2	1,59	318471,33	0,0181364	0,011	21,16	146,16
0,25	1,02	254777,07	0,0178695	0,003	6,83	131,83
0,3	0,71	212314,22	0,0177995	0,001	2,75	127,73

V.5.1.2.3. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation pour ce tronçon sont rapportés sur le tableau (V-6) ci-dessous :

Tableau (V-6) : Calcul des frais d'exploitation, (SR01-SR02)

D (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)
0,20	102,42	747 665,62	5 420 575,78
0,25	92,38	674 355,66	4 889 078,53
0,30	89,50	653 393,96	4 737 106,28

V.5.1.2.4. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement pour ce tronçon sont résumés dans le tableau (V-7) ci-dessous :

Tableau (V-7) : Calcul des frais d'amortissement, (SR01-SR02)

D (m)	Pu (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,2	19 900,00	1505	2 660 337,22
0,25	25 600,00	1505	3 422 343,35
0,3	28 000,00	1505	3 743 188,04

V.5.1.2.5. Bilan des frais

Le bilan des frais pour ce tronçon est dressé dans le tableau (V-8) suivant :

Tableau (V-8) : Calcul du bilan, (SR01-SR02)

D (m)	V (m/s)	Frais amorts (Da)	Frais exp (Da)	Bilan (Da)
0,2	1,59	2 660 337,22	5 420 575,78	8 080 913,00
0,25	1,02	3 422 343,35	4 889 078,53	8 311 421,88
0,3	0,71	3 743 188,04	4 737 106,28	8 480 294,32

V.5.1.2.6. Discussion des résultats

D'un point de vue technico-économique, et après avoir établi le bilan des frais pour chaque diamètre, le diamètre le plus satisfaisant pour ce circuit est le DN200 mm. Afin de minimiser le coup de bélier (volume du réservoir d'air), on prendra le diamètre DN250 mm.

V.5.1.3. Tronçon3 : Station de reprise (SR02) - Station de reprise (SR03)**V.5.1.3.1. Caractéristiques du circuit**

- Débit : 180 m³ /h ;
- Longueur de la canalisation : 2885 m ;
- Hg : 210 m.

V.5.1.3.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

Les résultats de calcul de la Hmt pour ce tronçon (SR2-SR3) sont donnés dans le tableau (V-9) ci-dessous :

Tableau (V-9) : Calcul de la Hmt pour les différents diamètres, (SR02-SR03)

D (m)	V (m/s)	Re	λ	J_L (m/m)	ΔHT (m)	H_{mt} (m)
0,2	1,59	318471,34	0,0181353	0,0117	40,57	250,57
0,25	1,02	254777,07	0,0178695	0,0038	13,09	223,09
0,3	0,71	212314,23	0,0177981	0,0015	5,24	215,24

V.5.1.3.3. Frais d'exploitation

Le tableau (V-10) ci-après montre les frais d'exploitation pour chaque diamètre de ce tronçon.

Tableau (V-10) : Calcul des frais d'exploitation, (SR02-SR03)

D (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)
0,20	175,58	1 281 730,66	9 292 547,33
0,25	156,33	1 141 199,60	8 273 697,13
0,30	150,824	1 101 017,22	7 982 374,89

V.5.1.3.4. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement de chaque diamètre de ce tronçon sont mentionnés dans le tableau (V-11) ci-dessous :

Tableau (V-11) : Calcul des frais d'amortissement, (SR02-SR03)

D (m)	Pu (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,2	19 900,00	2885	5 099 716,19
0,25	25 600,00	2885	6 560 438,92
0,3	28 000,00	2885	7 175 480,07

V.5.1.3.5. Bilan des frais

Le tableau (V-12) ci-dessous dresse le bilan des frais pour chaque diamètre de ce tronçon.

Tableau (V-12) : Calcul du bilan, (SR02-SR03)

D (m)	V (m/s)	Frais amortés (Da)	Frais exp (Da)	Bilan (Da)
0,2	1,59	5 099 716,19	9 292 547,33	14 392 263,52
0,25	1,02	6 560 438,92	8 273 697,13	14 834 136,05
0,3	0,71	7 175 480,07	7 982 374,89	15 157 854,96

V.5.1.3.6. Discussion des résultats

Après avoir établi le bilan des frais pour chaque diamètre correspondant aux conditions techniques, le diamètre le plus satisfaisant pour ce circuit est le DN200 mm. Afin de minimiser le coup de bélier (volume du réservoir d'air), on prendra le diamètre DN250 mm.

V.5.1.4. Tronçon4 : Station de reprise (SR03) - Réservoirs tampons (R500 & 2xR300)

V.5.1.4.1. Caractéristiques du circuit

- Débit : 180 m³ /h ;
- Longueur de la canalisation : 790 m ;
- Hg : 177 m.

V.5.1.4.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

Les résultats de calcul de la Hmt de ce tronçon (SR3 - R tampons) sont regroupés dans le tableau (V-13) ci-après :

Tableau (V-13) : Calcul de la Hmt pour les différents diamètres, (SR03-R tampons)

D (m)	V (m/s)	Re	λ	J_L (m/m)	Δ_{HT} (m)	H_{mt} (m)
0,2	1,59	318471,34	0,0181364	0,0117	11,11	188,1
0,25	1,02	254777,07	0,0178695	0,0038	3,59	180,58
0,3	0,71	212314,23	0,0177995	0,0015	1,43	178,83

V.5.1.4.3. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation pour chaque diamètre de ce tronçon sont rapportés dans le tableau (V-14) ci-dessous :

Tableau (V-14) : Calcul des frais d'exploitation, (SR03-R tampons)

D (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)
0,20	131,81	962 222,45	6 976 112,78
0,25	126,54	923 740,80	6 697 120,87
0,30	125,03	912 737,66	6 617 348,06

V.5.1.4.4. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement correspondant à chaque diamètre de ce tronçon sont recensés dans le tableau (V-15) ci-dessous :

Tableau (V-15) : Calcul des frais d'amortissement, (SR03-R tampons)

D (m)	Pu (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,2	19 900	790	1 396 456,08
0,25	25 600	790	1 796 446,01
0,3	28 000	790	1 964 862,83

V.5.1.4.5. Bilan des frais

Le tableau (V-16) ci-dessous dresse le bilan des frais.

Tableau (V-16) : Calcul du bilan (SR03-R tampons)

D (m)	V (m/s)	Frais amorts (Da)	Frais exp (Da)	Bilan (Da)
0,2	1,59	1 396 456,08	6 976 112,78	8 372 568,86
0,25	1,02	1 796 446,01	6 697 120,87	8 493 566,88
0,3	0,71	1 964 862,83	6 617 348,06	8 582 210,89

V.5.1.4.6. Discussion des résultats

D'un point de vue techno-économique et après avoir établi le bilan des frais pour chaque diamètre qui correspond aux conditions techniques, le diamètre le plus satisfaisant pour ce circuit est le DN200 mm. Afin de minimiser le coup de bélier (volume du réservoir d'air), on prendra le diamètre DN250 mm.

V.5.2. Dimensionnement des adductions gravitaires

Le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire est subordonné aux pertes de charge ; étant donné que les pertes de charge réelles entre deux réservoirs en question représentent la différence de niveau des plans d'eau.

Et de ce fait, le diamètre à prendre en considération pour un tronçon, doit générer des pertes de charges (ΔH_{HT}) inférieures ou égales à cette charge motrice : $\Delta H_{HT} \leq H_m$, mais tout en évitant que la ligne piézométrique soit coupée par le terrain naturel du tracé de la conduite.

V.5.2.1. Réservoirs tampons vers R250 à projeter au village Boukerdous

V.5.2.1.1. Caractéristiques de l'adduction

- Débit demandé : 11,15 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 590 m ;
- Côte radier réservoir de départ : CR = 913 m ;
- Côte trop plein réservoir d'arrivée : CTP = 787 + 03 m ;
- Charge motrice (H_m) = 123 m.

V.5.2.1.2. Calcul du diamètre

Les résultats de calcul du diamètre théorique pour cette adduction sont regroupés dans le tableau (V-17) ci-dessous :

Tableau (V-17) : Calcul du diamètre théorique Adduction R500-R250 Boukerdous

D (m)	Q (m³/s)	L (m)	H_m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,0667	0,01115	590	123	3,17	212155,76	0,0227254

V.5.2.1.3. Discussion des résultats

D'un point de vue technique, et après avoir calculé les pertes de charge, le diamètre convenable (normalisé) de cette adduction est le DN125 mm PEHD PN16, avec une vitesse de 1,35 m/s.

Les résultats du nouveau calcul en normalisant le diamètre, sont illustrés dans le tableau (V-18) ci-dessous :

Tableau (V-18) : Pertes de charges Adduction R250 Projeté Boukerdous

DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	Δ_{HT} (m)	Hr (m)
125	102,2	590	11,15	1,35	138980,64	0,0214779	14,02	108,97

La charge résiduelle (Hr) pour maintenir le même débit est de 108,97 m, d'où la nécessité d'opter pour l'implantation d'un brise charge en amont.

- Vu que les sites d'implantation des réservoirs sont imposés d'une part, d'autres part, la nature juridique des terrains (propriétés privées) et après avoir vérifié la faisabilité technique de cette solution, il en ressort clairement que ce choix n'est pas assez judicieux (implantation de multitude d'ouvrages) pour pouvoir maintenir le débit désiré.
- L'ultime solution préconisée dans ce cas, est l'installation d'une vanne pointeau juste à l'amont du réservoir d'arrivée, capable de créer une grande perte de charge, tout en conservant le même débit requis.

V.5.2.2. Adduction Réservoirs Tampons Vers R150 existant au village Bicher

V.5.2.2.1. Caractéristiques de l'adduction

- **Tronçon N°01 (R500 m³ - R150 m³ existant)**
 - Débit : 8,59 l/s ;
 - Longueur de la canalisation : 1840 m ;
 - Côte radier réservoir de départ : CR = 913 m ;
 - Côte trop plein réservoir d'arrivée : CTP = 748 + 03 m ;
 - Charge motrice (H_m) = 162 m.

V.5.2.2.2. Calcul de diamètre

Les résultats de calcul du diamètre théorique sont recueillis dans le tableau (V-19) ci-dessous :

Tableau (V-19) : Calcul du diamètre théorique Adduction R500-R150 Bicher existant

D (m)	Q (m³/s)	L (m)	H_m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,072	0.00859	1840	162	2,13	152630,57	0,0227708

V.5.2.2.3. Discussion des résultats

D'un point de vue technique et après avoir calculé les pertes de charge, le diamètre convenable (normalisé) de cette adduction est le DN110 mm PEHD PN16, avec une vitesse de 1.35 m/s.

Les résultats du nouveau calcul, en normalisant le diamètre, sont illustrés dans le tableau (V-20) ci-dessous :

Tableau (V-20) : Pertes de charges Adduction R500-R150 existant Bicher

DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	Δ_{HT} (m)	Hr (m)
110	90	1840	8,59	1,35	121585,28	0,0221757	50,6	111,39

La charge résiduelle (Hr) pour maintenir le même débit est de 111,39 m, d'où la nécessité de projeter un brise charge en amont.

▪ **Tronçon N°02 (R150 m³ existant - R100 m³ Projeté)**

- Débit demandé : 8,59 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 659 m ;
- Côte radier réservoir de départ : CR = 748 m ;
- Côte trop plein réservoir d'arrivée : CTP = 661m ;
- Charge motrice (H_m) = 87 m.

V.5.2.2.4. Calcul du diamètre

Les résultats de calcul du diamètre théorique sont donnés dans le tableau (V-21) ci-dessous :

Tableau (V-21) : Calcul du diamètre théorique Adduction R100 Bicher Projeté

D (m)	Q (m ³ /s)	L (m)	H_m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,066	0.00859	659	87	2,49	165121,94	0,0230408

V.5.2.2.5. Discussion des résultats

D'un point de vue technique, et après avoir calculé les pertes de charge, le diamètre (normalisé) de cette adduction est le DN110 mm PEHD PN16, avec une vitesse de 1.35 m/s.

Les résultats du nouveau calcul, en normalisant le diamètre, sont illustrés dans le tableau (V-22) ci-dessous :

Tableau (V-22) : Pertes de charges Adduction R100 Projeté Bicher

DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	Δ_{HT} (m)	Hr (m)
110	90	659	8,59	1,35	121 585,28	0,0221757	18,12	68,87

Les caractéristiques de l'adduction projetée au village Bicher sont récapitulées dans le tableau (V-23) suivant :

Tableau (V-23) : Récapitulatif diamètres Adductions, R150 existant et R100 Projeté Bicher

Tronçon N°	DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	Hr (m)
01	110	90	1840	8,59	1,35	121 585,28	0,0221757	50,6	111,39
02	110	90	659	8,59	1,35	121 585,28	0,0221757	18,12	68,87

- Vue que les sites d'implantation des réservoirs est imposé d'une part et d'autres part, la nature juridique des terrains (propriétés privées) et après avoir vérifié la faisabilité technique de cette solution, il en ressort clairement que ce choix n'est pas assez judicieux (implantation de multitude d'ouvrages) pour pouvoir maintenir le débit désiré.
- L'ultime solution préconisée dans ce cas, est l'installation d'une vanne pointeau au pied du réservoir d'arrivée, capable de créer une grande perte de charge, tout en maintenant le débit requis.

V.5.2.3. Adduction Réservoirs tampons vers R200 projeté au village Boutouab

Cette adduction est caractérisée par un long tracé, dépassant 5833 m, ainsi que la présence d'un point bas (siphon) avec une dénivelée de 610 m.

V.5.2.3.1. Caractéristiques de l'adduction

- Débit : 3,29 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 5833 m ;
- Côte radier réservoir de départ : CR = 913 m ;
- Côte trop plein réservoir d'arrivée : CTP = 478 m ;
- Charge motrice $H_m = 435$ m.

V.5.2.3.2. Calcul du diamètre

Les résultats de calcul du diamètre théorique sont recueillis dans le tableau (V-24) suivant :

Tableau (V-24) : Calcul du diamètre théorique adduction R500-R200 Boutouab

D (m)	Q (m ³ /s)	L (m)	H _m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,052	0.00329	5833	435	1,577	81 288,927	0,0252893

V.5.2.3.3. Discussion des résultats

D'un point de vue technique, et après avoir calculé les pertes de charge, le diamètre convenable (normalisé) de cette adduction est le DN75 mm PEHD PN16, avec une vitesse de 1,11 m/s.

Les résultats du nouveau calcul, en normalisant le diamètre, sont illustrés dans le tableau (V-25) ci-après :

Tableau (V-25) : Pertes de charges Adduction R200 Projeté Boutouab

DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	Δ_{HT} (m)	Hr (m)
75	61.4	5833	3,29	1,11	68 258,68	0,0248515	178,458	256,54

- Vue que les sites d'implantation des réservoirs est imposé d'une part et d'autres part, la nature juridique des terrains (propriétés privées) et après avoir vérifié la faisabilité technique de cette solution, il en ressort clairement que ce choix n'est pas assez judicieux (implantation de multitude d'ouvrages) pour pouvoir maintenir le débit désiré.
- L'ultime solution préconisée dans ce cas, est l'installation d'une vanne pointeau juste à l'amont du réservoir d'arrivée, capable de créer une grande perte de charge, tout en maintenant le débit requis.

V.5.2.4. Adduction Réservoirs tampons vers R200 Projeté au village Touffirth

La cote piézométrique au point de piquage correspondant au nœud de départ N°01 au voisinage du complexe sportif de la commune (conduite existante DN250 PEHD), dont les caractéristiques sont :

- Débit : 20 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 1500 m ;
- Cote radier réservoir de départ : CR = 913 m ;
- Cote d'arrivée du Nœud 01 = 822 m ;
- Cote piézométrique au nœud 01(point de piquage) = 911,79 m ;
- Charge motrice $H_m = 91$ m

Les caractéristiques hydrauliques de cette adduction existante DN250 mm en PEHD qui alimente le réservoir R150 existant au chef-lieu, sont recueillies dans le tableau (V-26) ci-après :

Tableau (V-26) : Caractéristique de l'adduction existante PEHD DN250 mm

DN (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Δ_{HT} (m)	Hm (m)	Pression au sol
250	1500	20	0,41	1,21	91	89,79

V.5.2.4.1. Caractéristiques de l'adduction

- Débit : 4,58 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 1630 m ;
- Cote piézométrique (Nœud 01) : $C_p = 911.79$ m ;
- Côte trop plein réservoir d'arrivée : CTP = 651+3 m ;
- Charge motrice $H_m = 257.79$ m.

V.5.2.4.2. Calcul du diamètre

Les résultats de calcul de diamètre théorique sont donnés dans le tableau (V-27) ci-dessous :

Tableau (V-27) : Calcul du diamètre théorique piquage-R200 projeté Touffirth

D (m)	Q (m³/s)	L (m)	H_m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,050	0,00458	1630	257,79	2,29	106 398,59	0,0245441

V.5.2.4.3. Discussion des résultats

Après avoir normalisé le diamètre théorique calculé, les résultats du nouveau calcul sont donnés dans le tableau (V-28) ci-dessous :

Tableau (V-28) : Pertes de charges adduction R200 Projeté Touffirth

DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔHT (m)	Hr (m)
75	61,4	1630	4,58	1,54	95022,71	0,024189666	94,069	163,72

D'après le tableau ci-dessus, l'adduction à projeter nécessite la projection de brise charge fin de maintenir le même débit et de réduire la pression et ne pas dépasser la pression de service de la conduite PEHD PN16.

Le diamètre le plus satisfaisant pour cette adduction est le DN 75 mm PEHD PN16, avec une vitesse 1,54 m/s.

- Vue que le site d'implantation du réservoir est imposé d'une part et d'autres part, la nature juridique des terrains (propriétés privées) et après avoir vérifié la faisabilité technique de cette solution, il en ressort clairement que ce choix n'est pas judicieux (implantation de multitude d'ouvrages) pour pouvoir maintenir le débit désiré.
- L'ultime solution préconisée dans ce cas, est l'installation d'une vanne pointeau juste à l'amont du réservoir d'arrivée, capable de créer une grande perte de charge, tout en conservant le débit requis.

V.5.2.5. Adduction SR03 Tichi-Haf Vers R100 existant du village Taourirth**V.5.2.5.1. Caractéristiques de l'adduction**

- Débit : 11,65 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 720 m ;
- Côte radier de départ (Réservoir SR3) : CR = 857 m ;
- Côte trop plein réservoir d'arrivée : CTP = 808+3 m ;
- Charge motrice H_m = 46 m.

V.5.2.5.2. Calcul du diamètre

Les résultats de calcul du diamètre théorique sont récapitulés dans le tableau (V-29) ci-dessous :

Tableau (V-29) : Calcul du diamètre théorique SR3-R100 existant Taourirth

D (m)	Q (m³/s)	L (m)	H_m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,085	0.01165	720	46	2,02	173 306,89	0,021839

V.5.2.5.3. Discussion des résultats

Après avoir normalisé le diamètre théorique calculé, les résultats du nouveau calcul sont donnés dans le tableau (V-30) ci-dessous :

Tableau (V-30) : Pertes de charges Adduction (SR3Tichi-Haf -R100 Taourirth existant)

DN (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔHT (m)	H_r (m)
100	720	11,65	1,48	148 407,64	0,0214531	20,8	25,2

Vue la nature du terrain, relief très accidenté (adduction en siphon), le diamètre technico-économique le plus satisfaisant est le DN100 mm avec une vitesse 1,48 m/s. (Fonte ductile de type verrouillé)

V.5.2.6. Adduction R100 existant Taourirth vers R250 projeté village Tizi -Aidel**V.5.2.6.1. Caractéristiques de l'adduction**

- Débit : 6,28 l/s ;
- Longueur de la canalisation : 900 m ;
- Côte radier de réservoir départ : CR = 808 m ;
- Côte trop plein du réservoir d'arrivée : CTP = 639+3 m ;
- Charge motrice H_m = 166 m.

V.5.2.6.2. Calcul du diamètre

Les résultats du calcul du diamètre théorique sont rapportés dans le tableau (V-31) ci-après :

Tableau (V-31) : Calcul du diamètre théorique R100 existant Taourirth-R250 Projeté Tizi-Aidel

D (m)	Q (m³/s)	L (m)	H_m (m)	V (m/s)	Re	λ
0,055	0.00628	900	166	2,62	144 988,78	0,024098

V.5.2.6.3. Discussion des résultats

Après avoir normalisé le diamètre théorique calculé tout en prenant en compte la vitesse d'écoulement, les résultats du nouveau calcul sont recueillis dans le tableau (V-32) suivant :

Tableau (V-32) : Pertes de charges adduction (R100 existant Taourirth-R250 Tizi-Aidel)

DN (mm)	D int (mm)	L (m)	Débit (l/s)	V (m/s)	Re	λ	ΔHT (m)	Hr (m)
90	73.6	900	6,28	1,47	108 695,65	0,0231644	37,79	128,21

D'après le tableau ci-dessus, l'adduction à projeter nécessite la projection de brise charge en amont afin de maintenir le débit demandé et de dissiper la charge résiduelle ;

- Vue que les sites d'implantation des réservoirs est imposé d'une part et d'autres part, la nature juridique des terrains (propriétés privées) et après avoir vérifié la faisabilité technique de cette solution, il en ressort clairement que ce choix n'est pas adéquat (implantation de multitude d'ouvrages) pour pouvoir maintenir le débit désiré.
- L'ultime solution préconisée dans ce cas, est l'installation d'une vanne pointeau juste à l'amont du réservoir d'arrivée, capable de créer une grande perte de charge, tout en conservant le débit désiré.

V.6. Conclusion

Au cours de ce chapitre, une étude technico-économique d'adduction a été réalisée, nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques de nos conduites à savoir le diamètre, vitesse, pertes de charge, l'énergie consommée ainsi que le bilan des frais.

Après avoir dimensionné les conduites d'adduction, le prochain chapitre va désormais, porter sur le choix de la pompe répondant aux différentes conditions de refoulement, et une étude minutieuse pour le choix des pompes idéales pour chaque circuit de pompage sera réalisée.

Chapitre **VI**

Choix des Pompes

VI.1. Introduction

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix des pompes adaptées aux exigences du projet de la chaîne principale de refoulement de la commune de Tamokra (wilaya de Bejaia), et qui permettront d'assurer les débits requis et les hauteurs manométriques totales au niveau de chaque circuit de refoulement.

VI.2. Classification des pompes

Une pompe est une machine capable d'élever un liquide à partir d'un endroit de bas potentiel vers un endroit de potentiel plus élevé ceci accompli par une transformation d'énergie mécanique en une pression à l'intérieur de la pompe [7].

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, les pompes sont classées en deux grandes catégories, les pompes volumétriques et les turbopompes :

VI.2.1. Les pompes volumétriques

Les pompes volumétriques consistent en un déplacement de volumes élémentaires de l'aspiration vers le refoulement, on distingue les pompes alternatives (à piston, à diaphragme...) et des pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes hélicoïdales, péristaltiques ...) [7].

VI.2.2. Les turbopompes

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Ce type est le plus utilisé dans le monde, vu les avantages qu'il présente notamment :

- La facilité d'entraînement (électrique et/ou à combustion) ;
- Facilité d'entretien ;
- Encombrement réduit (huit fois moins que les autres types).

Nous distinguons :

- Les pompes à hélices ;
- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

VI.2.2.1. Classification des turbopompes

La classification des turbopompes s'effectue généralement suivant les divers critères, à savoir :

- **Suivant le type de roue**

Suivant le chemin du liquide à l'intérieur de la pompe, on peut distinguer trois types de roues ;

- Les pompes centrifuges (roue radiale), représentée dans la (Figure (VI-1)) ;
- Les pompes axiales (roue hélico), représentée dans la (Figure (VI-2)) ;

- Les pompes hélico-centrifuges (roue semi-radial), représentée dans la (Figure(VI-3)).

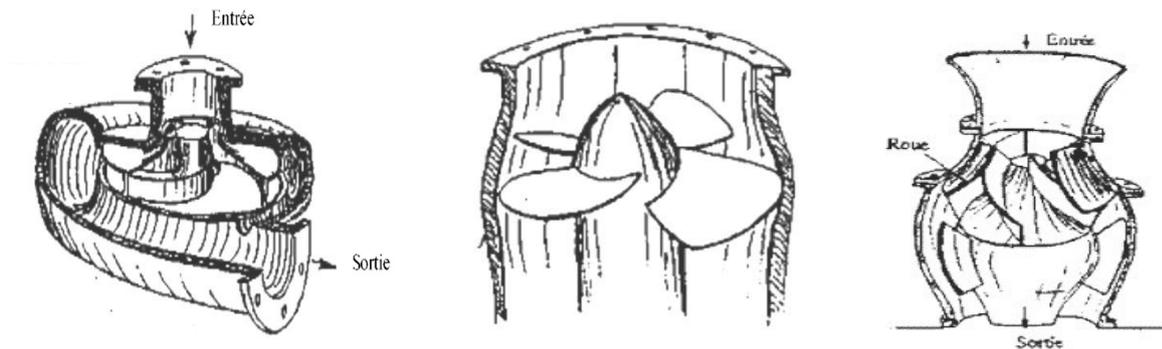


Figure (VI-1) : roue radiale Figure (VI-2) : roue hélico Figure (VI-3) : roue semi radiale

- **Suivant le nombre d'étages**

On distingue :

- Les Pompes monocellulaires (une seule roue) ;
- Les pompes multicellulaires (plusieurs roues) ;

- **Suivant la disposition de l'axe de la pompe**

On en distingue deux types de groupes électropompes :

- Groupe électropompe à axe horizontale, (GEPH) ;
- Groupe électropompe à axe verticale, (GEPV).

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine d'AEP pour les avantages qu'elles offrent :

- Refoulent de grands débits à des hauteurs importantes ;
- Groupes légers, moins chers, ayant un rendement acceptable, et peu encombrants.

VI.3. Choix des pompes

Le choix de pompe à installer dépend des caractéristiques hydrauliques des installations projetées à savoir [8] :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur manométrique totale ;
- Le meilleur rendement possible.

Notre choix portera sur des groupes électropompes à axe horizontal (GEPH) pour équiper les Stations de reprise.

VI.3.1. Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge est basé sur la transformation de l'énergie mécanique en une énergie cinétique appliquée sur le fluide, grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de rotation ou les impulsions produites par la roue. Ce qui provoque le mouvement continu du fluide vers le diffuseur ou encore la volûte, et il sera dirigé dans la conduite de refoulement [8].

VI.3.2. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

VI.3.2.1. Le débit

Le débit Q fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps. Il s'exprime en mètre cube par seconde (m^3/s) ou plus pratiquement en (m^3/h).

VI.3.2.2. La Hauteur manométrique totale

Celle-ci traduit la hauteur totale devant être vaincu par la pompe pour déplacer un liquide du point A au point B, y compris toutes les pertes de charges totales, donc elle se compose de

- Hauteur d'aspiration (H_a) : c'est la différence de niveau entre le plan d'aspiration et l'axe de la pompe ;
- Hauteur de refoulement (H_r) : c'est la différence de niveau entre l'axe de la pompe et le point le plus élevé sur la ligne de refoulement ;
- Perte de charge (J_t) : Chute d'énergie occasionnée par le frottement du liquide et les diverses singularités.

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [8] :

$$H_{mt} = H_g + J_{ref} + J_{asp} \quad (VI.1)$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique en (m).
- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

VI.3.2.3. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tours effectués par la pompe par unité de temps (en général en tr/min).

VI.3.2.4. La puissance

On distingue deux types de puissances :

VI.3.2.4.1. La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{VI.2})$$

Avec ;

P_a : Puissance totale consommée (KW).

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s).

H_{mt} : Hauteur manométrique (m).

η : Rendement global de l'installation.

VI.3.2.4.2. La puissance utile

Elle traduit la puissance transmise effectivement au fluide par la pompe, elle est donnée par la formule suivante :

$$P_u = P_h = \rho \times g \times H_{mt} \times Q \quad (\text{VI.3})$$

VI.3.2.5. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η , il est donné par la formule suivante :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{VI.4})$$

VI.4. Courbes caractéristiques d'une pompe

Pour une vitesse de rotation et un débit donné, il existe trois courbes principales qui caractérisent une pompe, on en distingue [8] :

VI.4.1. La courbe débit-hauteur

C'est une courbe de type parabolique qui exprime la variation de différentes hauteurs en fonction du débit (Figure (VI-4)).

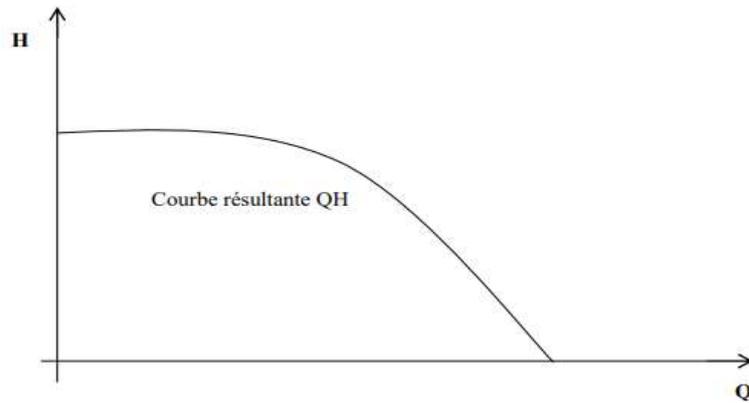


Figure (VI-4) : Courbe caractéristique débit-hauteur

VI.4.2. La courbe de rendement

Pour un débit donné, cette courbe présente la valeur maximale (Figure(VI-5)).

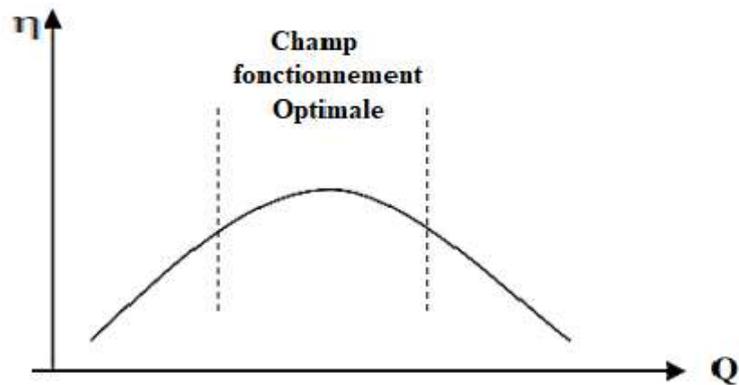


Figure (VI-5) : Courbe caractéristique débit-rendement

VI.4.3. La courbe puissance-débit

Elle représente la puissance fournie par le moteur, en fonction de son régime, elle est donnée par le constructeur de la pompe (Figure (VI-6)).

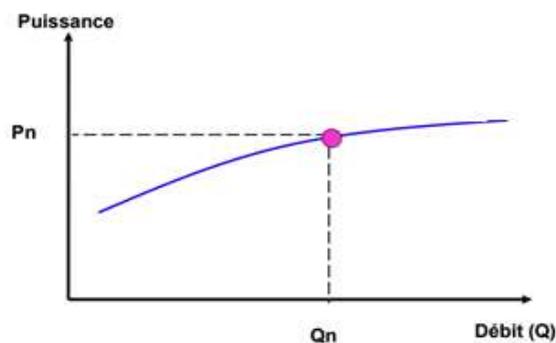


Figure (VI-6) : Courbe caractéristique puissance - débit

VI.4.4. Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement de la pompe est déterminé par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe Q-H et la courbe caractéristique du circuit (Figure (VI-7)).

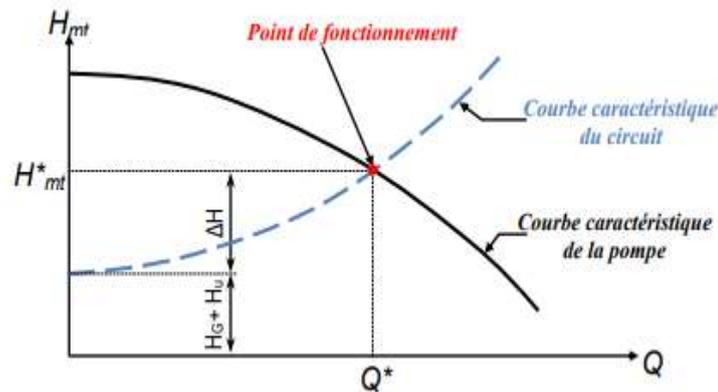


Figure (VI-7) : Point de fonctionnement d'un circuit de refoulement

Cette courbe caractéristique peut être fournie par le constructeur, mais celle de la conduite peut être déterminée comme suit [8] :

$$H_c = h_g + RQ^2 \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- RQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- R : Coefficient qui caractérise la conduite résistance de la conduite ($s^2 \cdot m^{-5}$).

Il arrive parfois que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, des modifications seront alors nécessaires pour parvenir aux conditions de fonctionnement désirées.

VI.4.4.1. Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour assurer le volume journalier désiré [8].

Dans notre cas, le temps de pompage $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par :

$$V = 20 \times Q_1 \quad (\text{VI.6})$$

Dans ce type de configuration, on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe.

Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \quad (\text{VI.7})$$

Donc, le nouveau temps de pompage (T) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{VI.8})$$

VI.4.4.2. Vannage ou création des pertes de charge

Pour obtenir le point de fonctionnement souhaité, des changements de caractéristiques du réseau doivent être opérés, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que nous obtenions le point de fonctionnement désiré (dans la mesure du possible).

Cette démarche engendre des coûts supplémentaires pour l'exploitation, réduction des performances des équipements (augmentation de l'intensité de courant), provoquant ainsi des surchauffes de l'appareillage électriques.

VI.4.4.3. Rognage de la roue

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D) telles qu'elles sont illustrées dans la figure (VI-8) ci-après :

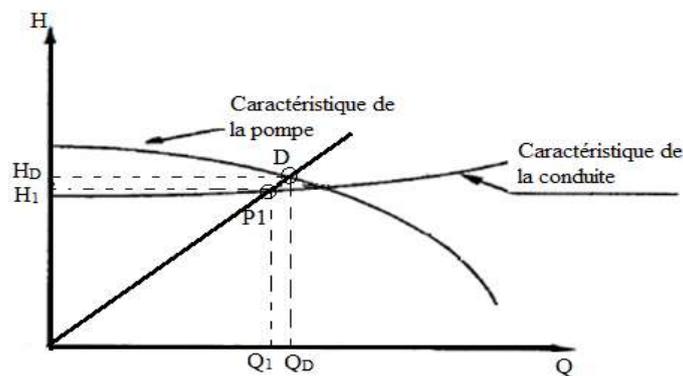


Figure (VI-8) : Point de fonctionnement d'une pompe par rognage

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_D} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_D} \right)^{1/2} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.
- D₁ : Diamètre de la roue avant rognage.
- D₂ : Diamètre de la roue après rognage.

Donc le nouveau diamètre (D₂) sera :

$$D_2 = m.D_1 \quad (\text{VI.10})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera : $r = 1 - m$ (%) (VI.11)

VI.4.4.4. Variation de la vitesse de rotation

Dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré. A cet effet, nous tracerons la parabole $H = a_e Q^2$ qui passe par l'origine du graphe.

La valeur du facteur a_e est donnée par la formule suivant :

$$a_e = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{VI.12})$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1(H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V(Q_v, H_v)$ de P_1 (voir Figure (VI-9)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N_1}{N_v} = \left(\frac{Q_1}{Q_c}\right)^2 = \frac{H_1}{H_v} \quad (\text{VI.13})$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N_v \left(\frac{Q_1}{Q_c}\right)^2 = N_v \sqrt{\frac{H_1}{H_c}} \quad (\text{VI.14})$$

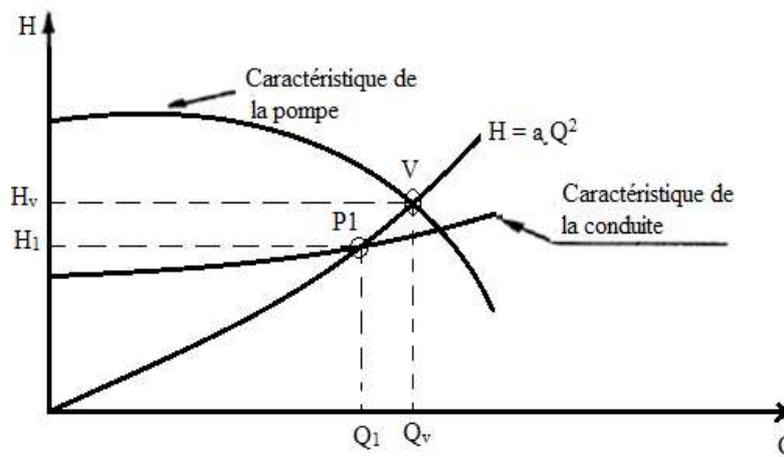


Figure (VI-9) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation

VI.5. Couplage des pompes

Si le débit ou la hauteur manométrique totale ne peuvent être assurés par une seule pompe, on doit procéder au couplage de deux ou plusieurs pompes. Ce couplage doit être effectué de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplage : le couplage en parallèle et en série [8].

VI.5.1. Couplage en série

Le couplage en série est mis en application sur les pompes centrifuges multicellulaires. Tout se passe comme si le refoulement d'une pompe arrivait à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante. Pour un débit donné, la hauteur d'élévation est égale à la somme des hauteurs d'élévation produites par chaque groupe ou chaque cellule. En plaçant 2 pompes en série, la H_{mt} du point de fonctionnement sera égale à la somme des H_{mt} des 2 pompes (figure (VI-10)).

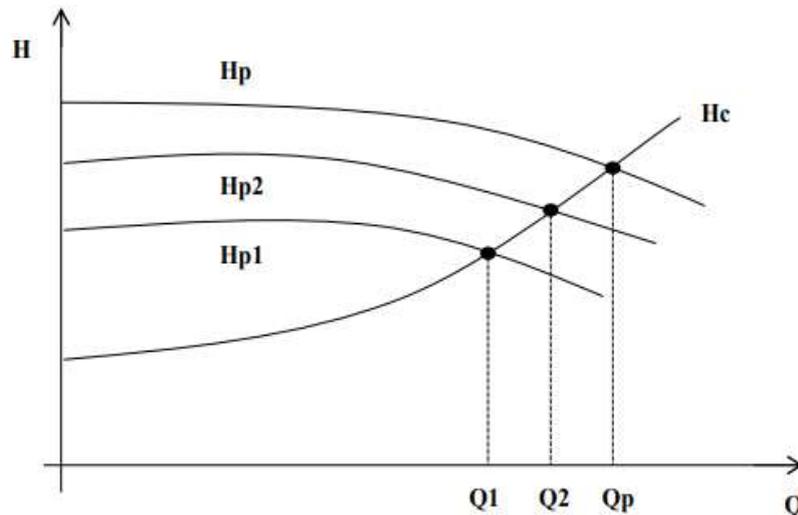


Figure (VI-10) : Couplage de pompes en série

VI.5.2. Couplage en parallèle

Lorsque deux pompes sont installées en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée. En les plaçant en parallèle, c'est le débit du point de fonctionnement qui sera égal à la somme des débits des deux pompes.

VI.6. Choix des pompes du projet

Le système de pompage principal de ce projet à savoir la chaîne de refoulement N°01 (Station de traitement-réservoirs tampons 500 m^3 et $2 \times 300 \text{ m}^3$) est composée de 04 trçons dont une station de traitement monobloc et trois stations de reprises, avec un mode de fonctionnement (1+1), c'est-à-dire, 02 groupes électropompes pour chaque station.

Avec le catalogue numérique du constructeur CAPRARI, la sélection des groupes électropompes est faite automatiquement, le choix de la pompe est basé sur le type et la taille de la pompe dont les caractéristiques hydrauliques se rapprochent le plus possible du point d'intersection avec les caractéristiques de la conduite de refoulement qui correspondent aux conditions technico-économiques du système.

VI.6.1. Tronçon 1 : Station de traitement monobloc-SR1

VI.6.1.1. Caractéristique de la conduite

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q=50$ l/s
- $H_g=169$ m
- $H_{mt}= 176,4$ m

VI.6.1.2. Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue de pompes CAPRARI, le type de pompe choisie (annexe (03)) est :

- Type : **PM 125/3F**
- Rendement : $\eta = 73,10$ % ;
- Vitesse : $N = 2900$ tr/min ;
- NPSH : 4,20 m ;

Les courbes caractéristiques de la pompe de cette station monobloc, sont représentées sur le graphe ci-après :

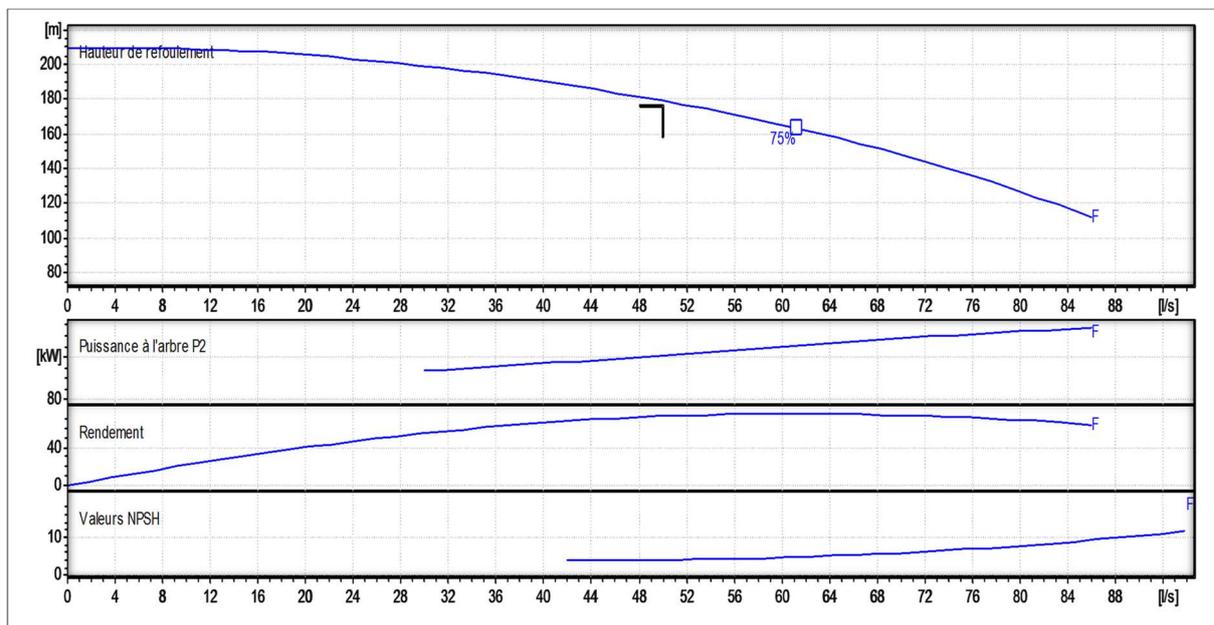


Figure (VI-11) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station monobloc

On remarque que le point de fonctionnement effectif P_{eff} (51,6 l/s ; 177 m) ne coïncide pas avec le point désiré P_f (50 l/s ; 176,4 m).

VI.6.1.3. Ajustement du point de fonctionnement

a) **1^{ère} variante** : Agir sur le temps de pompage ;

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu d'ajuster le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}, \text{ D'où } T_2 = 20 \times \frac{50}{51,6} = 19,38 \text{ h}$$

Donc, le temps de pompage devient 19,38 h

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0516 \times 177}{0.731}$$

$$P_a = 122.57 \text{ Kw}$$

b) 2^{ème} variante : Régulation par vannage ;

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

$$h = H' - H_1 = 177 - 176.4 = 0.60 \text{ m}$$

c) 3^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

Cette méthode consiste à varier la vitesse de rotation, c'est-à-dire, trouver une vitesse (N')

$$\text{La nouvelle vitesse de rotation est : } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2}$$

$$\text{L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit : } H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H_3 = 0,07056 Q^2$$

$$\text{L'équation de la pompe est donnée comme suit : } H_p = a \times Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s} & H = 209 \text{ m} \\ Q = 51.6 \text{ l/s} & H = 177 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{d'où, } 177 = a \times (51.6)^2 + 209 ; \text{ donc } a = -0,012018$$

$$\text{Ce qui donne, } H_p = -0.012018 Q^2 + 209$$

$$H_p = H_3 \Rightarrow -0.012018 \cdot Q^2 + 209 = 0.07056 \cdot Q^2$$

$$\text{Ce qui implique : } Q_3 = 50.31 \text{ l/s, } H_3 = 178.58 \text{ m, } P_3 (50.31, 178.58)$$

$$\text{Donc } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{2900 \times 50}{50.31} = 2882,13 \text{ (t/min)}$$

$$\text{La puissance absorbée sera } P_a = \frac{9.81 \times 0.050 \times 176.4}{0.731} \Rightarrow \mathbf{P_a = 118.36 \text{ Kw}}$$

d) Bilan énergétique

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 7.25 \text{ DA}) \text{ d'où } E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{\text{exp}} = 118.36 \times 19.38 \times 365 \times 7.25$$

$$\text{D'où : } F_{\text{exp}} = \mathbf{6\ 070\ 012,7 \text{ DA}}$$

D'après les résultats obtenus, nous optons pour la variante de changement de vitesse de rotation (plus économique).

VI.6.2. Tronçon 2 : Station de reprise SR1-Station de reprise SR2

VI.6.2.1. Caractéristiques de la conduite

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 50 \text{ l/s}$
- $H_g = 125 \text{ m}$
- $H_{mt} = 131.83 \text{ m}$

VI.6.2.2. Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue de pompes CAPRARI, le type de pompe choisie (annexe (04)) est :

- Type : **PM 125/2E**
- Rendement : $\eta = 73,9 \%$;
- Vitesse : $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- NPSH : $4,39 \text{ m}$;

Les courbes caractéristiques de la pompe de cette station de reprise N°1, sont représentées sur le graphe ci-après :

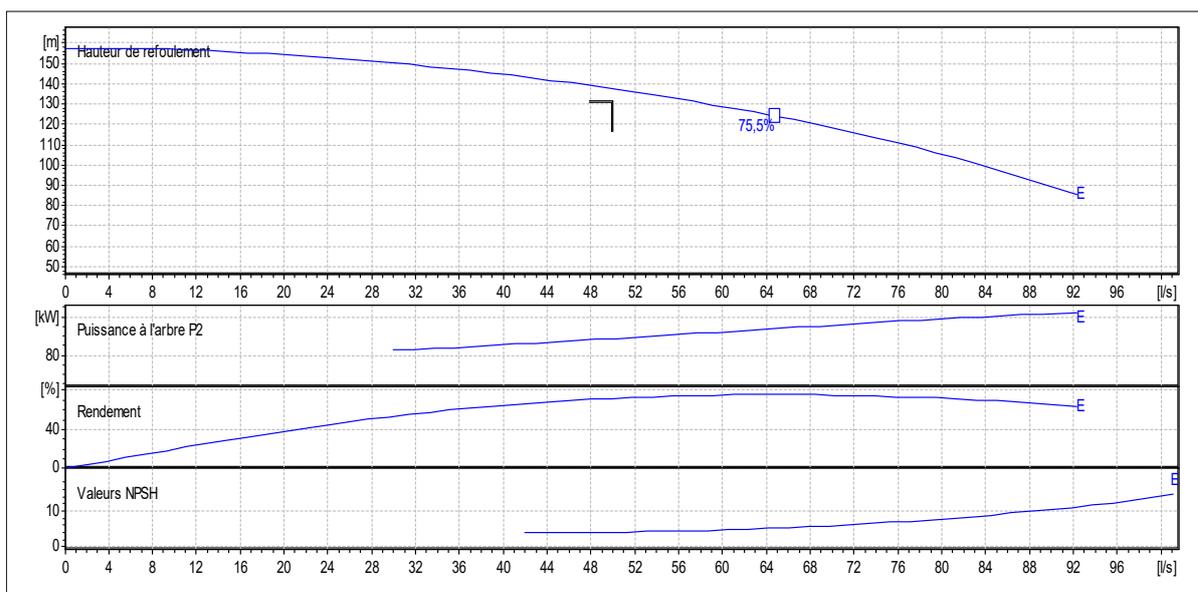


Figure (VI-12) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station SR1

On remarque que le point de fonctionnement effectif P_{eff} ($55,1 \text{ l/s}$; 133 m) ne coïncide pas avec le point désiré P_f (50 l/s ; 131.83 m).

VI.6.2.3. Ajustement du point de fonctionnement

- a) **1^{ère} variante** : Agir sur le temps de pompage ;

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu d'ajuster le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}, \text{ D'où } T_2 = 20 \times \frac{50}{55.1} = 18\text{h}$$

Donc, le temps de pompage devient 18h

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0551 \times 133}{0.739}$$

$$P_a = 97.28\text{Kw}$$

b) 2ème variante : Régulation de débit par vannage ;

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

$$h = H' - H_1 = 133 - 131.83 = 1.17 \text{ m}$$

c) 3ème variante : Variation de la vitesse de rotation

Cette méthode consiste à varier la vitesse de rotation, c'est-à-dire, trouver une vitesse (N')

$$\text{La nouvelle vitesse de rotation est : } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2}$$

$$\text{L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit : } H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H_3 = 0,052732Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit : $H_p = a \times Q^2 + b$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } & H = 157\text{m} \\ Q = 55.1 \text{ l/s, } & H = 133\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{d'où, } 133 = a \times (55.1)^2 + 157 ; \text{ donc } a = -0,00790$$

$$\text{Ce qui donne, } H_p = -0.00790 Q^2 + 157$$

$$H_p = H_3 \Rightarrow -0.00790.Q^2 + 157 = 0.052732.Q^2$$

Ce qui implique : $Q_3 = 50.89 \text{ l/s, } H_3 = 136.54 \text{ m, } P_3 (50.89, 136.54)$

$$\text{Donc } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{2900 \times 50}{50.89} = 2849,28 \text{ (t/min)}$$

$$\text{La puissance absorbée sera } P_a = \frac{9.81 \times 0.050 \times 131.83}{0.739} \Rightarrow P_a = 87.50\text{Kw}$$

d) Bilan énergétique

$$F_{exp} = E \times e ; (e = 7.25 \text{ DA}) \text{ d'où } E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{exp} = 87.50 \times 18 \times 365 \times 7.25.$$

$$\text{D'où : } F_{exp} = 4 \text{ 167 843,75 DA}$$

D'après les résultats obtenus, nous optons pour la variante de changement de vitesse de rotation (plus économique).

VI.6.3. Tronçon 3 : Station de reprise SR2 - Station de reprise SR3

VI.6.3.1. Caractéristiques de la conduite

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 50 \text{ l/s}$
- $H_g = 210 \text{ m}$
- $H_{mt} = 223.09 \text{ m}$

VI.6.3.2. Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue de pompes CAPRARI, le type de pompe choisie (annexe (05)) est :

- Type : **PM 125/2A**
- Rendement : $\eta = 67,7 \%$;
- Vitesse : $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- NPSH : $4,21 \text{ m}$;

Les courbes caractéristiques de la pompe de cette station de reprise 2, sont représentées sur le graphe ci-après :

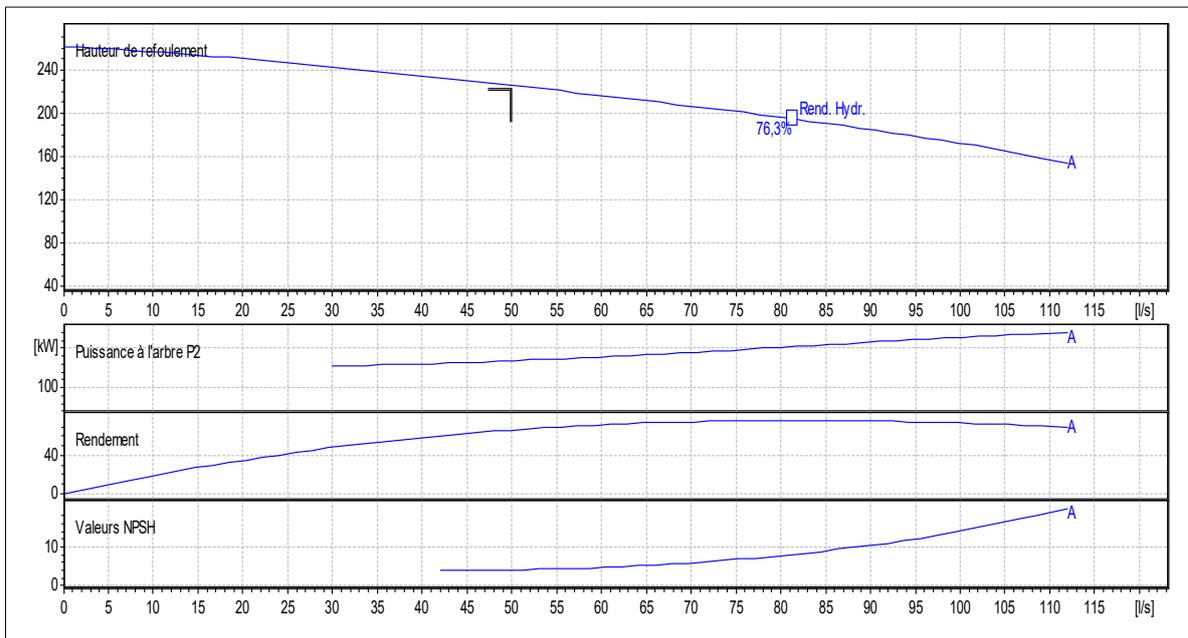


Figure (VI-13) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station SR2

On remarque que le point de fonctionnement effectif P_{eff} (51,8 l/s ; 224 m) ne coïncide pas avec le point désiré P_f (50 l/s ; 223.09 m).

VI.6.3.3. Ajustement du point de fonctionnement

a) **1^{ère} variante** : Agir sur le temps de pompage ;

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu d'ajuster le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}, \text{ D'où } T_2 = 20 \times \frac{50}{51.8} = 19.30\text{h}$$

Donc, le temps de pompage devient 19.30h

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0518 \times 224}{0.677}$$

$$P_a = 168.13\text{Kw}$$

b) **2^{ème} variante** : Régulation de débit par vannage ;

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

$$h = H' - H_1 = 224 - 223.09 = 1 \text{ m}$$

c) **3^{ème} variante** : Variation de la vitesse de rotation ;

Cette méthode consiste à varier la vitesse de rotation, c'est-à-dire, trouver une vitesse (N')

$$\text{La nouvelle vitesse de rotation est : } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2}$$

$$\text{L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit : } H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H_3 = 0,089236Q^2$$

$$\text{L'équation de la pompe est donnée comme suit : } H_p = a \times Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } & H = 261\text{m} \\ Q = 51.8 \text{ l/s, } & H = 224\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{d'où, } 224 = a \times (51.8)^2 + 261 ; \text{ donc } a = -0,0137893$$

$$\text{Ce qui donne, } H_p = -0,0137893Q^2 + 261$$

$$H_p = H_3 \Rightarrow -0,0137893.Q^2 + 261 = 0.089236.Q^2$$

$$\text{Ce qui implique : } Q_3 = 50.33 \text{ l/s, } H_3 = 226.04 \text{ m, } P_3 (50.33, 226.04)$$

$$\text{Donc } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{2900 \times 50}{50.33} = 2880,98 \text{ (t/min)}$$

$$\text{La puissance absorbée sera } P_a = \frac{9.81 \times 0.050 \times 223.09}{0.677} \Rightarrow P_a = 161.63 \text{ Kw.}$$

d) Bilan énergétique

$$F_{exp} = E \times e ; (e = 7.25 \text{ DA}) \text{ d'où } E = Pa \times t \times 365 \Rightarrow F_{exp} = 161.63 \times 19.30 \times 365 \times 7.25$$

$$\text{D'où : } F_{exp} = \mathbf{8\ 254\ 868,38 \text{ DA}}$$

D'après les résultats obtenus, nous optons pour la variante de changement de vitesse de rotation (variante plus économique).

VI.6.4. Tronçon 4 : Station de reprise SR3 - Réservoirs tampons

VI.6.4.1. Caractéristiques de la conduite

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 50 \text{ l/s}$
- $H_g = 177 \text{ m}$
- $H_{mt} = 180.58 \text{ m}$

VI.6.4.2. Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue de pompes CAPRARI, le type de pompe choisie (annexe (06)) est :

- Type : **PM 100/4B**
- Rendement : $\eta = 69 \%$;
- Vitesse : $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- NPSH : $7,18 \text{ m}$;

Les courbes caractéristiques de la pompe de cette station de reprise N°3, sont représentées sur le graphe ci-après

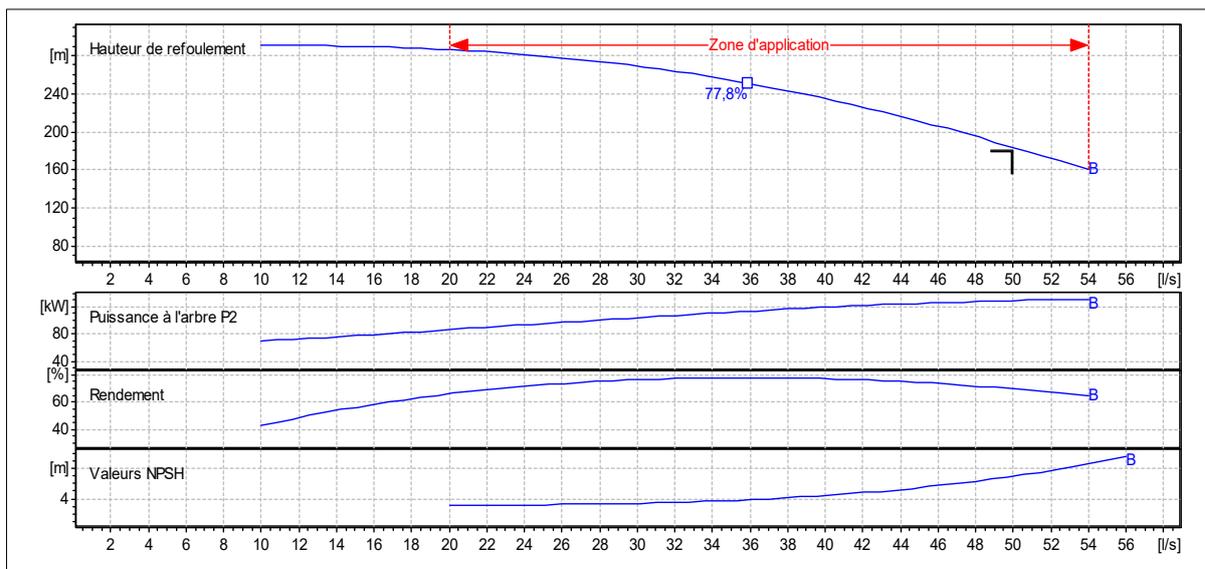


Figure (VI-14) : Courbes caractéristiques de la pompe de la Station SR3

On remarque que le point de fonctionnement effectif P_{feff} (50,5 l/s ; 181 m) ne coïncide pas avec le point désiré P_f (50 l/s ; 180.58 m).

VI.6.4.3. Ajustement du point de fonctionnement

a) 1^{ère} variante : Agir sur le temps de pompage ;

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu d'ajuster le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2}, \text{ D'où } T_2 = 20 \times \frac{50}{50.5} = 19.80\text{h}$$

Donc, le temps de pompage devient 19.80h

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0505 \times 181}{0.69}$$

$$P_a = 129.95\text{Kw}$$

b) 2^{ème} variante : Régulation de débit par vannage ;

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

$$h = H' - H_1 = 181 - 180.58 = 0.42 \text{ m}$$

c) 3^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation ;

Cette méthode consiste à varier la vitesse de rotation, c'est-à-dire, trouver une vitesse (N')

$$\text{La nouvelle vitesse de rotation est : } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2}$$

$$\text{L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit : } H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H_3 = 0,072232Q^2$$

$$\text{L'équation de la pompe est donnée comme suit : } H_p = a \times Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } & H = 293\text{m} \\ Q = 50.5 \text{ l/s, } & H = 181\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{d'où, } 181 = a \times (50.5)^2 + 261 ; \text{ donc } a = -0,04391$$

$$\text{Ce qui donne, } H_p = -0,0137893Q^2 + 261$$

$$H_p = H_3 \Rightarrow -0,04391.Q^2 + 293 = 0.072232.Q^2$$

$$\text{Ce qui implique : } Q_3 = 50.23 \text{ l/s, } H_3 = 226.04 \text{ m, } P_3 (50.23, 182.22)$$

$$\text{Donc } N' = \frac{N \times Q_1}{Q_3} = \frac{2900 \times 50}{50.23} = 2886,72 \text{ (t/min)}$$

La puissance absorbée sera $P_a = \frac{9.81 \times 0.050 \times 180.58}{0.69} \Rightarrow P_a = 128.36 \text{ Kw}$

d) Bilan énergétique

$F_{exp} = E \times e$; ($e = 7.25 \text{ DA}$) d'où $E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{exp} = 128.36 \times 19.80 \times 365 \times 7.25$

D'où : $F_{exp} = 6\,725\,518,47 \text{ DA}$

D'après les résultats obtenus, nous optons pour la variante de changement de vitesse de rotation (variante plus économique).

VI.6.5. Etude de la cavitation

VI.6.5.1. Pompes à installer à la Station monobloc

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 225 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable) ;
- $NPSH_r = 4.20 \text{ m}$.

➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 225) = 10.06 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 10.06 + 1 - (0 + 0.24) = 10.82 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > NPSH_r$, alors la pompe est en dehors du domaine de cavitation

VI.6.5.2. Pompes à installer à la Station de reprise N°01

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 395 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable) ;
- $NPSH_r = 4.20 \text{ m}$.

➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 395) = 9.85 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 9.85 + 1 - (0 + 0.24) = 10.61 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > NPSH_r$, alors la pompe est en dehors du domaine de cavitation

VI.6.5.3. Pompes à installer à la Station de reprise N°02

- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 520 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable) ;

- $NPSH_r = 4.20 \text{ m}$;

➤ **Calcul de la pression à la côte d'aspiration :**

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times Ca) = 10.33 - (0.0012 \times 520) = 9.70 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + Ha - (Ja + hv) = 9.70 + 1 - (0 + 0.24) = 10.46 \text{ m}$$

$(NPSH_d > NPSH_r)$, alors la pompe est en dehors du domaine de cavitation

VI.6.5.4. Pompes à installer à la Station de reprise N°03

- Côte du plan d'aspiration : $Ca = 730 \text{ m}$;
- Hauteur d'aspiration : $Ha = 1 \text{ m}$;
- Perte de charge de l'aspiration : $Ja = 0$ (négligeable) ;
- $NPSH_r = 4.20 \text{ m}$.

➤ **Calcul de la pression à la côte d'aspiration :**

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times Ca) = 10.33 - (0.0012 \times 730) = 9.45 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + Ha - (Ja + hv) = 9.45 + 1 - (0 + 0.24) = 10.21 \text{ m}$$

$(NPSH_d > NPSH_r)$ alors la pompe est hors du domaine de cavitation

VI.6.6. Récapitulatif des caractéristiques des pompes

Les caractéristiques des différentes pompes choisies sont données sur le tableau ci-dessous :

Tableau (VI-1) : Récapitulatif des caractéristiques des différents GEPH des Stations

Pompe	Type de pompe	Vitesse de rotation (t /min)	Points de fonctionnement (Q l/s, H m)	Points désirés (Q ₁ , H ₁)	Puissance absorbée (kw)	Rendement (%)
P ₁	PM 125/3F	2882.13	(50.31 ;178.58)	(50 ;176.4)	118.36	73.1
P ₂	PM 125/2E	2849.29	(50.89 ;136.54)	(50 ;131.83)	87.50	73.9
P ₃	PM 125/2A	2880.98	(50.33 ;226.04)	(50 ;223.09)	161.63	67.7
P ₄	PM 100/4B	2886.72	(50.23 ;182.22)	(50 ;180.58)	128.36	69

VI.7. Simulation du fonctionnement de la chaine d'adduction avec Epanet

Avec le logiciel Epanet, nous avons modéliser la chaine principale N°01 de la commune de Tamokra.

Les résultats de la simulation sont donnés par la figure (VI-15) ci-après ;

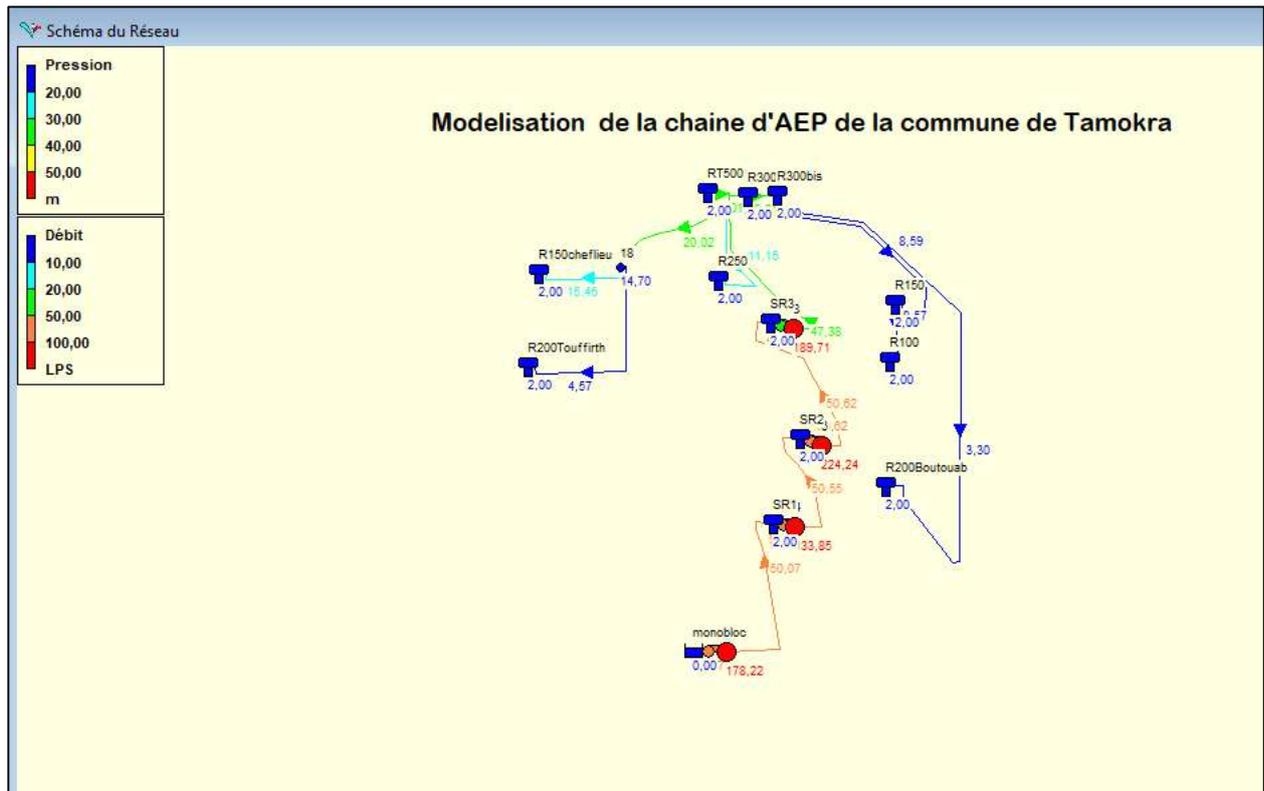


Figure (VI-15) : Modélisation du système d’approvisionnement d’AEP de Tamokra

VI.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu choisir les équipements hydromécaniques des 04 stations de reprise de la chaîne de refoulement à savoir des groupes électropompes à axe horizontal (GEPH), et cela à l’aide du catalogue numérique CAPRARI PUMP TUTOR, avec des pompes qui fonctionnent en mode 1+1 (un en marche et l’autre de secours), tout en répondant aux caractéristiques techniques (débit, Hmt) avec un rendement optimal (Tableau (VI-1)). Afin de protéger les équipements ainsi que les conduites, il est impératif de faire une étude détaillée du phénomène de coup de bélier, ce qui sera l’objet de chapitre suivant.

Chapitre VII

Coup de Bélier

VII.1. Introduction

La connaissance et la maîtrise des phénomènes transitoires qui se produisent dans les installations pendant le fonctionnement normal ou lors d'accidents, revêt une importance capitale dans une étude d'AEP. Ces phénomènes génèrent des perturbations dans le régime d'écoulement du fluide à l'intérieur des canalisations, et deviennent plus importantes si le fluide est un liquide et si la variation du débit est brutale. Comparées au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression. Un régime transitoire c'est un phénomène oscillatoire qui apparaît entre deux régimes stationnaires, il est considéré comme un écoulement varié dans un certain intervalle de temps où certaines caractéristiques hydrauliques varient tels que le débit, la vitesse de l'écoulement et la pression dans la canalisation. Il peut se produire soit dans le système de transport d'écoulement libre, soit dans un système en charge par une variation du débit [9].

VII.2. Définition de coup de bélier

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire et un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes de charges dues aux frottements, dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.

VII.3. Risques dus au phénomène de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène dévastateur, il peut causer de graves conséquences pour l'exploitation des réseaux et des dommages collatéraux aux canalisations, ceci dû aux alternances de surpression et dépression dans de grandes proportions. Les risques et avaries causés par le coup de bélier sont de plusieurs ordres, tels que [9] :

VII.3.1. Cas de surpression

La fermeture rapide ou instantanée d'une vanne de sectionnement d'une conduite ou bien d'un autre organe de contrôle, produira une pression d'une valeur importante, si elle dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il y a risque de rupture de cette dernière, éclatement et déboitement des joints.

VII.3.2. Cas de dépression

L'arrêt brusque d'un groupe électropompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement, produira l'apparition d'une pression manométrique négative, donc il y a un risque d'aplatissement de la conduite et aspiration des joints. Aussi ce cas de dépression peut provoquer un phénomène de cavitation (libération d'air dissout plus vapeur d'eau), si en un point de la conduite la pression atteint le vide manométrique, et lorsqu'en phase de surpression la poche de vapeur se résorbe ceci engendre une pression atteignant jusqu'à quatre fois la pression de service.

VII.3.3. Risque de fatigue

En conséquence des variations brusques des valeurs des surpressions et dépressions, elles provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation.

VII.4. Moyens de protection des conduites contre le coup de bélier

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coups de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations, parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés, nous distinguons :

- Vanne à fermeture lente ;
- Clapet by-pass ;
- Volants d'inertie ;
- Soupape de décharge ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Réservoirs d'air ;
- Ventouse.

VII.4.1. Vanne à fermeture lente

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe [8].

Dans l'estimation de temps de fermeture de la vanne, il faut prendre garde que la formule de MICHAUD, suppose que le débit varie linéairement en fonction du temps.

Si la fermeture de la vanne ne réalise pas cette loi linéaire du débit, on observera à certains instants de la manœuvre une surpression supérieure à celle donnée par la formule.

Dans la pratique, l'impossibilité de réaliser une fermeture linéaire en fonction du temps conduit à adopter un temps total de fermeture sensiblement supérieur à celui que donne la formule de MICHAUD ci-après :

$$B = \frac{2 \times L \times V_o}{g \times t} \quad (\text{VII.1})$$

VII.4.2. Clapet by-pass

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, lorsqu'un arrêt brusque intervient, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet, la pression sera alors égale à celle d'aspiration [8].

VII.4.3. Volant d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, calée sur l'arbre du groupe moteur de la pompe, il permet lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée, diminuant ainsi l'intensité du coup de bélier [6].



Figure (VII-1) : Volant d'inertie

Malgré l'apparence de simplicité du procédé, l'utilisation du volant d'inertie (figure (VII-1)) reste très limitée. En effet, dès que la longueur dépasse quelques centaines de mètres, on arrive rapidement à des poids du volant énormes et le système n'est plus économique.

VII.4.4. Soupape de décharge

Leurs rôles c'est d'écarter les surpressions, en laissant échapper l'eau lorsque la pression dépasse une certaine valeur limite, la valeur de réglage prise généralement à 10% de la pression maximale admissible (Figure (VII-2) [8].



Figure (VII-2) : Soupape de décharge

Toutefois, une soupape exige une surveillance et un entretien. En effet, si elle venait à ne pas fonctionner, la conduite ne serait plus protégée, et pourrait alors se rompre, de plus, ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les pressions négatives puisqu'elle ne peut pas introduire l'eau qui serait alors nécessaire.

VII.4.5. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies si l'on a la possibilité d'absorber ou au contraire de fournir une certaine quantité d'eau, en fonction de la variation instantanée de pression dans la conduite à protéger, il faut pour cela disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue [6].

Les cheminées d'équilibre sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station (Figure (VII-3)). Elles présentent certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points de parcours difficilement accessibles.

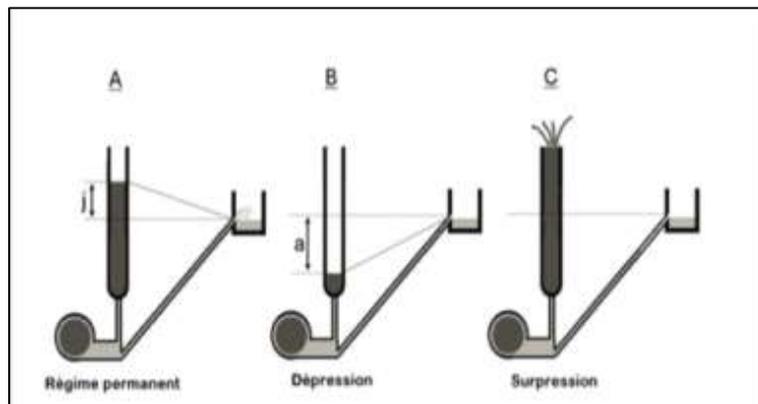


Figure (VII-3) : Cheminée d'équilibre

VII.4.6. Réservoirs d'air

Il est fréquent que la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur de pompage, interdise l'implantation près de la pompe d'une cheminée comportant un niveau libre à la pression atmosphérique, à cause du très grand développement vertical d'un tel ouvrage. Il est toutefois possible d'éviter cet inconvénient en admettant au-dessus du niveau libre dans l'anti-bélier une pression supérieure à la pression atmosphérique. Cette anti-bélier est alors constitué (Figure (VII-4)) par un réservoir sous pression capable de fournir l'eau que la pompe ne peut momentanément plus fournir, ou à l'inverse de recevoir au démarrage de celle-ci le débit que la conduite ne peut pas absorber instantanément [9].

En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant dans le réservoir au-dessus du niveau de l'eau exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers le tuyau.

Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir va jouer cette fois-ci le rôle inverse : l'eau se trouvant en excès dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important et la conduite reliant le réservoir à la canalisation de refoulement lui servira de chemin évacuateur.

En sortant, l'eau passe par un dispositif d'étranglement qui amortira rapidement les oscillations, pour arriver au réservoir avec moins d'énergie, et pendant ce temps, l'air sera comprimé pour céder sa place à l'eau (Figure VII-4).

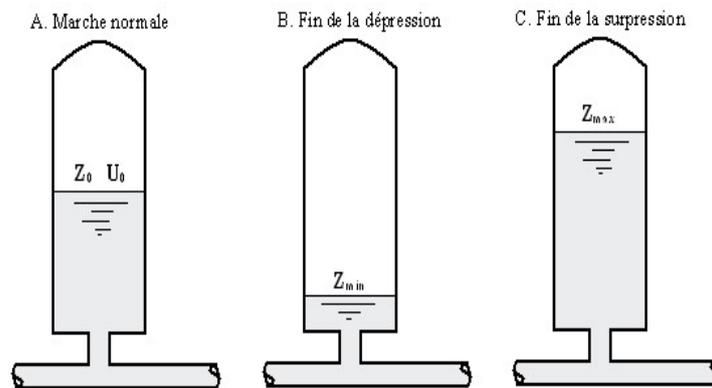


Figure (VII-4) : Volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

VII.4.7. Les ventouses

Elles ont pour rôle principal d'évacuer l'air contenu dans la conduite et permettront l'admission de l'air dans les conduites lorsque nous procédons à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure (VII-5) : Ventouse à triple fonction

VII.5. Etude de phénomène de coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions et les dépressions et vérifier ainsi, que les valeurs trouvées ne dépassent pas la valeur de la pression de service pour laquelle elle est destinée [9].

- Dans le cas des conduites de refoulement, le coup de bélier résulte de l'arrêt brusque du groupe électropompe ;
- Dans le cas des conduites gravitaires, le coup de bélier résulte de l'ouverture ou de la fermeture rapide d'une vanne.

Les valeurs numériques du coup de bélier sont calculées comme suit :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivant :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K=1 pour la fonte) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm).

VII.5.1. Cas d'une fermeture rapide

Elle a une durée inférieure ou égale au temps de l'aller-retour :

$$T \leq \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VII.3})$$

Le coup de bélier (B) a pour valeur maximale (Formule de J OUKOWSKI) :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

B : Valeur du coup de bélier (m) ;

a : Célérité de l'onde (m/s) ;

V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur en m/s².

La valeur maximale de la pression absolue dans la conduite sera : (Figure VII-6) :

$$H_{\max} = H_0 + B \quad (\text{VII.5})$$

La valeur minimale de la pression absolue disponible dans la conduite sera : (Figure VII-6) :

$$H_{\min} = H_0 - B \quad (\text{VII.6})$$

Où :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement ou charge motrice en gravitaire (m) ;

H₀ : Pression absolue dans la conduite (m) ;

B : Valeur du coup de bélier ;

H_{max} : Pression maximale absolue (m) ;

H_{min} : pression minimale absolue (m).

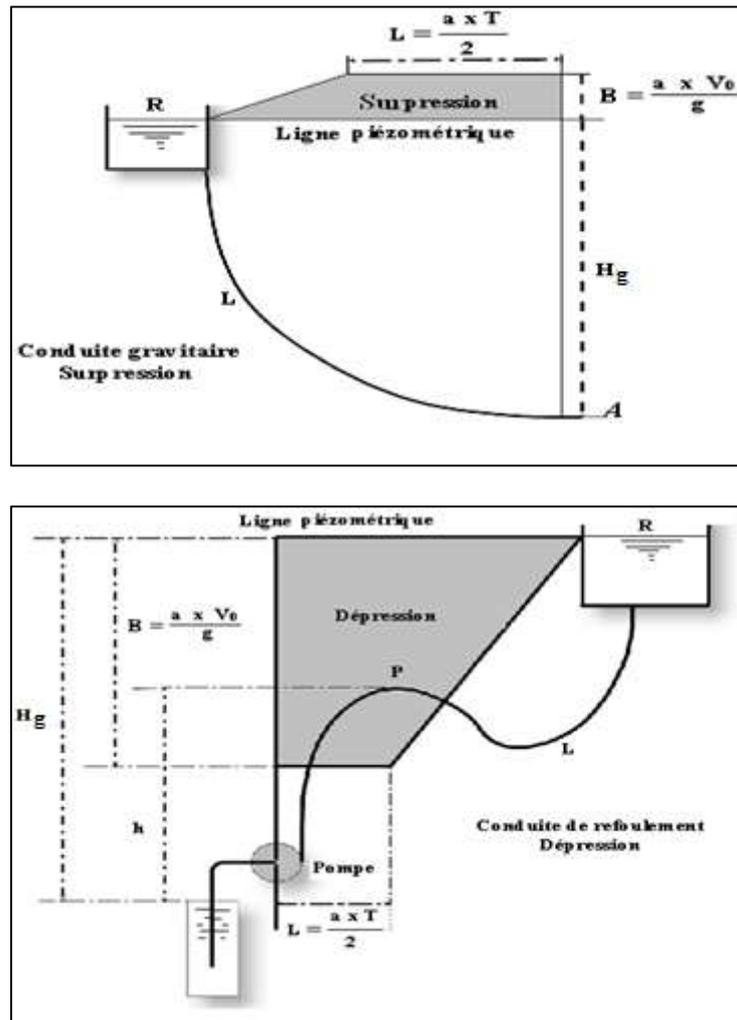


Figure (VII-6) : Valeurs de surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement en cas d'arrêt rapide

VII.5.2. Cas d'une fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \tag{VII.8}$$

La valeur du coup de bélier :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \tag{VII.9}$$

Étant donné que la valeur du coup de bélier est plus importante dans le cas d'une fermeture brusque, dans nos calculs, nous ne nous intéresserons qu'à cette dernière.

La célérité moyenne des différents matériaux de conduite utilisées dans les adductions est donnée sur le tableau (VII-1) ci-dessous ;

Tableau (VII-1) : Le coefficient K dépendant du matériau de la conduite

Matériaux	K	Valeur moyenne de la célérité (a) (m/s)
Fonte grise	1	1200
Fonte ductile	0,6	/
Acier	0,5	1100
PVC	33	400
Amiante ciment	4044,4	1000
Polyéthylène haute densité	83	300
Polyéthylène basse densité	500	150
Béton	5	/
Plomb	5	/

VII.6. Calcul du régime transitoire de la chaîne de refoulement

Afin de garantir la pérennité et la protection des équipements des stations de reprise et les canalisations contre le phénomène de coup de bélier, on a recours au calcul et à la simulation du phénomène de chaque tronçon de l'adduction afin d'effectuer un dimensionnement adéquat, efficace des organes de protection, tels que les réservoirs d'air.

La sélection des réservoirs d'air est faite sur catalogues de constructeur **Charlatte** (Annexes 7,8, et 9). Pour arriver à cet objectif, il est nécessaire de procéder par calcul le long de la conduite d'adduction. Pour tous les cas d'étude nous choisissons des réservoirs anti bélier verticaux ou horizontaux à vessie d'un volume de 20% supérieur au volume U_{max} pour des marges de sécurité, tel que le volume des réservoirs, égale a ;

$$U_r = 1.20 \times U_{max} \quad (VII.10)$$

D'où :

U_r : volume total du réservoir.

U_{max} : volume maximal d'air en régime transitoire

VII.6.1. Tronçon Station de traitement monobloc-SR1

Les résultats de la simulation de ce tronçon sont portés sur le tableau (VI-3) suivant, nous avons opter pour le choix d'un réservoir d'air d'un volume de 750L, muni de clapet percé à l'entrée du réservoir. Les détails constructifs de cet équipement hydromécanique sont reportés en (annexe (07)). La traduction graphique de la simulation est donnée par l'épure de BERGERON (Figure (VII-8)), qui montre d'une façon claire, la dissipation progressive de l'onde tout en protégeant la conduite par le réservoir d'air. L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est donnée sur la (Figure (VI-9)). Pour que le système soit protégé, la pression maximale de fonctionnement (PMF) en régime transitoire doit être inférieure à la pression maximale Admissible (PMA) de la conduite pour cela, il est indiqué de prendre une pression nominale de 25 bars pour la conduite de refoulement.

Tableau (VII-2) : Résultats de calcul du coup de bélièr du tronçon (Monobloc-SR1)

Simulation		Epure de BERGERON		Oscillogramme		Profil des pressions		Quitter	
Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air		Pression de l'air		Résultats des pressions	
Diametre	0,25 m	Vitesse	1,0191083 m/s	Volume U _a	0,4 m ³	pres. air Z	51,680872 /U ²	Surpression	31,154532 m
Débit	0,05 m ³ /s	Section	0,0490625 m ²	K PDC entr	70 Vf ²			Dépression	52,700089 m
H géomet	169 m	Célérité a	904,76605 m/s	K PDC sort	0 Vf ²				
Long. Cond	1630 m	B	93,991292 m	Exposant	1,4				
coef. K	1	Hmax	262,99129 m						0,0071812
Epaisseur	0,0035 m	Hmin	75,008708 m						100,53627
C Haz Will	126,64058	periode θ	3,6031414 s						
		H ₀	179 m						
		PDC δ	7,3999723 m						
		a/g	92,228955 s						
Résultats des variations du volume d'air									
Umax	0,5282078 m ³								
Umin	0,3672986 m ³								

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,4	186,39997	0	186,39997	7,3999723	179	1,0191083	0	0	
3,6031414	0,1282078	0,5282078	126,29991	0	126,29991	1,5057852	124,79413	0,4313766	0,7252431	0,431378	-1,344E-06
7,2062828	-0,0058701	0,5223378	128,29148	17,345588	145,63707	1,9630633	147,60013	-0,4968107	-0,0332056	-0,4977892	0,0009786
10,809424	-0,0977347	0,4246031	171,45627	25,871127	197,3274	2,8425772	200,16998	-0,6077291	-0,5528632	-0,6079371	0,000208
14,412566	-0,0573045	0,3672986	210,04039	0,1141403	210,15453	0,0187341	210,17327	-0,0401932	-0,3241587	-0,0403804	0,0001872
18,015707	0,0302331	0,3975317	188,0223	0	188,0223	1,2047013	186,8176	0,3825685	0,1710217	0,3824239	0,0001446
21,618848	0,053921	0,4514527	157,35214	0	157,35214	0,4608292	156,89131	0,2276163	0,3050191	0,2276144	1,851E-06
25,22199	0,0011799	0,4526326	156,77819	3,2136767	159,99186	0,4120304	160,40389	-0,2137288	0,0066745	-0,2142654	0,0005366
28,825131	-0,0458086	0,406824	182,0374	6,468808	188,5062	0,7875326	189,29374	-0,3037479	-0,259129	-0,3039927	0,0002448
32,428273	-0,0248543	0,3819697	198,83338	0	198,83338	0,0065011	198,82688	0,0228374	-0,1405951	0,0228024	3,503E-05
36,031414	0,0251785	0,4071482	181,83448	0	181,83448	0,5982353	181,23625	0,2620587	0,1424292	0,262056	2,684E-06
39,634555	0,0330362	0,4401845	163,02012	0	163,02012	0,1233131	162,89681	0,1117053	0,1868786	0,1117012	4,067E-06
43,237697	-0,0057631	0,4344213	166,05587	2,1906225	168,24649	0,2889421	168,53543	-0,1763578	-0,0326008	-0,1769028	0,000545
46,840838	-0,0325497	0,4018716	185,18573	2,5630335	187,74877	0,3341579	188,08292	-0,1913384	-0,1841263	-0,1913498	1,147E-05
50,44398	-0,0117207	0,3901509	193,0208	0	193,0208	0,0375119	192,98329	0,0587589	-0,0663014	0,0587471	1,182E-05

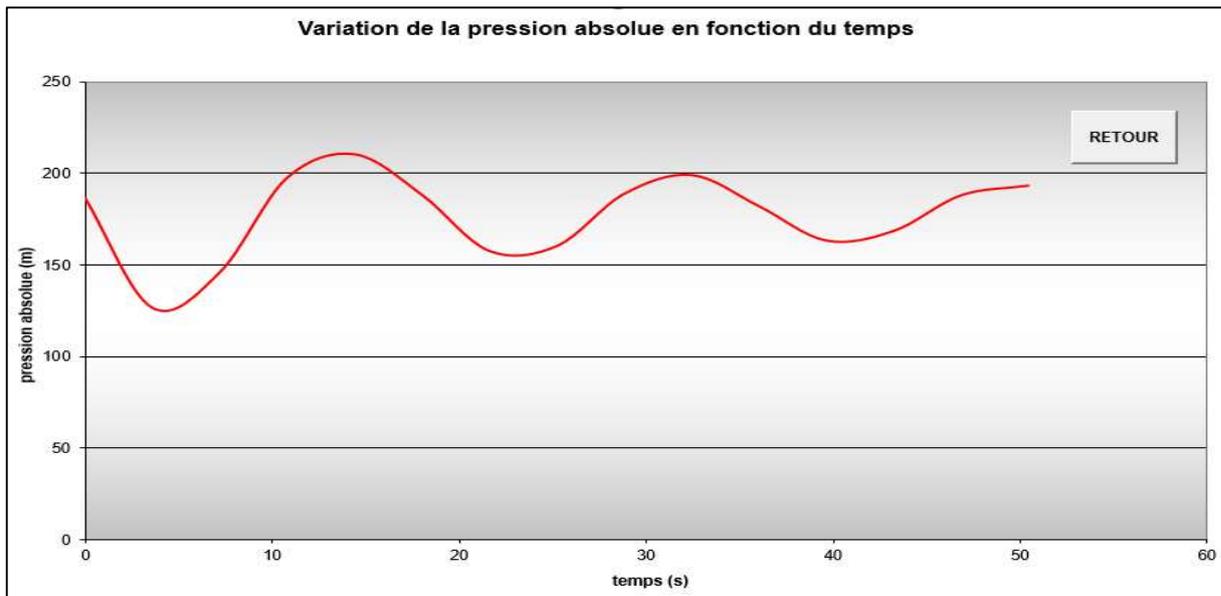


Figure (VII-7) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon « Station monobloc-SR1 »

Les caractéristiques du réservoir d'air choisi sont données par le tableau (VII-3) ci-dessous :

Tableau (VII-3) : Caractéristique du réservoir anti bélièr de la station monobloc

Code	Volume (L)	A (mm)	D (mm)	Poids (Kg)
HC-750-25/37,5-V	750	1912	850	439

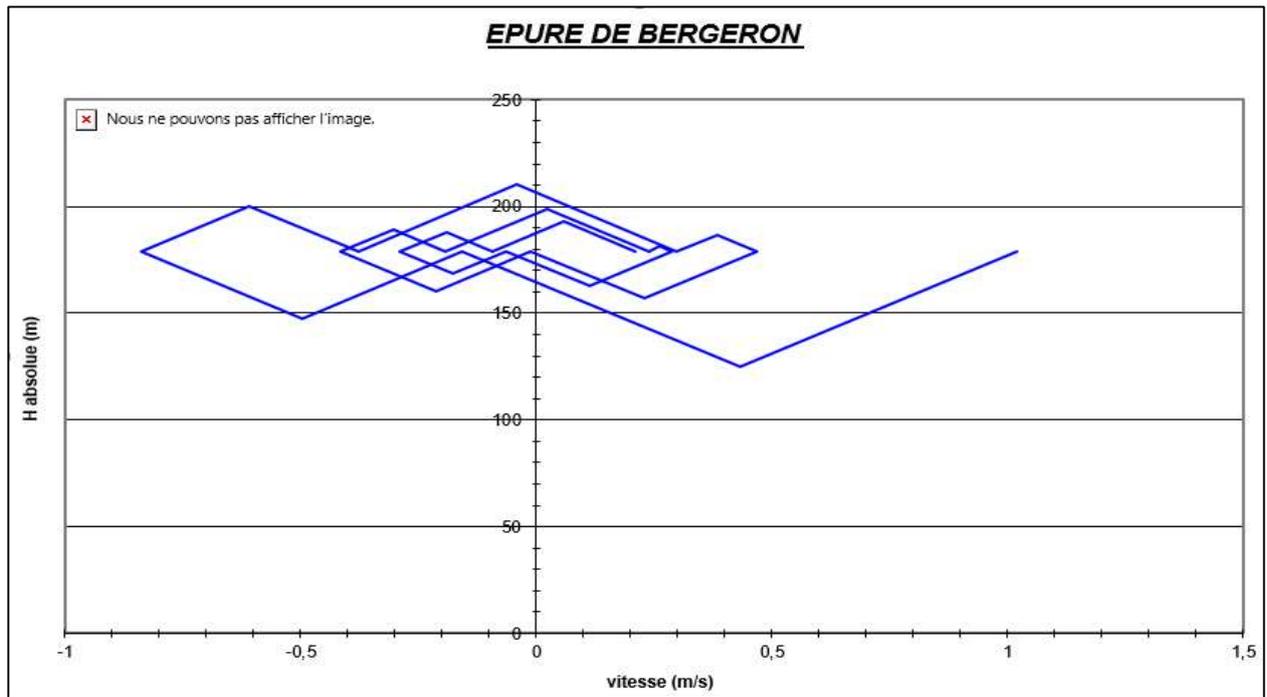


Figure (VII-8) : Epure de BERGERON du tronçon « Monobloc - SR1 »

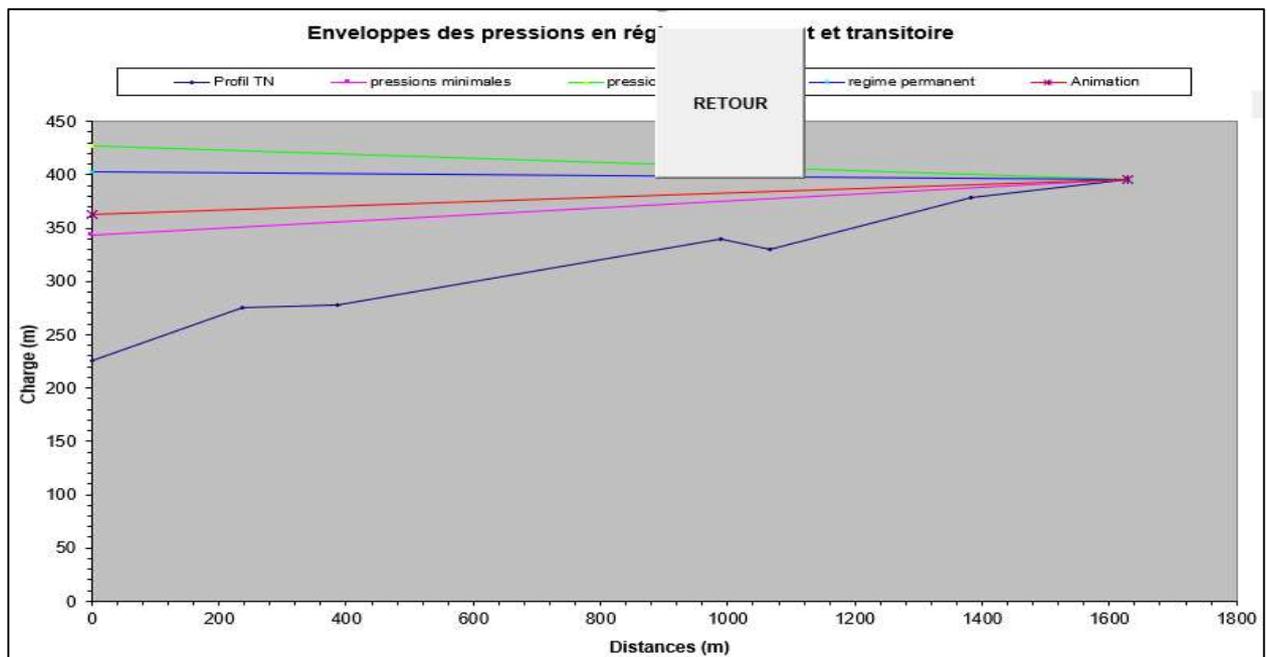


Figure (VII-9) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon « Monobloc- SR1 »

VII.6.2. Tronçon Station de reprise SR1-SR2

Les données relatives aux calculs et les résultats obtenus à partir du calcul numérique de la simulation du coup de bélier pour le tronçon SR1-SR2 sont portés sur les tableaux et figures ci-dessous, nous sommes parvenus à choisir un réservoir anti bélier d'un volume de 750 l à position verticale, doté de clapet percé. Les détails constructifs sont reportés dans l'annexe (8), et une pression nominale de 16 bars pour la conduite de refoulement.

Tableau (VII-4) : Résultats de calcul du coup de bélièr du tronçon (SR1-SR2)

Simulation		Epure de BERGERON		Oscillogramme		Profil des pressions		Quitter	
Données de l'Adduction		Données du Réservoir d'air		Résultats		Pression de l'air		Résultats des pressions	
Diametre	0,25 m	Volume Ua	0,4 m ³	Vitesse	1,0191083 m/s	pres. air Z	39,323484 /U [^]	0,0071812	
Débit	0,05 m ³ /s	K PDC entr	70 Vf [^]	Section	0,0490625 m ²	Exposant	1,4	100,53627	
H géomet	125 m	K PDC sort	0 Vf [^]	Célérité a	904,76605 m/s				
Long. Conc	1505 m	Exposant	1,4	B	93,991292 m				
coef. K	1			Hmax	218,99129 m				
Epaisseur	0,0035 m			Hmin	31,008708 m				
C Haz Will	126,66585			periode θ	3,3268269 s				
Résultats des variations du volume d'air				Hθ	135 m				
Umax	0,5520022 m ³			PDC δ	6,8299652 m				
Umin	0,3732196 m ³			a/g	92,228955 s				
								0,7176028	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,4	141,82997	0	141,82997	6,8299652	135	1,0191083	0	0	
3,3268269	0,1295658	0,5295658	95,755579	0	95,755579	2,3170769	93,438502	0,5684743	0,7937989	0,5684895	-1,519E-05
6,6536538	0,0224364	0,5520022	90,351398	6,0329028	96,384301	0,6813983	97,065699	-0,2934654	0,1374589	-0,2935717	0,0001063
9,9804806	-0,075513	0,4764892	111,014	27,933641	138,94764	2,8167465	141,76439	-0,6314278	-0,4626387	-0,6317056	0,0002779
13,307308	-0,0805417	0,3959475	143,86639	8,8311385	152,69753	0,9697172	153,66724	-0,3556832	-0,4934472	-0,3551889	-0,0004944
16,634134	-0,0227279	0,3732196	156,2794	0	156,2794	0,0567318	156,22267	0,0768264	-0,1392449	0,0766991	0,0001272
19,960961	0,0336406	0,4068603	138,49325	0	138,49325	0,8725567	137,62069	0,33535	0,2061031	0,335507	-0,000157
23,287788	0,0436105	0,4504708	120,09328	0	120,09328	0,3312174	119,76206	0,1985465	0,2671846	0,1988622	-0,0003157
26,614615	0,0052904	0,4557612	118,14618	1,2576211	119,4038	0,1595206	119,56332	-0,1340455	0,0324124	-0,1340374	-8,172E-06
29,941442	-0,0334196	0,4223416	131,4385	5,3114973	136,75	0,6055982	137,3556	-0,2758782	-0,204749	-0,2754606	-0,0004176
33,268269	-0,0317035	0,3906381	146,61136	0,8939829	147,50534	0,1162959	147,62164	-0,1134863	-0,1942351	-0,1130097	-0,0004766
36,595096	0,0019516	0,3925897	145,59202	0	145,59202	0,1659398	145,42608	0,1364105	0,0119568	0,1369233	-0,0005128
39,921923	0,0285574	0,4211147	131,96074	0	131,96074	0,3761315	131,5846	0,2124244	0,1749598	0,2129963	-0,000572
43,248749	0,0212415	0,4423885	123,17615	0	123,17615	0,0231576	123,15299	0,0469405	0,1301381	0,0472798	-0,0003393
46,575576	-0,0085608	0,4338277	126,59246	1,6210598	128,21352	0,2017937	128,41532	-0,1529066	-0,0524489	-0,1521775	-0,0007291

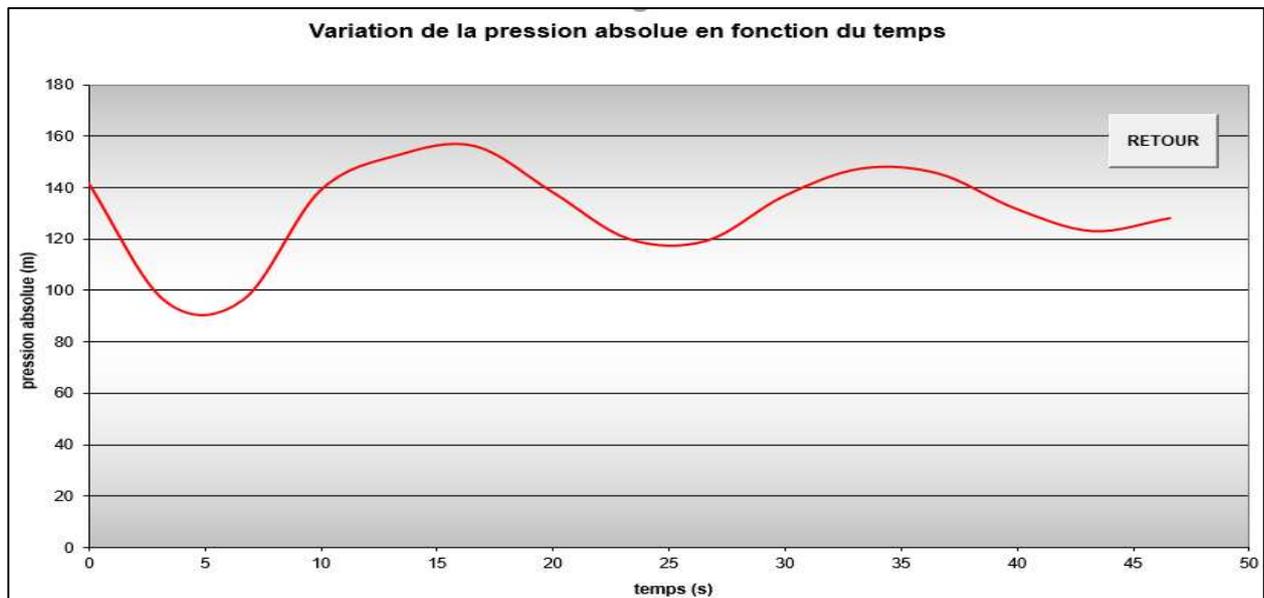


Figure (VII-10) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon SR1-SR2

Les caractéristiques du réservoir d'air choisi sont données par le tableau (VII-5) ci-dessous :

Tableau (VII-5) : Caractéristique du réservoir anti bélièr de la SR1

Code	Volume (L)	A (mm)	D (mm)	Poids (Kg)
HC-750-16/24-VF	750	1893	850	362

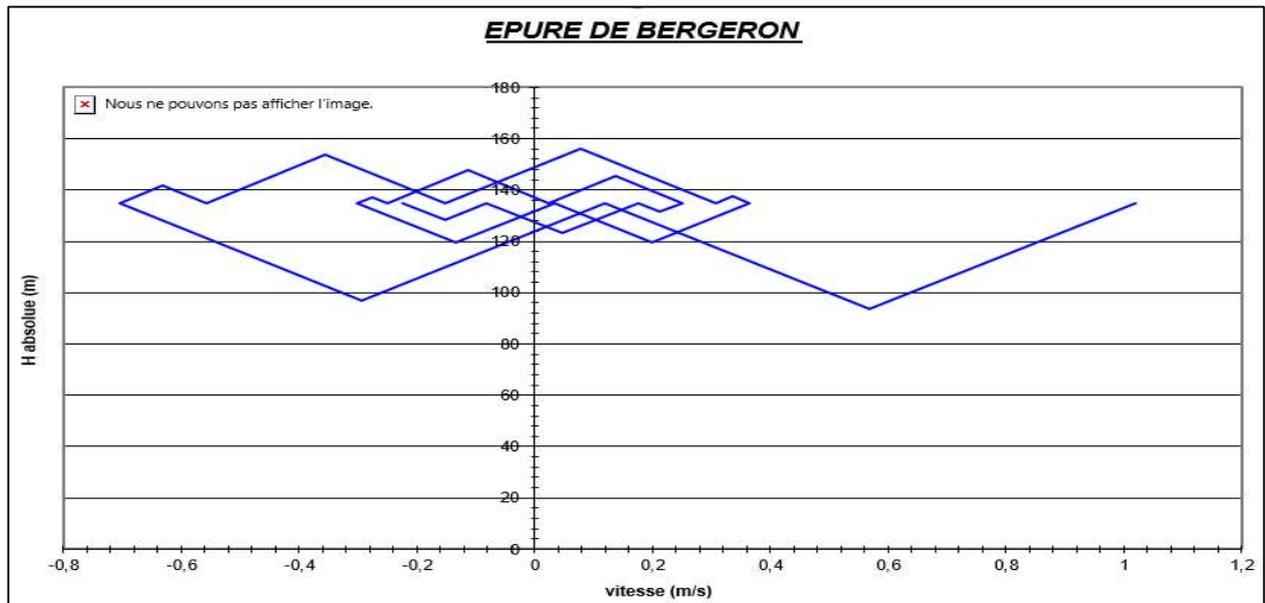


Figure (VII-11) : Epure de BERGERON du tronçon « SR1 - SR2 »

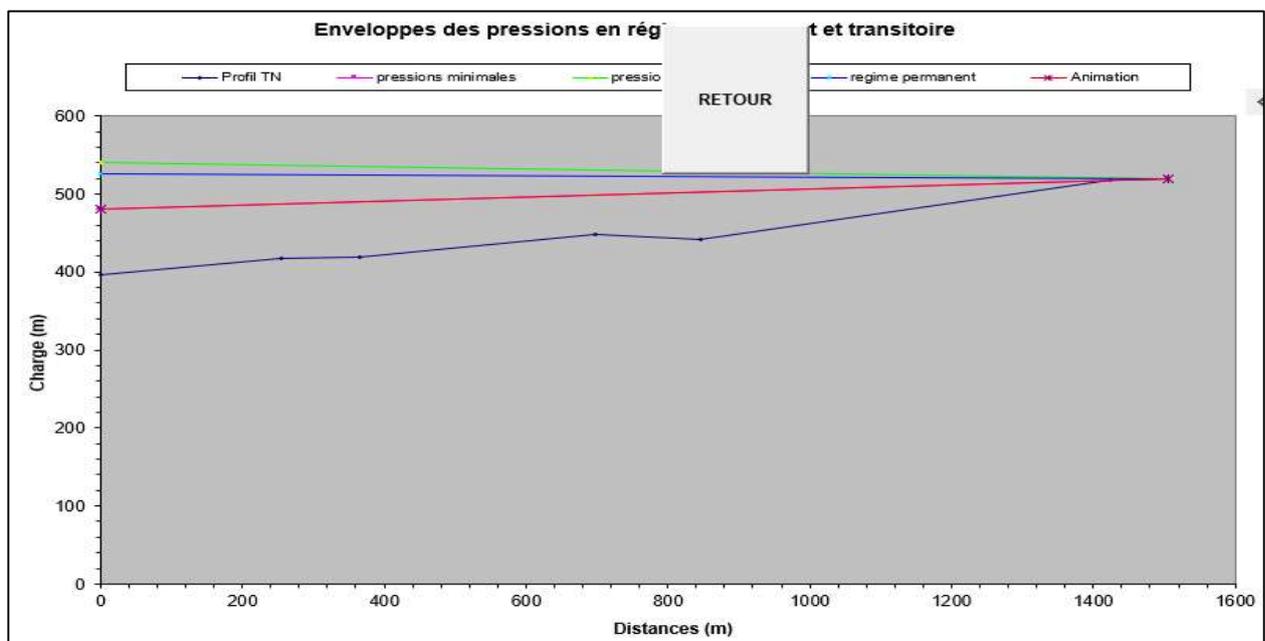


Figure (VII-12) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon « SR1-SR2 »

VII.6.3. Tronçon Station de reprise SR2-SR3

Les données relatives aux calculs et les résultats obtenus à partir du calcul numérique de la simulation du coup de bélier pour le tronçon SR2-SR3 sont portés sur les tableaux et figures ci-dessous, nous avons choisi un réservoir anti bélier d'un volume de 1000 l à position verticale, doté de clapet percé. Les détails constructifs sont reportés dans l'annexe (7), et une pression nominale de 25 bars pour la conduite de refoulement.

Tableau (VII-6) : Résultats de calcul du coup de bélièr du tronçon (SR2-SR3)

Simulation	Epure de BERGERON	Oscillogramme	Profil des pressions	Quitter							
Données de l'Adduction Diametre <input type="text" value="0,25"/> m Débit <input type="text" value="0,05"/> m ³ /s H géomet <input type="text" value="210"/> m Long. Cond <input type="text" value="2885"/> m coef. K <input type="text" value="1"/> Epaisseur <input type="text" value="0,0035"/> m C Haz Will <input type="text" value="126,67993"/>		Résultats Vitesse <input type="text" value="1,0191083"/> m/s Section <input type="text" value="0,0490625"/> m ² Célérité a <input type="text" value="904,76605"/> m/s B <input type="text" value="93,991292"/> m Hmax <input type="text" value="303,99129"/> m Hmin <input type="text" value="116,00871"/> m periode θ <input type="text" value="6,3773392"/> s Ho <input type="text" value="220"/> m PDC δ <input type="text" value="13,089962"/> m a/g <input type="text" value="92,228955"/> s		Données du Réservoir d'air Volume Ua <input type="text" value="0,5"/> m ³ K PDC entr <input type="text" value="70"/> Vf ² K PDC sort <input type="text" value="0"/> Vf ² Expositant <input type="text" value="1,4"/>	0,0071812 100,53627						
Résultats des variations du volume d'air Umax <input type="text" value="0,6941632"/> m ³ Umin <input type="text" value="0,4675509"/> m ³		Pression de l'air pres. air Z <input type="text" value="88,324579"/> /U ^Δ									
		Résultats des pressions Surpression <input type="text" value="42,701332"/> m Dépression <input type="text" value="72,756748"/> m		0,9024121							
temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,5	233,08996	0	233,08996	13,089962	220	1,0191083	0	0	
6,3773392	0,1941632	0,6941632	147,24325	0	147,24325	0,7782851	146,46497	0,2217987	0,6205512	0,2219941	-0,0001955
12,754678	-0,0718253	0,6223379	171,57138	32,473334	204,04472	6,2062241	210,25094	-0,6812159	-0,2295557	-0,6811055	-0,0001104
19,132018	-0,154787	0,4675509	256,04783	6,653503	262,70133	1,4298754	264,13121	-0,3084247	-0,4947037	-0,3083019	-0,0001228
25,509357	0,0157597	0,4833106	244,43574	0	244,43574	2,4138051	242,02194	0,4088462	0,0503685	0,4090388	-0,0001926
31,886696	0,1051301	0,5884407	185,56574	0	185,56574	1,0649929	184,50075	0,2627173	0,3359989	0,2629589	-0,0002416
38,264035	-0,0113756	0,5770651	190,70709	7,8873154	198,59441	1,6738249	200,26823	-0,3361296	-0,0363567	-0,3356724	-0,0004572
44,641375	-0,091211	0,4858541	242,64614	4,2828785	246,92902	0,9509132	247,87993	-0,2477825	-0,2915132	-0,247354	-0,0004285
51,018714	0,0029168	0,4887709	240,62135	0	240,62135	1,0879018	239,53345	0,2663009	0,0093221	0,2659982	0,0003027
57,396053	0,0756801	0,564451	196,70022	0	196,70022	0,7509772	195,94924	0,2173216	0,241876	0,2177538	-0,0004322
63,773392	-0,0023411	0,5621099	197,8481	3,791048	201,63914	0,849346	202,48849	-0,2333208	-0,0074823	-0,2327183	-0,0006024
70,150732	-0,0679002	0,4942096	236,92228	2,8366329	239,75891	0,6493058	240,40821	-0,201913	-0,2170112	-0,2013041	-0,0006089
76,528071	-0,0003488	0,4938608	237,15657	0	237,15657	0,6360503	236,52052	0,1984898	-0,0011148	0,1990745	-0,0005847
82,90541	0,0593137	0,5531745	202,33664	0	202,33664	0,5281492	201,80849	0,180372	0,1895683	0,1800621	0,0003098
89,282749	0,0001738	0,5533483	202,24768	2,2416483	204,48933	0,5221305	205,01146	-0,1793855	0,0005554	-0,1789512	-0,0004343

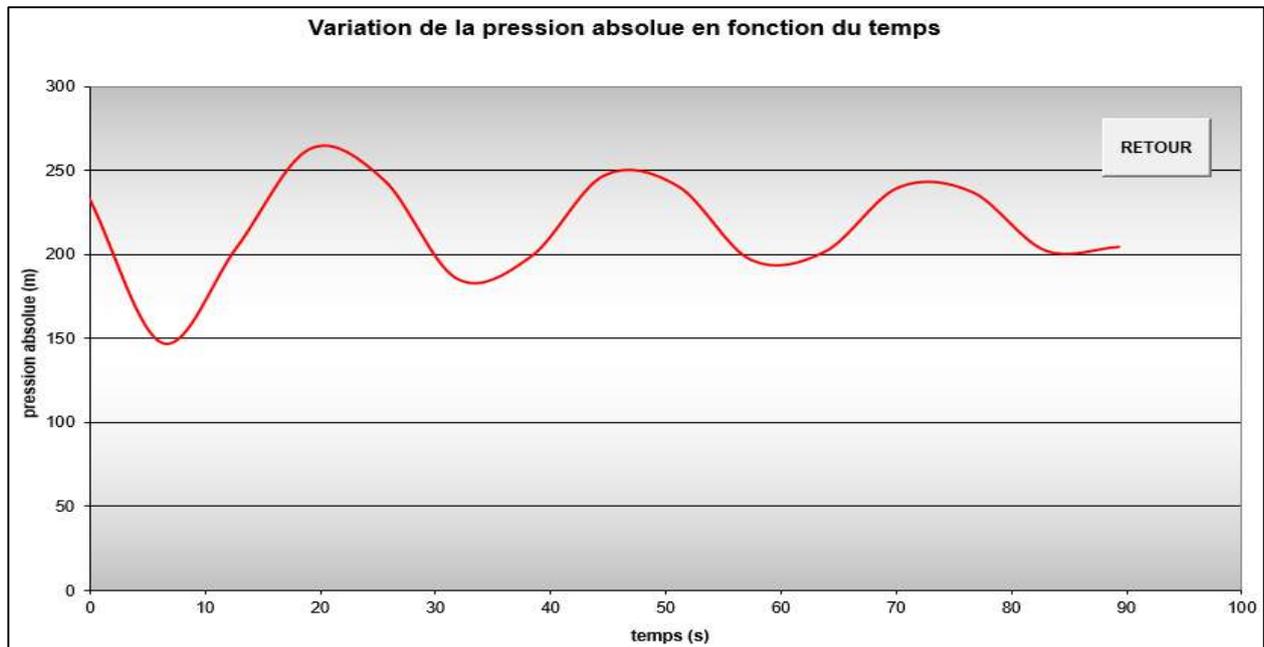


Figure (VII-13) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon SR2-SR3

Les caractéristiques du réservoir d'air choisi sont données par le tableau (VII-7) ci-dessous :

Tableau (VII-7) : Caractéristique du réservoir anti bélièr de la SR2

Code	Volume (L)	A (mm)	D (mm)	Poids (Kg)
HC-1000-25/37,5-V	1000	2412	850	549

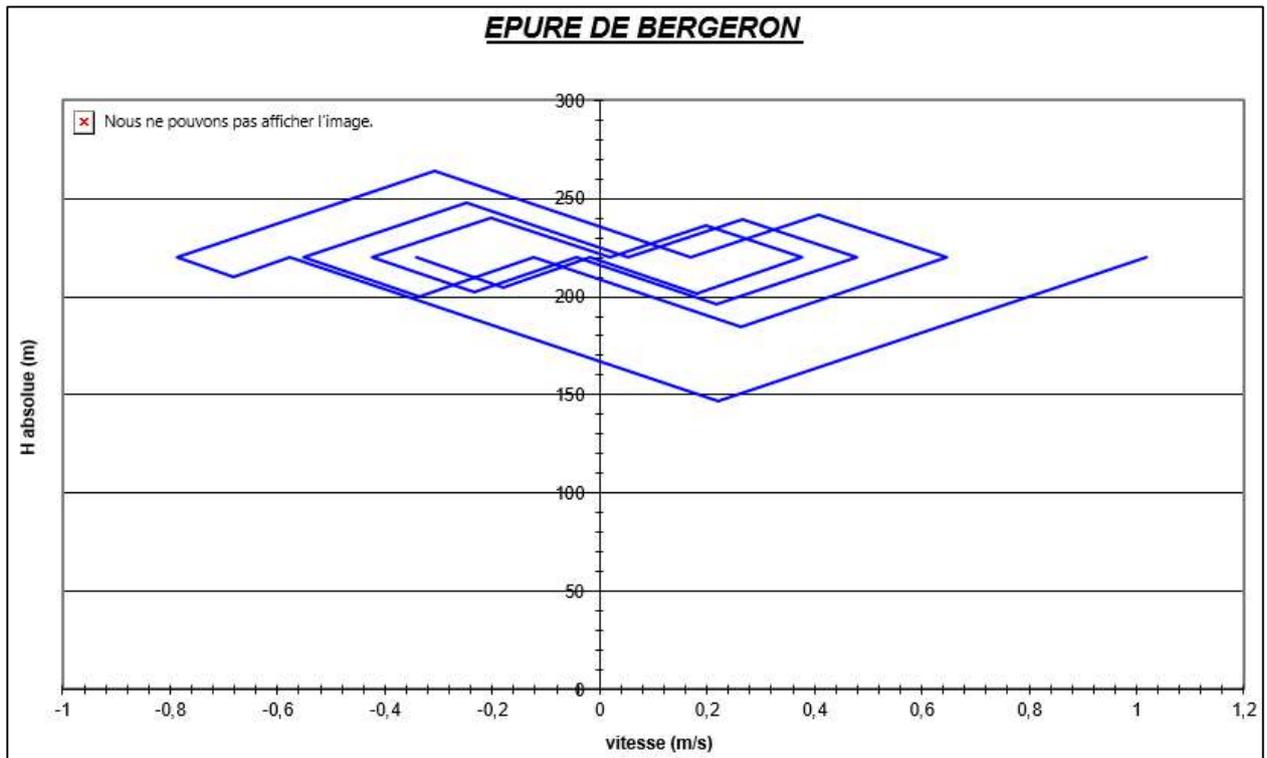


Figure (VII-14) : Epure de BERGERON pour le tronçon « SR2 - SR3 »

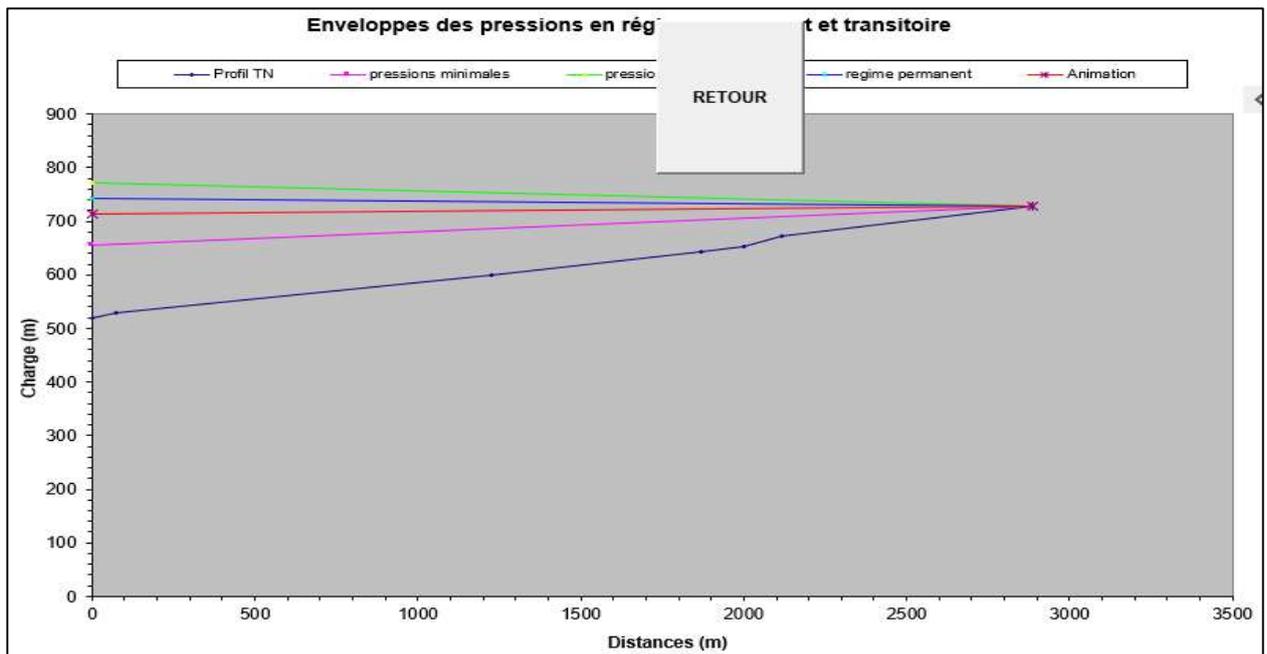


Figure (VII-15) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon SR2 - SR3

VII.6.4. Tronçon Station de reprise SR3-Réservoirs tampons (RT) R500 m³ et 2xR300 m³

Les données relatives aux calculs et les résultats obtenus à partir du calcul numérique de la simulation du coup de bélier pour le tronçon SR3-Reservoirs tampons sont portés sur les

tableaux et figures ci-dessous, nous avons choisi un réservoir anti bélièr d'un volume de 750 l à position verticale, doté de clapet percé. Les détails constructifs sont reportés dans l'annexe (07), et une pression nominale de 25 bars pour la conduite de refoulement.

Tableau (VII-8) : Résultats de calcul du coup de bélièr du tronçon (SR3-R tampons)

Simulation		Epure de BERGERON		Oscillogramme		Profil des pressions		Quitter			
Données de l'Adduction				Résultats				Données du Réservoir d'air			
Diametre	0,25 m	Vitesse	1,0191083 m/s	Volume U _r	0,4 m ³	0,0071812 100,53627					
Débit	0,05 m ³ /s	Section	0,0490625 m ²	K PDC entr	70 m ²						
H géomet	177 m	Célérité a	904,76605 m/s	K PDC sort	0 m ²						
Long. Cond	790 m	B	93,991292 m	Exposant	1,4						
coef. K	1	Hmax	270,99129 m	Pression de l'air							
Epaisseur	0,0035 m	Hmin	83,008708 m	pres. air Z 52,84257 /U ⁴							
C Haz Will	126,57509	periode θ	1,7463078 s	Résultats des pressions							
Résultats des variations du volume d'air				PDC δ		Surpression		0,6347687			
Umax	0,4882836 m ³	a/g		Dépression		39,916042 m					
Umin	0,3827175 m ³										

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,4	190,58993	0	190,58993	3,5899271	187	1,0191083	0	0	
1,7463078	0,0703488	0,4703488	151,91331	0	151,91331	1,4431942	150,47012	0,6230301	0,8210818	0,6230553	-2,52E-05
3,4926156	0,0179348	0,4882836	144,15938	2,924575	147,08396	0,1831787	147,26714	-0,2038855	0,2093273	-0,2044007	0,0005457
5,2389234	-0,0353009	0,4529827	160,12887	26,876205	187,00508	1,4285502	188,43363	-0,6191176	-0,4120171	-0,6196336	0,000516
6,9852312	-0,0458866	0,4070961	185,95512	14,269905	200,22503	0,7948675	201,0199	-0,4515615	-0,5355688	-0,4515039	-5,761E-05
8,731539	-0,0243786	0,3827175	202,74689	0,9675779	203,71447	0,0657727	203,78024	-0,1176085	-0,2845366	-0,1175693	-3,918E-05
10,477847	0,0036914	0,386409	200,04047	0	200,04047	0,182081	199,85839	0,2037508	0,0430845	0,2037384	1,245E-05
12,224155	0,0222812	0,4086902	184,94051	0	184,94051	0,4113746	184,52914	0,3163785	0,260057	0,3163756	2,898E-06
13,970462	0,0195272	0,4282173	173,24232	0	173,24232	0,0902242	173,1521	0,1394409	0,2279126	0,1394497	-8,778E-06
15,71677	-0,0001373	0,42808	173,32012	1,4245297	174,74465	0,0941024	174,83876	-0,1425654	-0,0016026	-0,1426549	8,956E-05
17,463078	-0,0171851	0,4108949	183,55273	4,6775326	188,23026	0,2829674	188,51323	-0,2580174	-0,2005771	-0,2584993	0,0004819
19,209386	-0,0171059	0,393789	194,81164	1,3878588	196,1995	0,0918571	196,29136	-0,1408678	-0,1996531	-0,1408068	-6,102E-05
20,955694	-0,0031209	0,3906681	196,99388	0	196,99388	0,0238313	196,97005	0,0679755	-0,0364254	0,067956	1,947E-05
22,702001	0,0114033	0,4020715	189,21664	0	189,21664	0,1730755	189,04357	0,1982341	0,133095	0,198234	5,995E-08
24,448309	0,01463	0,4167015	179,98188	0	179,98188	0,0948642	179,88702	0,1432685	0,1707557	0,1432773	-8,788E-06

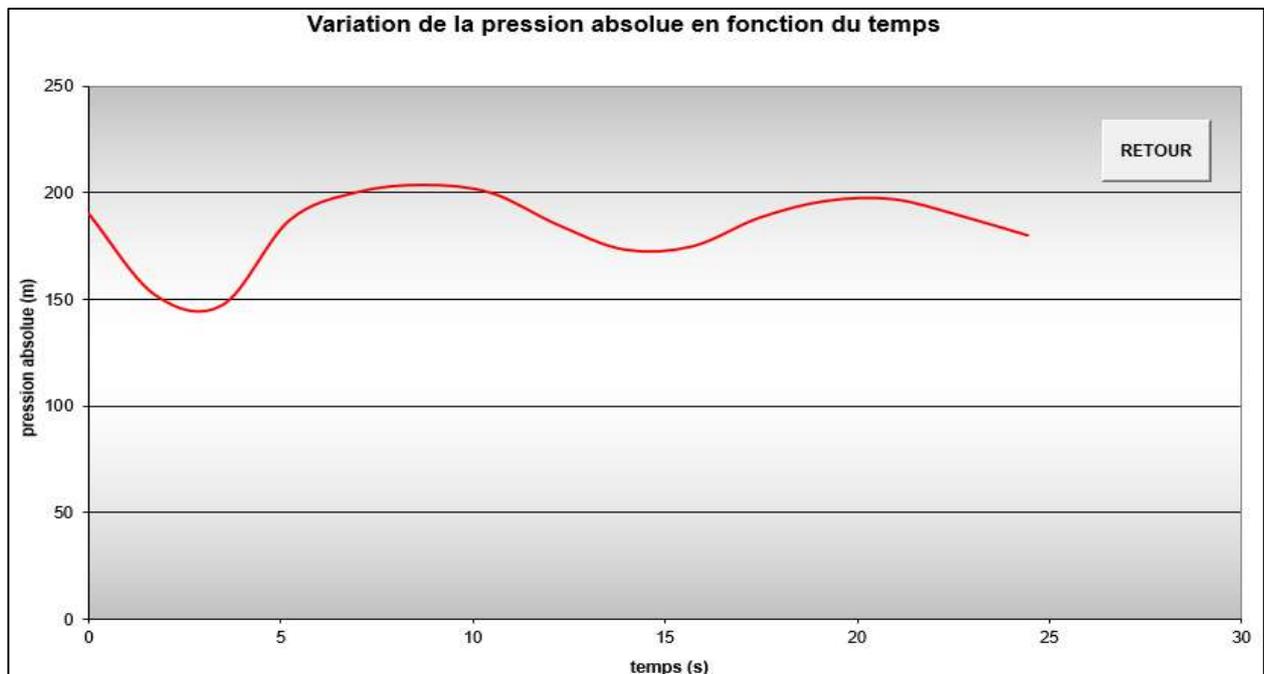


Figure (VII-16) : Variation de la pression absolue en fonction du temps « tronçon SR3-RT

Les caractéristiques du réservoir d'air choisi sont données par le tableau (VII-3) ci-dessous :

Tableau (VII-9) : Caractéristique du réservoir anti bélier de la SR3

Code	Volume (L)	A (mm)	D (mm)	Poids (Kg)
HC-750-25/37,5-V	750	1912	850	439

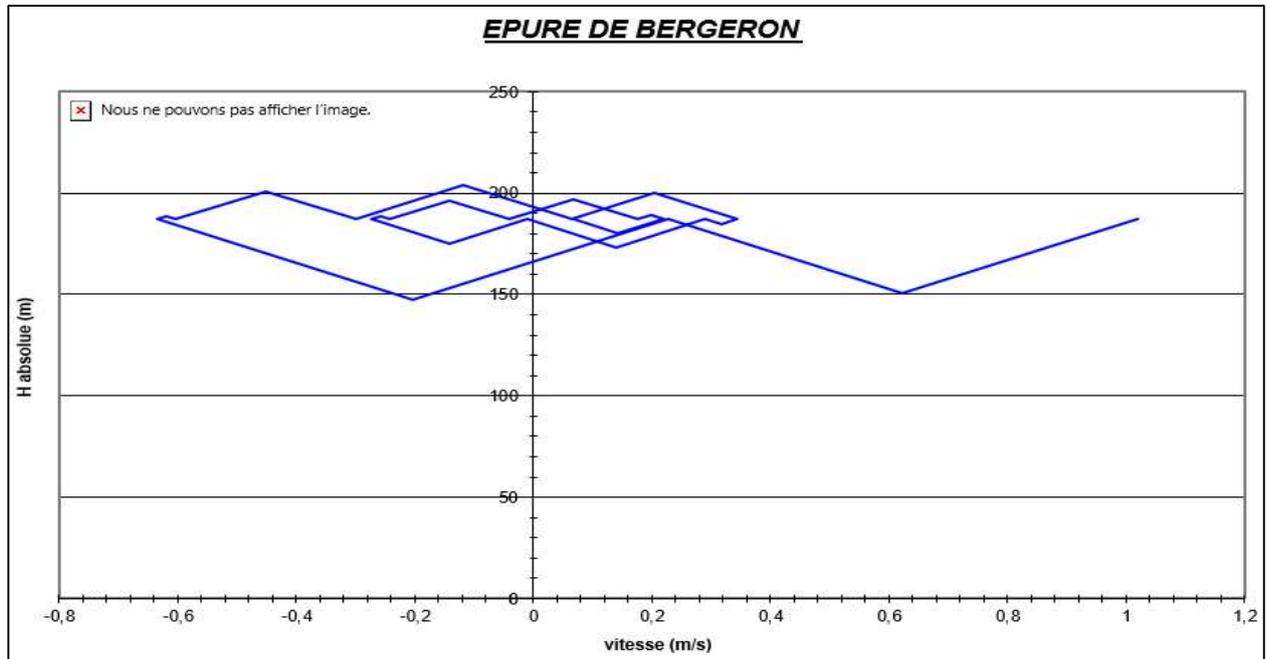


Figure (VII-17) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR3 – RT

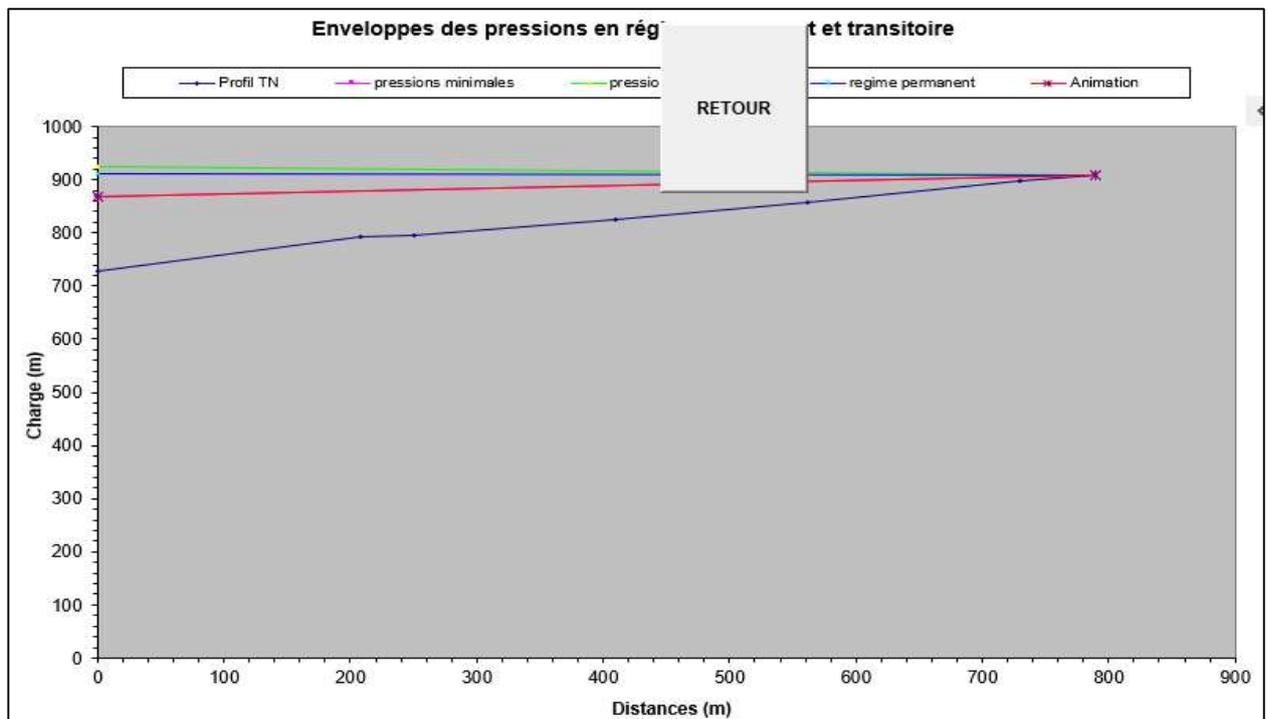


Figure (VII-18) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon SR3 – RT

VII.7. Calcul du régime transitoire de l'adduction gravitaire

VII.7.1. Présentation du logiciel Flowtite

Pour le calcul du coup de bélier des adductions gravitaires, nous avons utilisé le progiciel Flowtite Applications, avec son module gravitaire (Galiv-Flow tite) dont ci-dessous un aperçu général sur l'interface de ce programme [10] ;

VII.7.1.1. Le menu principal du programme

Les programmes dédiés à l'étude des phénomènes transitoires dans le présent progiciel Flowtite Applications sont structurés autour d'un menu principal à partir duquel on peut accéder aux différentes options du programme. Ce menu principal est illustré sur la figure ci-dessous :



Les options disponibles dans ce menu principal sont les suivantes :

a) Archivo : Cette option permet d'accéder à tous les utilitaires de fichiers du programme, ainsi qu'à l'option de mettre fin à l'exécution du programme APPLICATIONS DE LA FLOWTITE.

b) Editar : L'option d'édition permet d'accéder aux modules d'édition des données du programme.

c) Tuberías : Cette option nous permet d'accéder à la base de données de tuyauterie et de sélectionner la gamme de tuyaux à prendre en compte dans le calcul du problème.

d) Calcular : Cette option est celle qui mène aux modules de calcul du programme ; les deux modules de calcul sont les suivants :

- Le calcul en régime permanent ;
- Le calcul en régime transitoire.

e) Gráficos :

Permet d'accéder aux options de visualisation graphique des résultats du calcul, aussi bien les graphiques d'évolution temporelle que l'animation qui montre l'enveloppe instantanée de la ligne de hauteur piézométrique en chaque point de la canalisation.

f) Informes :

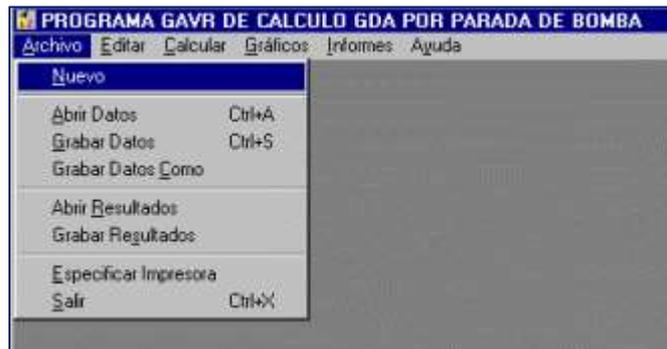
Il s'agit de l'option qui conduit à la préparation de rapports. Cette partie du programme est indispensable pour analyser les résultats des calculs, ainsi que pour les imprimer et les sauvegarder dans un certain format spécifique.

g) Ayuda :

Accès à l'aide du programme et à des informations spécifiques sur les objectifs et les caractéristiques du programme.

VII.7.1.2. Utilitaires de fichiers

L'accès aux utilitaires de fichiers du programme se fait en allant dans l'option **Archivo** dans le menu principal du programme, qui offre les options montrées dans la figure ci-dessous :



Vous pouvez voir les différentes options de gestion des fichiers, ces options sont les suivantes :

a) Nuevo :

Option qui permet de créer un nouveau fichier pour élaborer un fichier de données depuis le début et pour générer complètement les données nécessaires pour effectuer le calcul. L'activation de cette option supprime toutes les données précédemment saisies et désactive évidemment les options de de calcul, de graphiques et de rapport.

b) Abrir Fichero de Datos :

Il s'agit de l'option du programme permettant de charger des données à partir d'un fichier précédemment créé. Une fois cette option sélectionnée, une fenêtre et une boîte de dialogue apparaissent, permettant ainsi de sélectionner le fichier qui contient les données que vous souhaitez utiliser.

c) Grabar Datos :

Il s'agit de l'option permettant d'enregistrer les données dans un fichier pour une utilisation ultérieure.

d) Grabar Datos Como :

Il s'agit de l'option permettant d'enregistrer les données dans un fichier mais en changeant le nom du fichier disponible

e) Abrir Resultados :

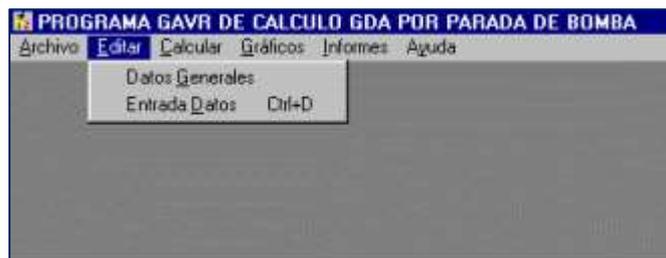
Cette option vous permet de récupérer les résultats d'un calcul effectué précédemment, et qui avait été sauvegardé sur le disque. Cette option est particulièrement utile.

f) Especificar Impresora :

Permet de définir les caractéristiques et les configurations de l'imprimante sur laquelle vous pouvez imprimer sur laquelle les rapports et les graphiques générés par le programme.

VII.7.1.3. Modifier les données

L'accès à l'édition des données qui doivent être saisies pour faire fonctionner le module de calcul du programme se fait en ouvrant l'onglet. Le module de calcul du programme s'effectue en activant l'option Editer du menu principal du programme, ce qui génère l'écran suivant ;



VII.7.1.4. Fenêtre de dialogue des données générales

Cette fenêtre de dialogue permet de sélectionner des données générales qui sont nécessaires à l'exécution du programme, mais qui ne sont pas caractéristiques du système hydraulique. La fenêtre de dialogue dans laquelle ces données peuvent être saisies, est illustrée sur la figure suivante :



Les options qui peuvent être générées dans cette fenêtre de dialogue sont les suivantes :

- **Nombre d'intervalles de calcul :**

Il s'agit du nombre de sections dans lesquelles le pipeline est divisé afin d'appliquer la méthode des caractéristiques.

La valeur par défaut proposée par le programme est de 10, bien qu'il s'agisse d'un nombre qui peut être modifié jusqu'à un maximum de 100. Il s'agit d'un paramètre fondamental dans le calcul, car plus le nombre le nombre d'intervalles de calcul est élevé, plus il faut du temps pour effectuer la simulation.

- Temps de calcul maximal :

Il s'agit de la période pendant laquelle la simulation du transitoire doit être effectuée.

C'est également une valeur qui doit être fixée en fonction du nombre d'intervalles de calcul.

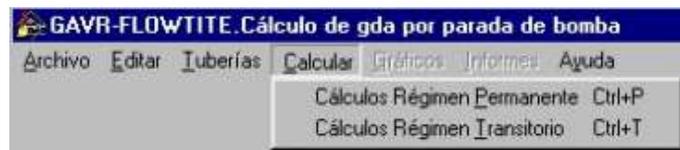
La fenêtre ci-dessous permet de saisir les données hydrauliques et spécifiques nécessaires pour effectuer les calculs.

Cette fenêtre permet la saisie des données relatives à l'analyse du régime transitoire dans une conduite, comme le diamètre, la longueur de la canalisation, la célérité et le coefficient de frottement. Une autre option permet de définir le profil détaillé de la conduite à analyser.

Distancia (m)	Cota (m)
0	48
3000	0
250	25
750	20
1000	10
1500	5
2000	5

VII.7.1.5. Modules de calcul

L'accès aux modules de calcul du programme se fait en accédant à l'option Calculer du menu principal du programme. L'accès à l'option Calculer du menu principal génère l'écran où l'on peut voir clairement les deux principaux modules de calcul existant dans le programme (Calcul du régime permanent et Calcul du régime transitoire).



VII.7.1.6. Module graphique

L'option Graphique du menu principal vous permet de voir les deux options graphiques disponibles dans le programme

Une autre façon d'afficher les résultats, est celle qui peut être générée par l'option Animation, accessible à partir de la section.



VII.7.2. Simulation des adductions gravitaires

VII.7.2.1. Adduction Réservoirs tampons vers R250 projeté au village Boukerdous

Les résultats de la simulation de ce tronçon sont portés sur le tableau et les figures ci-dessous :

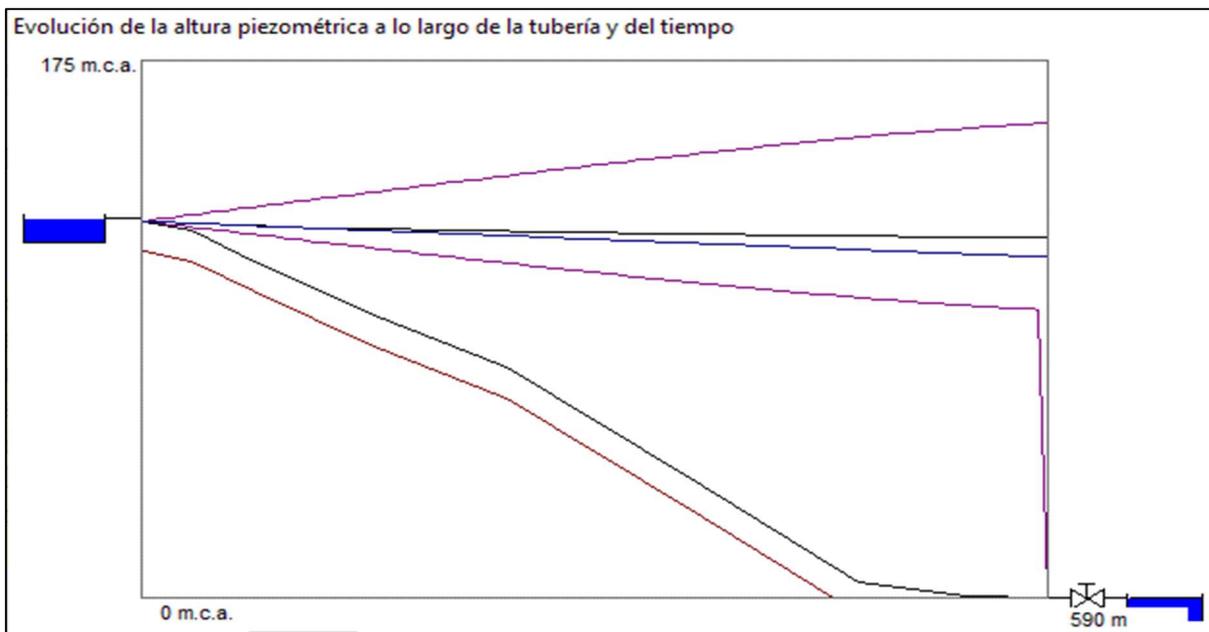


Figure (VII-19) : Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire (R500-R250 Boukerdous)

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont numres dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-10) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon R500-R250 projeté Boukerdous

Pression maximale (P_{max})	144.26m
Pression minimale (P_{min})	113.49m

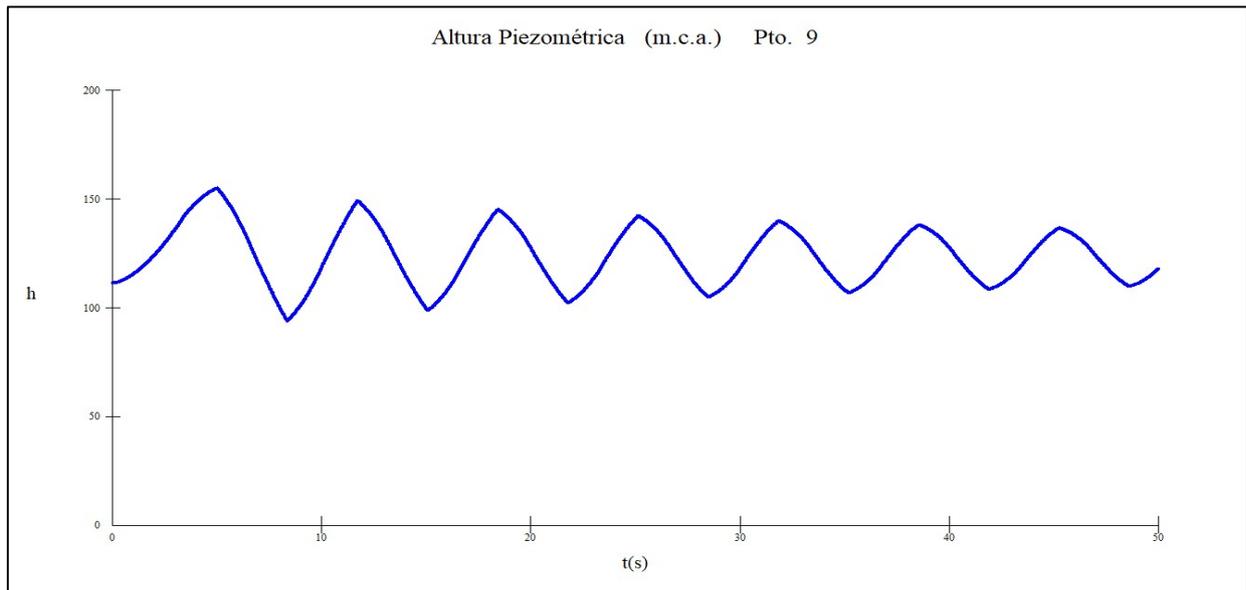


Figure (VII-20) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R500-R250 projeté Boukerdous

VII.7.2.2. Adduction Réservoirs tampons vers R150 existant au village Bicher

VII.7.2.2.1. Tronçon N°01 : R500 m³ - R150 m³ existant

Les résultats de la simulation de ce premier tronçon sont portés sur le tableau et les figures ci-dessous :

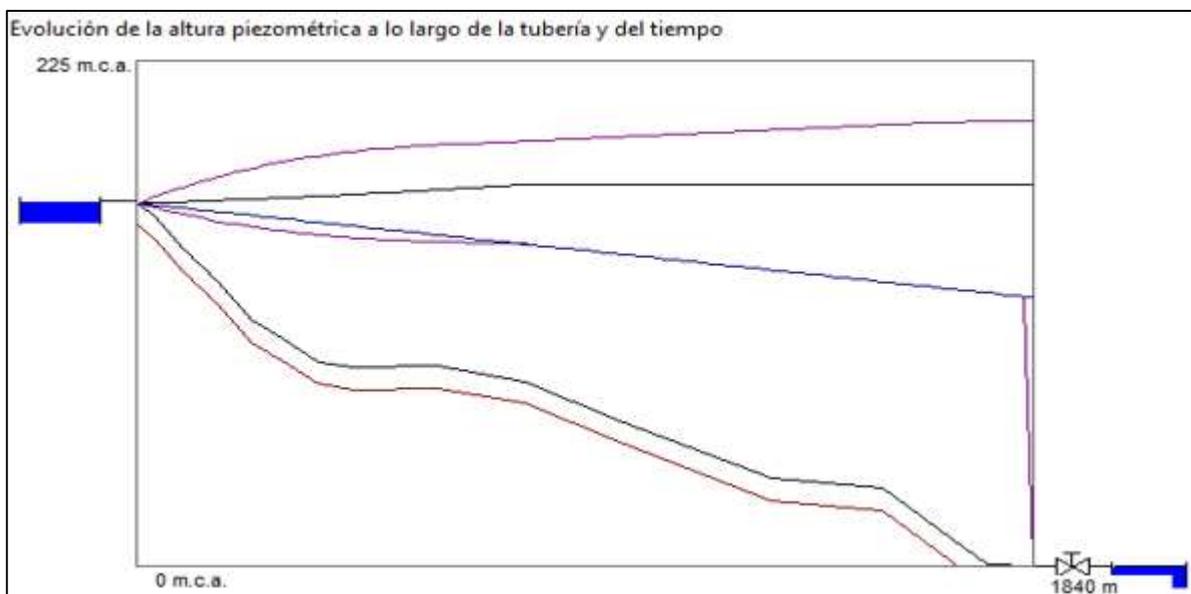


Figure (VII-21) : Enveloppes de pression en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire R500 – R150 Bicher existant

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-11) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (R500-R150 Bicher existant)

Pression maximale (P_{\max})	174.17m
Pression minimale (P_{\min})	140.25m

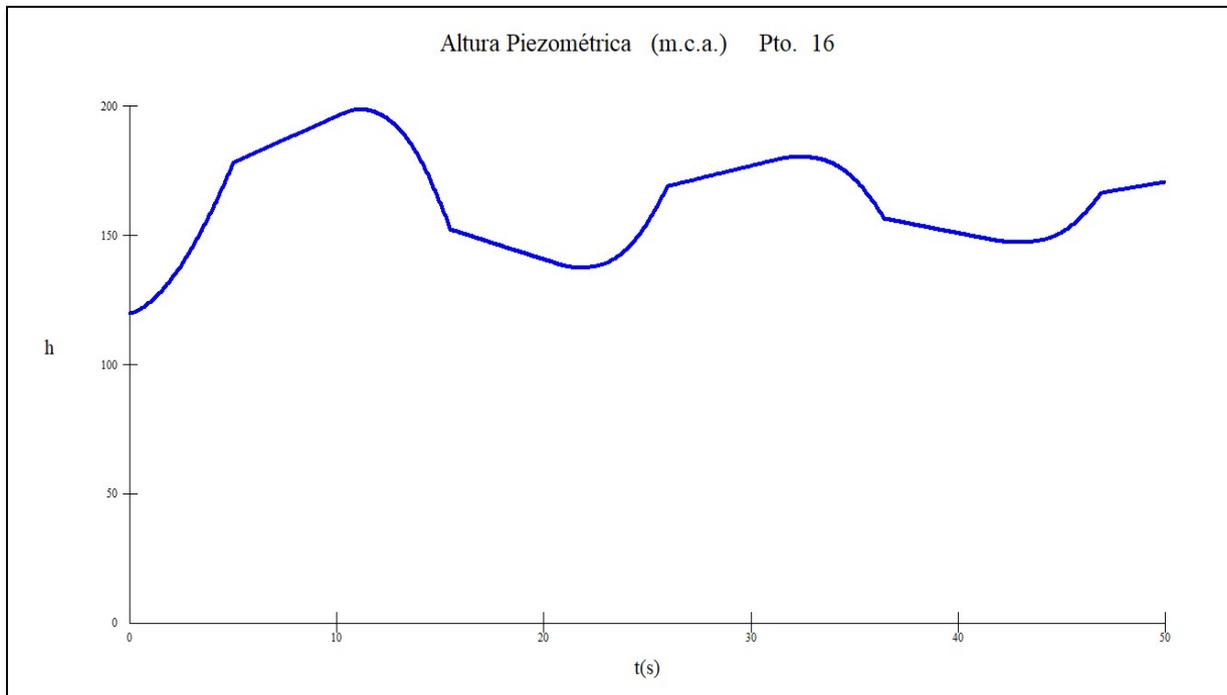


Figure (VII-22) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R500 – R150 existant Bicher

VII.7.2.2.2. Tronçon N°02 : R150 m³ existant vers R100 m³ Projeté

Les résultats de la simulation de ce premier tronçon sont portés sur le tableau et les figures ci-dessous.

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont fournies dans le tableau suivant :

Tableau (VII-12) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon R150-R100 projeté Bicher

Pression maximale (P_{\max})	101.17m
Pression minimale (P_{\min})	82.79m

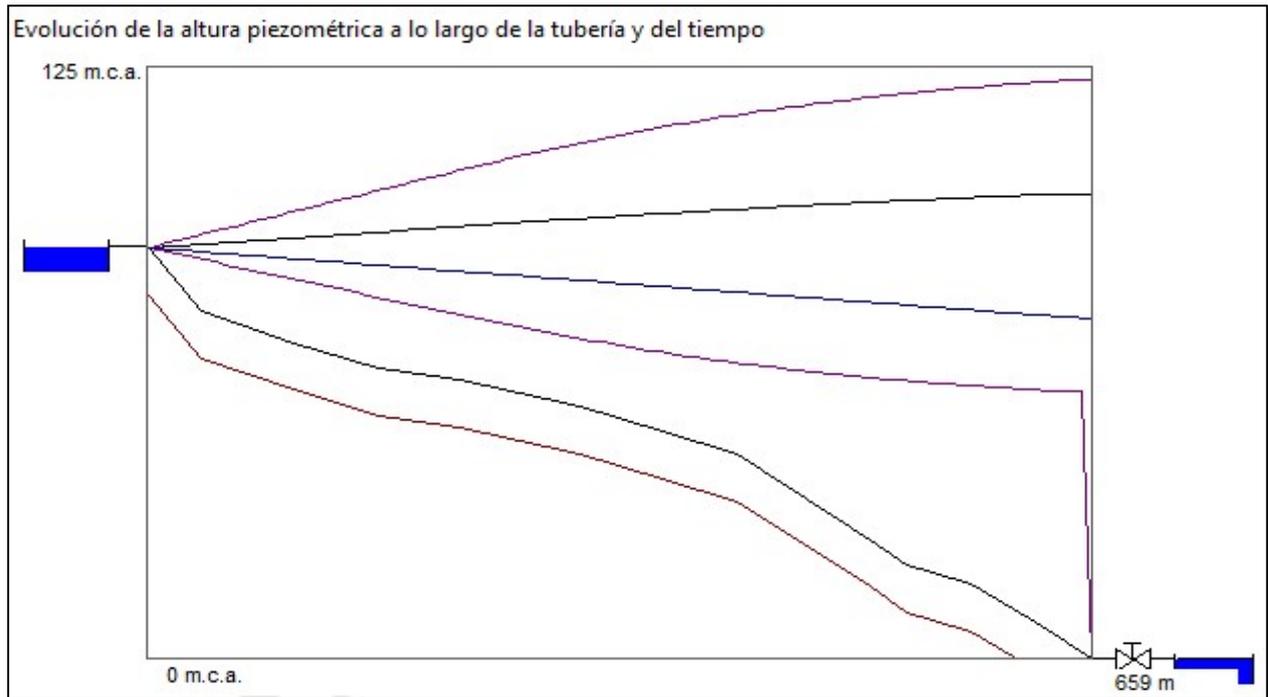


Figure (VII-23) : Enveloppes de pression en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire R150 - R100 projeté Bicher

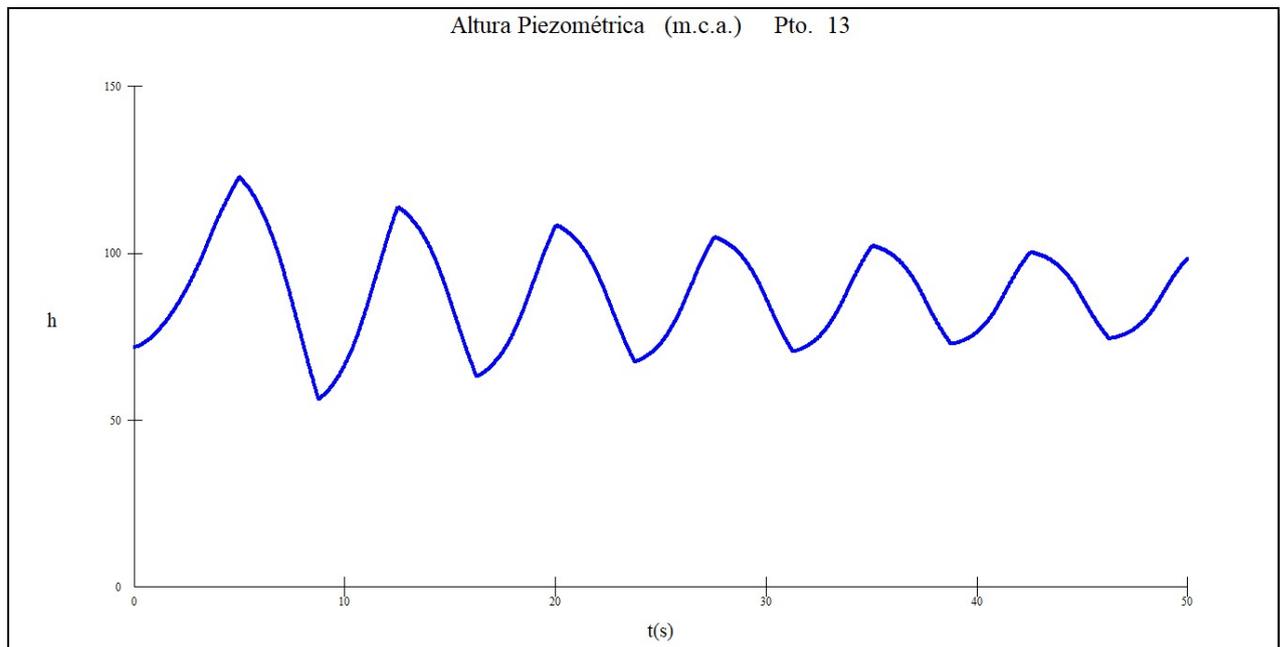


Figure (VII-24) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R150 - R100 projeté Bicher

VII.7.2.3. Adduction Réservoirs tampons vers R200 projeté au village Boutouab

Les résultats de la simulation de cette adduction sont portés sur le tableau et les figures ci-dessous :

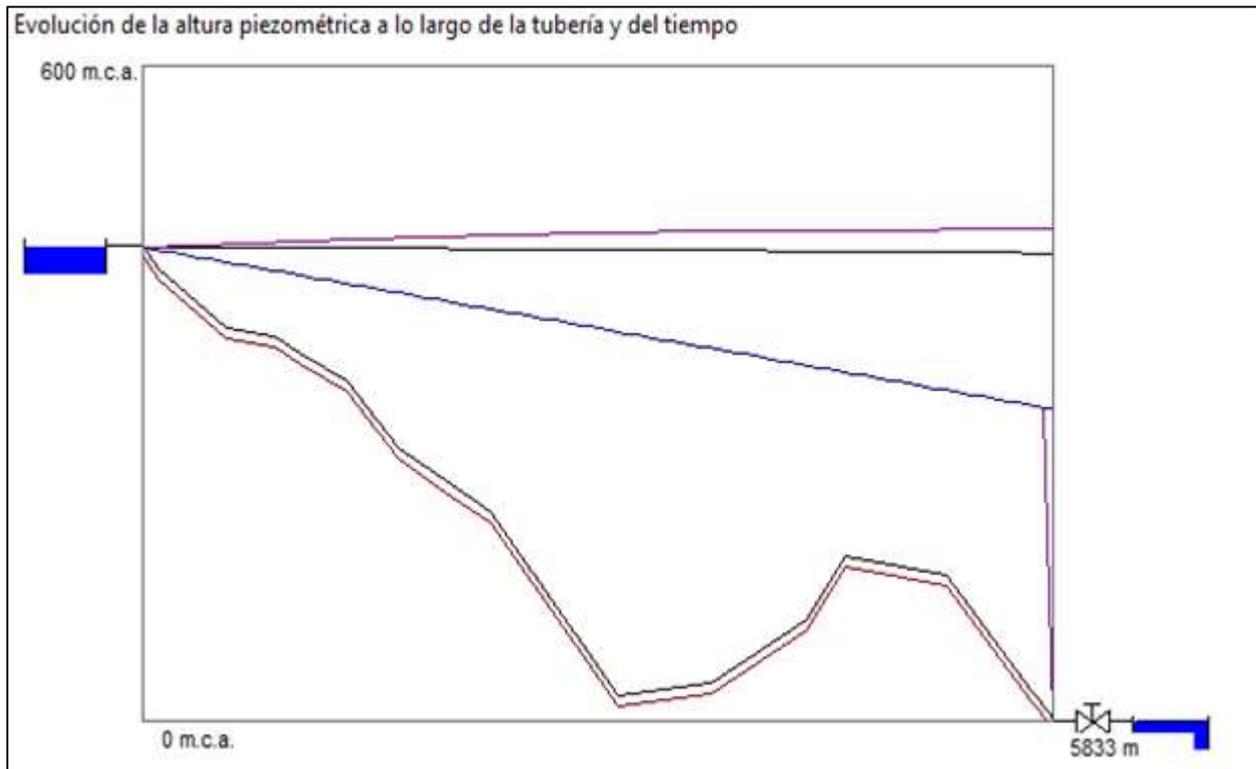


Figure (VII-25) : Enveloppes de pression en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire R500 - R200 projeté Boutouab

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-13) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon R500-R200 projeté Boutouab

Pression maximale (P_{\max})	451.72m
Pression minimale (P_{\min})	286.44m

NB : il est recommandé de réaliser ce tronçon en moitié en fonte ductile PN40, vu la forte pression.

La variation de la pression absolue en fonction du temps de ce tronçon est donnée par la figure (VII-26) ci-dessous :

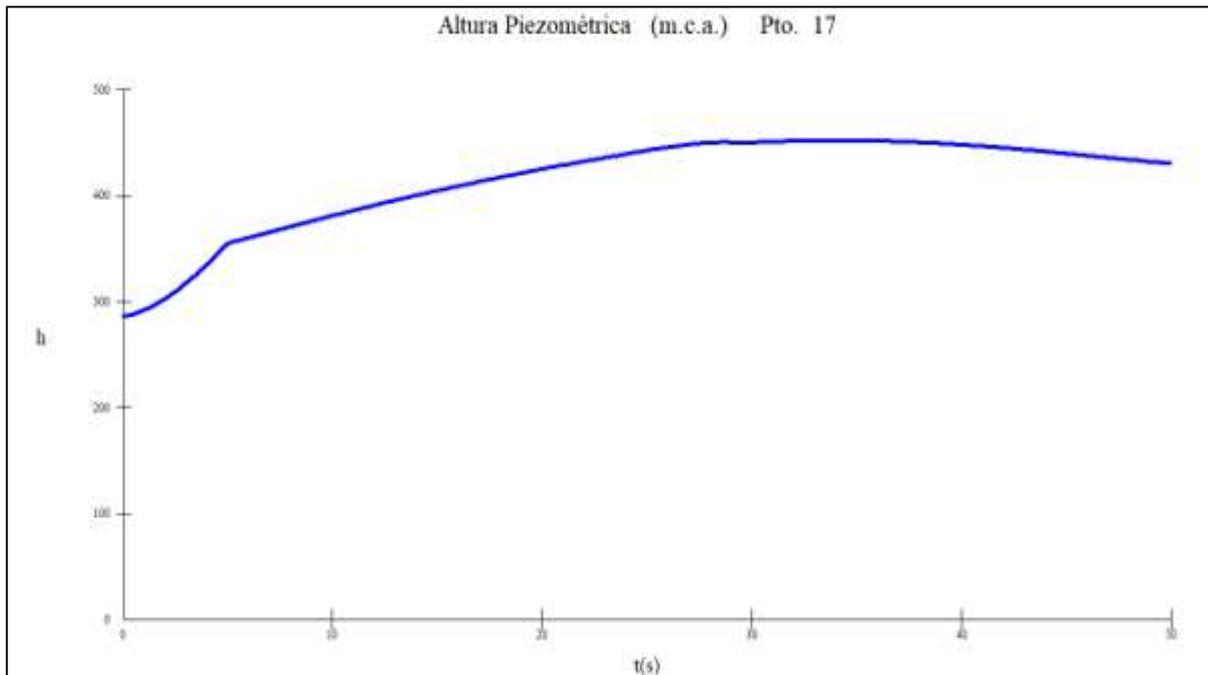


Figure (VII-26) : Variation de la pression absolue en fonction du temps tronçon R500-R200 projeté Boutouab

VII.7.2.4. Adduction Réservoirs tampons vers R200 Projeté au village Touffirth

Les résultats de la simulation de cette adduction sont portés sur le tableau et les figures ci-dessous :

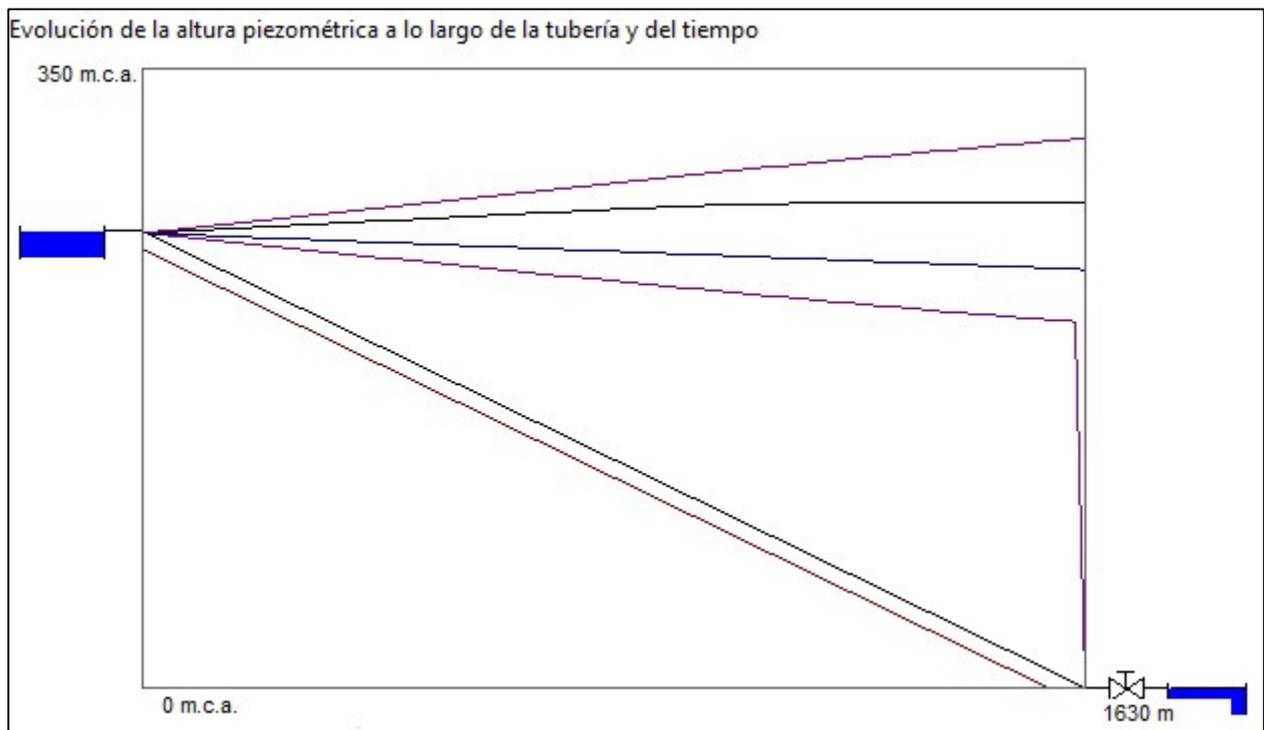


Figure (VII-27) : Enveloppes de pression en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire Nœud 1-R200 projeté Touffirth

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-14) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon (Nœud 1-R200 Touffirth projeté)

Pression maximale (P_{\max})	257.79 m
Pression minimale (P_{\min})	240.08 m

La variation de la pression absolue en fonction du temps de ce tronçon est donnée par la figure (VII-28) ci-dessous ;

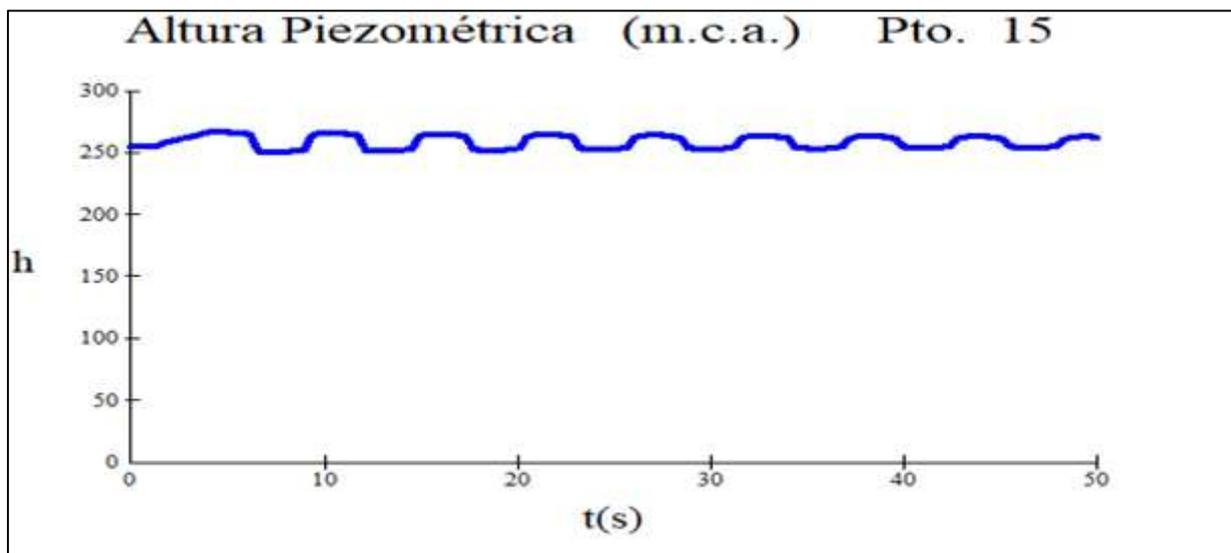


Figure (VII-28) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon Noeud1-R200 projeté Touffirth

VII.7.2.5. Adduction SR3 Tichi-Haf vers R100 existant au village Taourirth

Les résultats de la simulation sont visualisés par les figures et tableau ci-après :

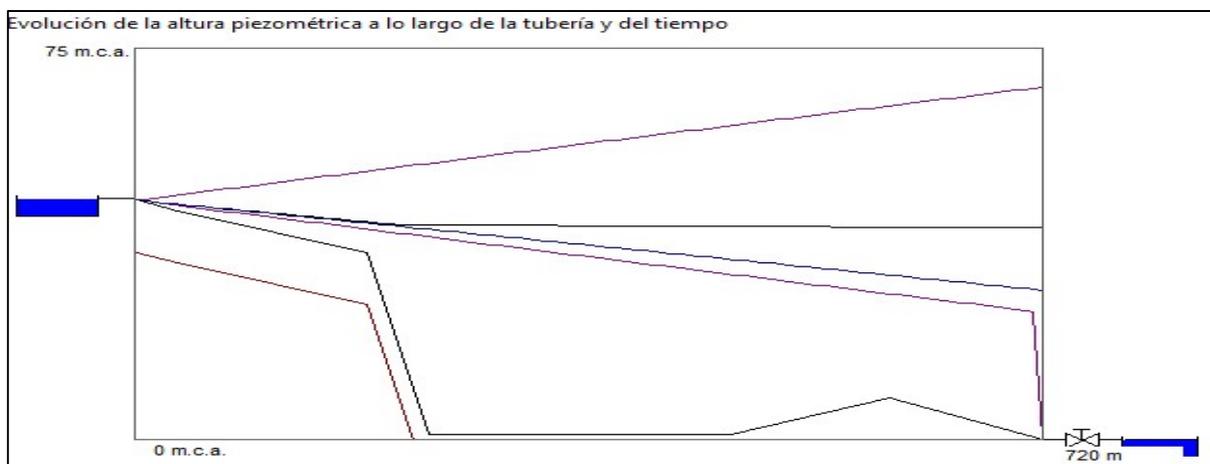


Figure (VII-29) : Enveloppes de pression en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire SR3-R100 existant Taourirth

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont portées sur le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-15) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon SR3-R100 existant Taourirth

Pression maximale (P_{\max})	67.77m
Pression minimale (P_{\min})	24.43m

La variation de la pression absolue en fonction du temps pour ce tronçon est illustrée par la figure (VII-30) ci-dessous :

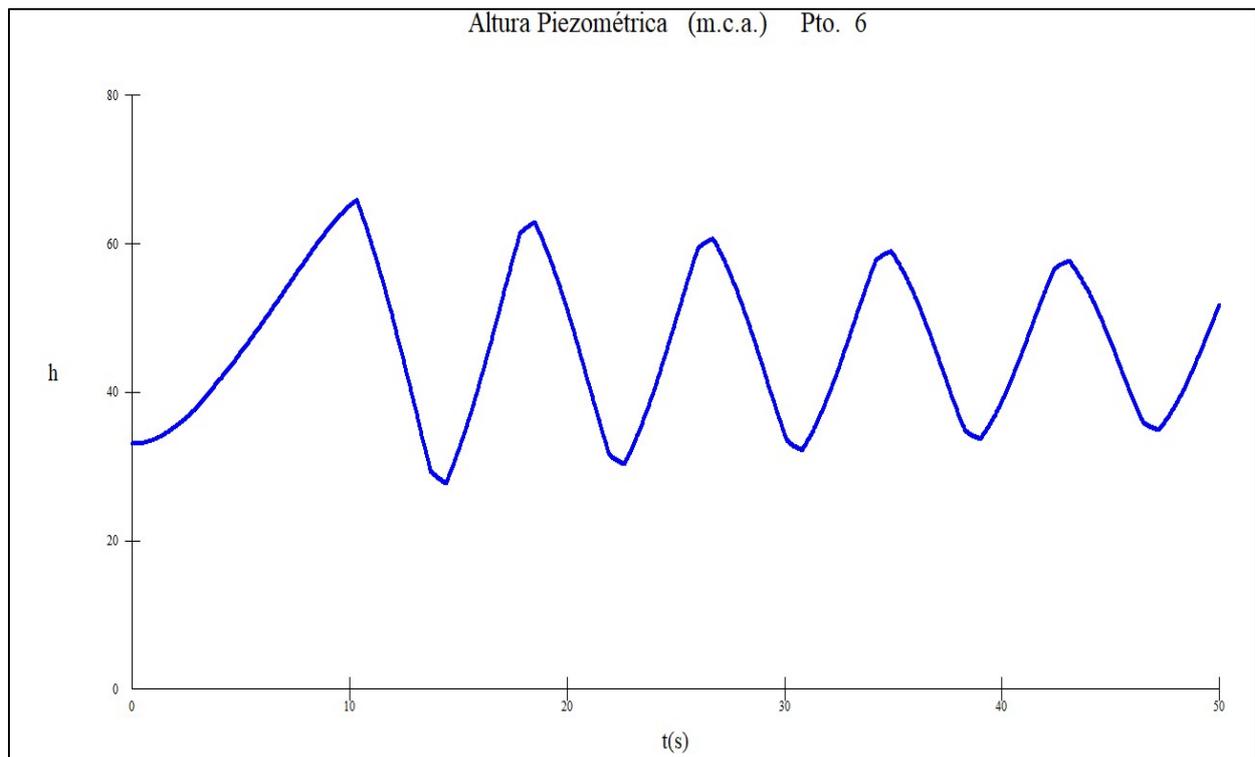


Figure (VII-30) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon SR3-R100 existant Taourirth

VII.7.2.6. Adduction R100 Taourirth existant vers R250 Projeté au village Tizi-aidel

Les résultats de la simulation sont donnés par les figures et tableau ci-après :

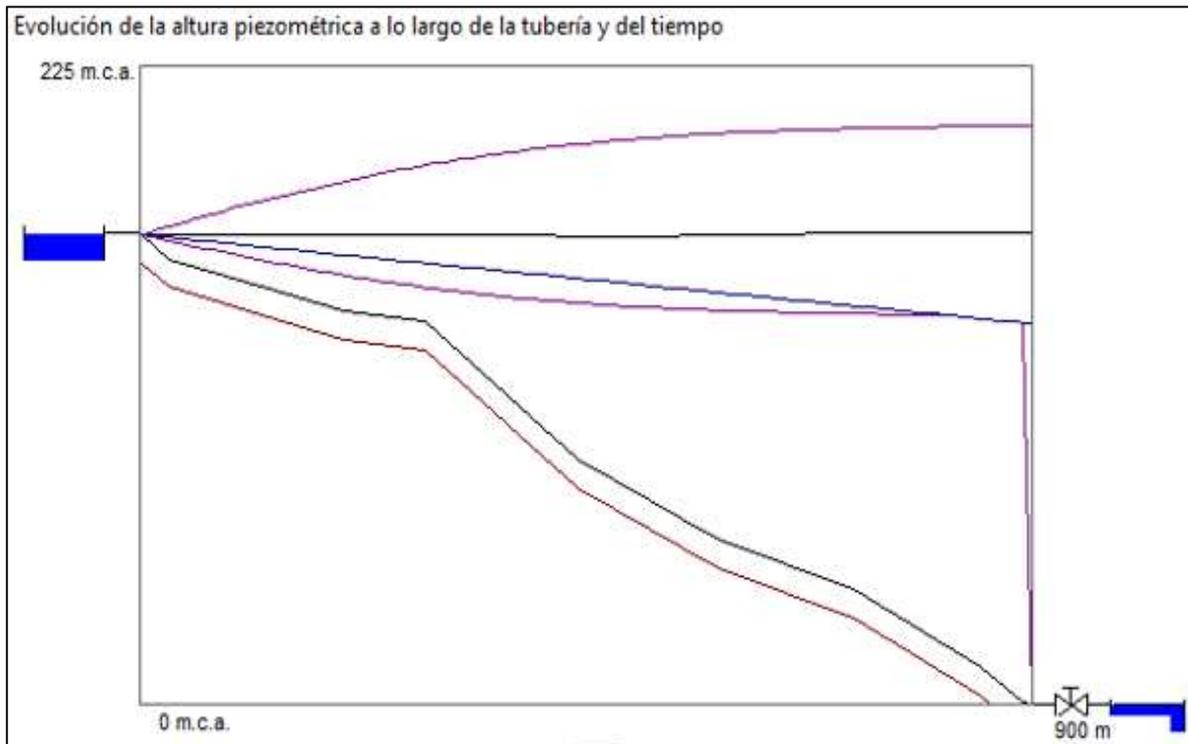


Figure (VII-31) : Enveloppes de pression en régime permanent et transitoire pour la canalisation du tronçon gravitaire R100-R250 projeté Tizi-Aidel

Les valeurs des pressions maximales et minimales sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-16) : Résultats de calcul du coup de bélier du tronçon R100-R250 projeté Tizi-Aidel

Pression maximale (P_{\max})	169.83m
Pression minimale (P_{\min})	142.64

La variation de la pression absolue en fonction du temps pour ce tronçon est illustrée par la figure (VII-32) ci-dessous :

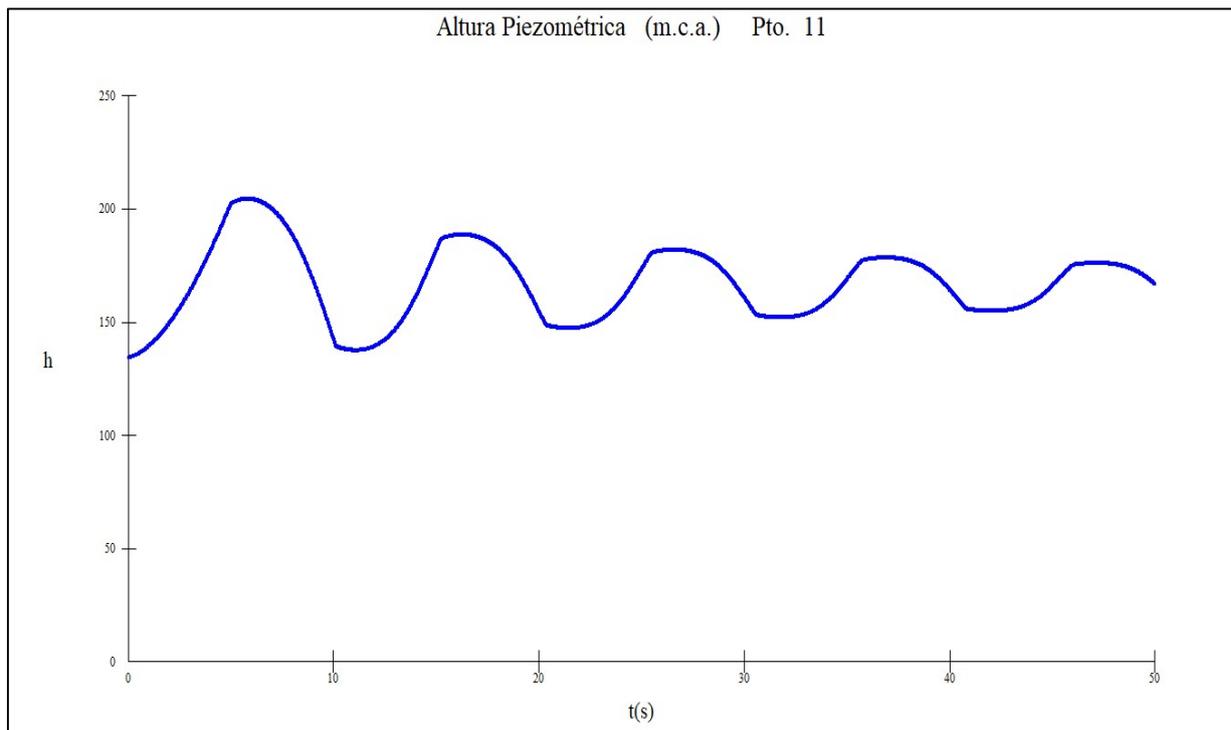


Figure (VII-32) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R100-R250 projeté Tizi-Aidel

VII.8. Conclusion

D'après l'étude effectuée pour le régime transitoire et après avoir vérifié les résultats de calcul et la simulation pour les stations de reprise, on a fait un bon choix des organes de protection des installations contre le phénomène du coup de bélier, avec un dimensionnement adéquat des réservoirs d'air à vessie du constructeur Charlatte. Quant aux adductions gravitaires, nous avons simulé et vérifié le risque du coup de bélier avec un logiciel performant en prenant en considération l'ensemble des paramètres, un logiciel qui simule et donne des résultats précis. Par ailleurs, nous avons déterminé les pressions maximales et minimales avec un temps de fermeture de vanne bien déterminé (dans notre cas le temps de fermeture doit être supérieur à 5 secondes pour éviter le risque de cavitation).

Conclusion générale

Au cours de ce modeste travail, nous avons essayé d'examiner de près la problématique de l'alimentation en eau potable de la commune de Tamokra (wilaya de Bejaia).

Notre étude est réalisée à long terme (horizon 2050), où la population de la commune atteindra les 7689 habitants. Le bilan des ressources a fait ressortir que la zone d'étude bénéficie d'un apport important en matière d'AEP, puisque qu'elle dispose à elle seule d'une station de traitement monobloc de capacité 50 l/s à partir du barrage Tichi-Haf, ses besoins futurs sont de l'ordre de 29,47 l/s.

Pour assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, nous avons augmenté la capacité de stockage existante au niveau des villages de la commune ainsi que les adductions y afférentes.

Pour le dimensionnement des conduites, nous avons choisi une gamme de diamètres remplissant les conditions technico-économiques. Quant au choix du matériau de la conduite, nous avons opté pour des conduites en PEHD et en fonte ductile adaptés à la nature du terrain.

Pour le choix des pompes adéquates du circuit de refoulement, nous avons utilisé le catalogue numérique Caprari, qui donne des résultats beaucoup plus précis que les autres catalogues. Le choix de ces pompes a été porté sur les groupes électropompes à axe horizontal suivant le rendement le plus optimal.

Concernant la protection des conduites et installations hydromécaniques contre le phénomène du coup de bélier, nous avons opté pour le choix des réservoirs d'air pour la partie refoulement. Quant aux adductions gravitaires, nous avons étudié le phénomène de façon minutieuse avec le logiciel Flow-tite tout en recommandant l'utilisation d'une vanne à fermeture lente.

Au final, nous avons modélisé le système d'approvisionnement en eau potable de cette commune, en l'occurrence, la chaîne principale Tichi-haf avec le logiciel Epanet.

En guise d'un bon fonctionnement du réseau et sa durabilité dans le temps, il est nécessaire d'avoir une bonne gestion et prévoir un entretien périodique des installations.

Pour terminer ce modeste travail et par le biais de cette conclusion, nous espérons que ce dernier puisse servir d'avant-projet pour la réhabilitation du réseau d'AEP de la commune de Tamokra, et à l'élaboration de son étude détaillée, nous souhaitons aussi que ce travail servira de guide pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

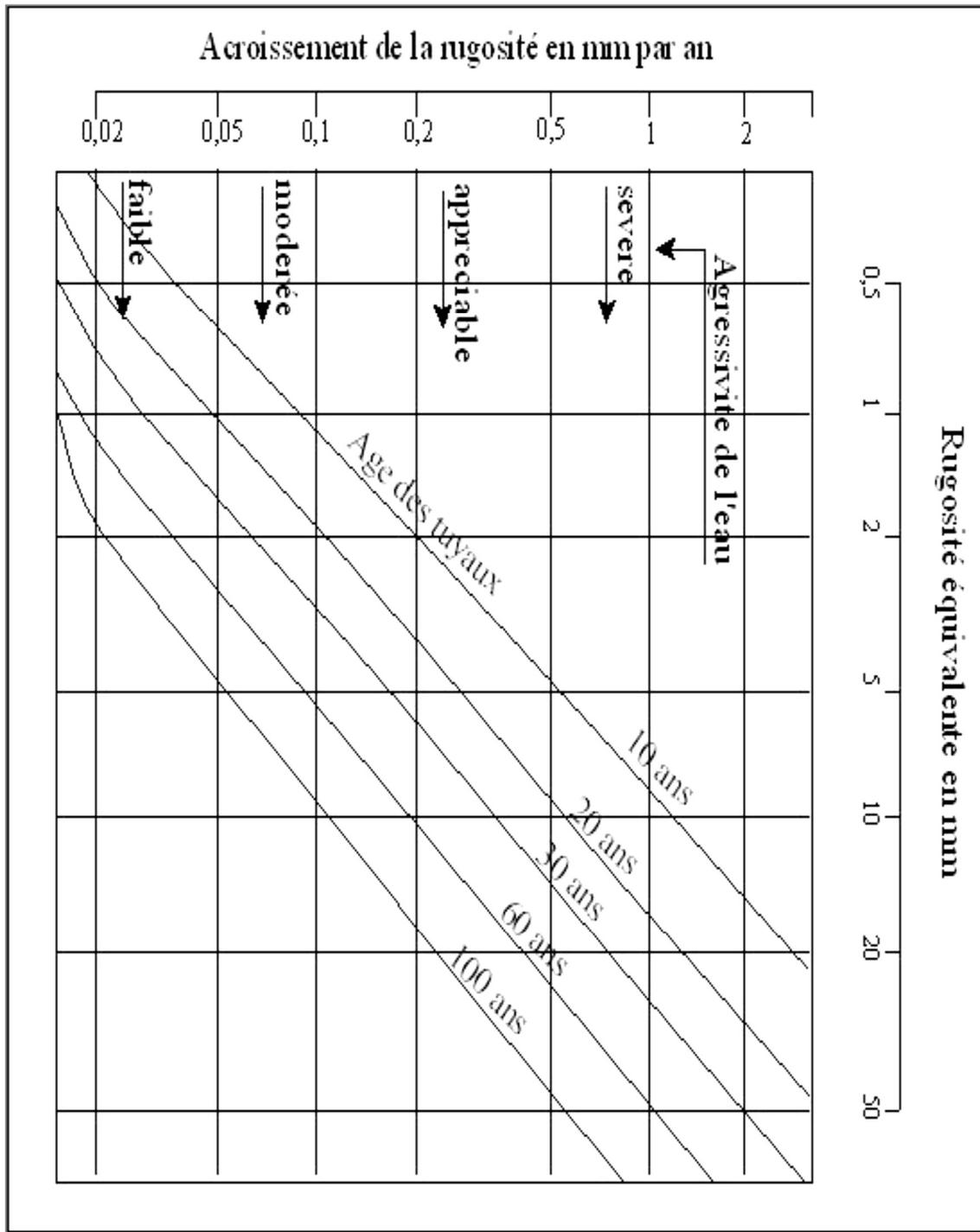
- [1] Plan Directeur d'Aménagement Urbain (PDAU)** de la commune de Tamokra
- [2] Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH)**, W. Bejaia, 2020
- [3] Rapport d'Avant-Projet Détaillé (APD)**, Diagnostic et réhabilitation de la chaîne d'adduction AEP du réseau AEP de la commune de TAMOKRA (Bejaia), BET Mebarki.
- [4] BONNIN, J.** "Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine " Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.
- [5] DUPONT, A.** " Hydraulique urbaine " tome II, Edition EYROLLES, 1981, PARIS.
- [6] BOUREZAK A., MEBIROUK M.**, Mémoire fin d'études : "étude hydraulique de la station de pompage kissir (W. Jijel) " 2021.
- [7] BONNIN J.** " Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations petite et moyenne importance " Edition EYROLLES, 1977 PARIS
- [8] DUPONT, A.** " Hydraulique urbaine ". Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [9] AMARA, L., BERREKSI, A., AMIRECHE, M.** " Simulation numérique du Phénomène transitoire du coup de bélier -Application à des cas pratiques ", Editions Universitaires Européennes (EUE), 2016.
- [10] Manuel d'utilisation, Logiciel Flowtite**, 2005.

Annexes

Annexe 01 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x10 ³	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100,0	300,0	>10 ³
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Annexe (02) : Abaque de PETER LAMONT

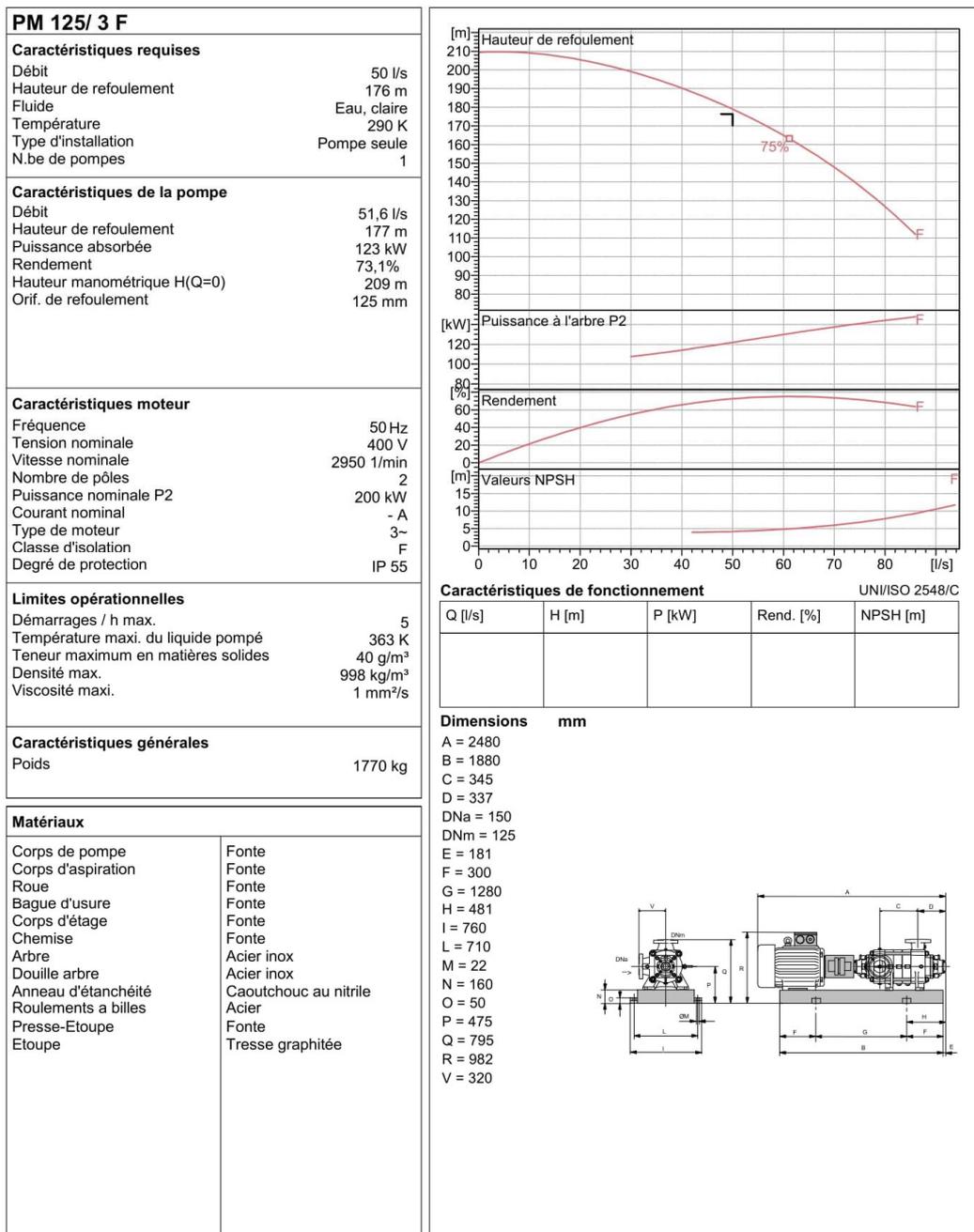


Annexe (03) : Caractéristiques de la pompe 1 (Station monobloc)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

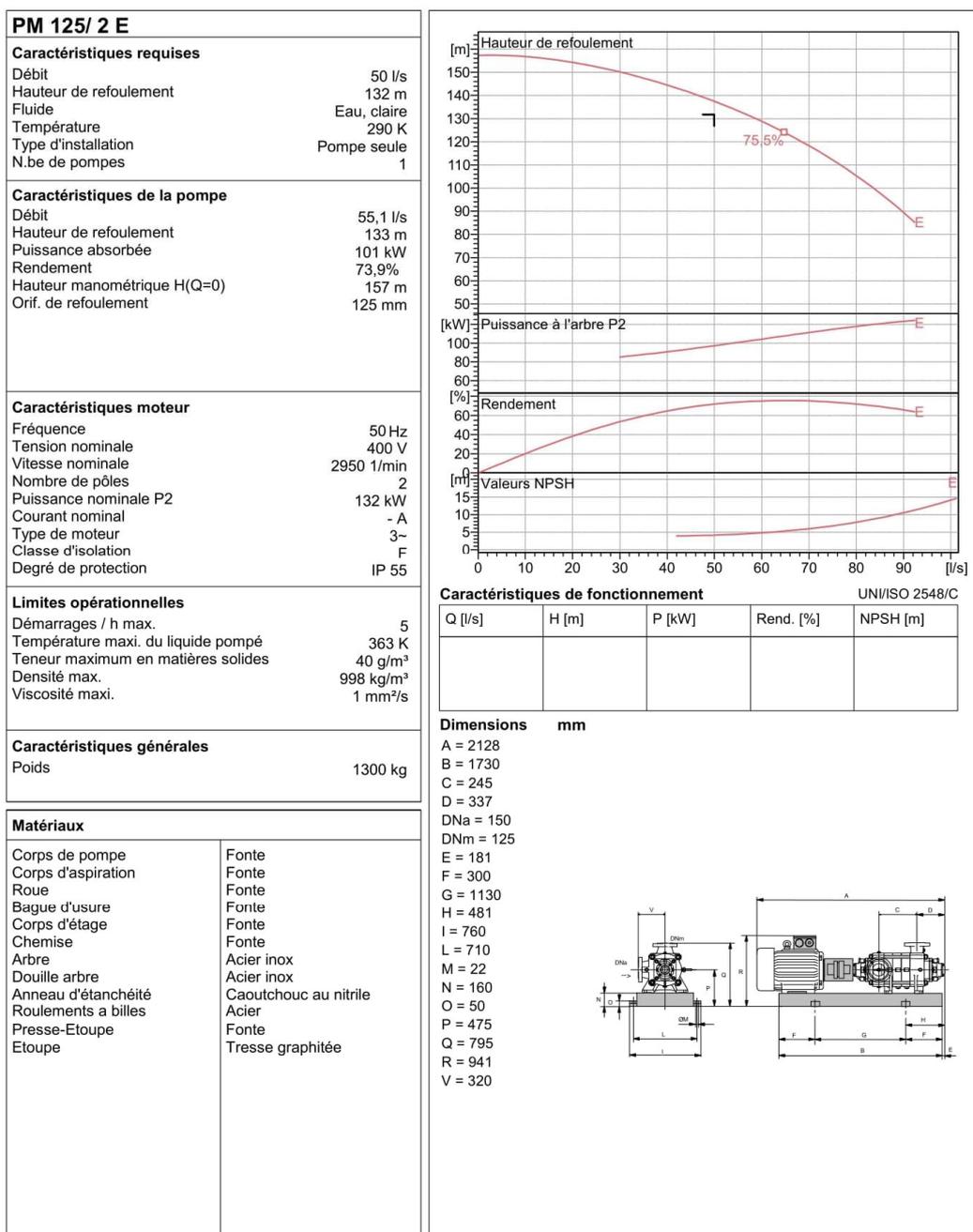


Annexe (04) : Caractéristiques de la pompe 2 (Station de reprise SR1)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

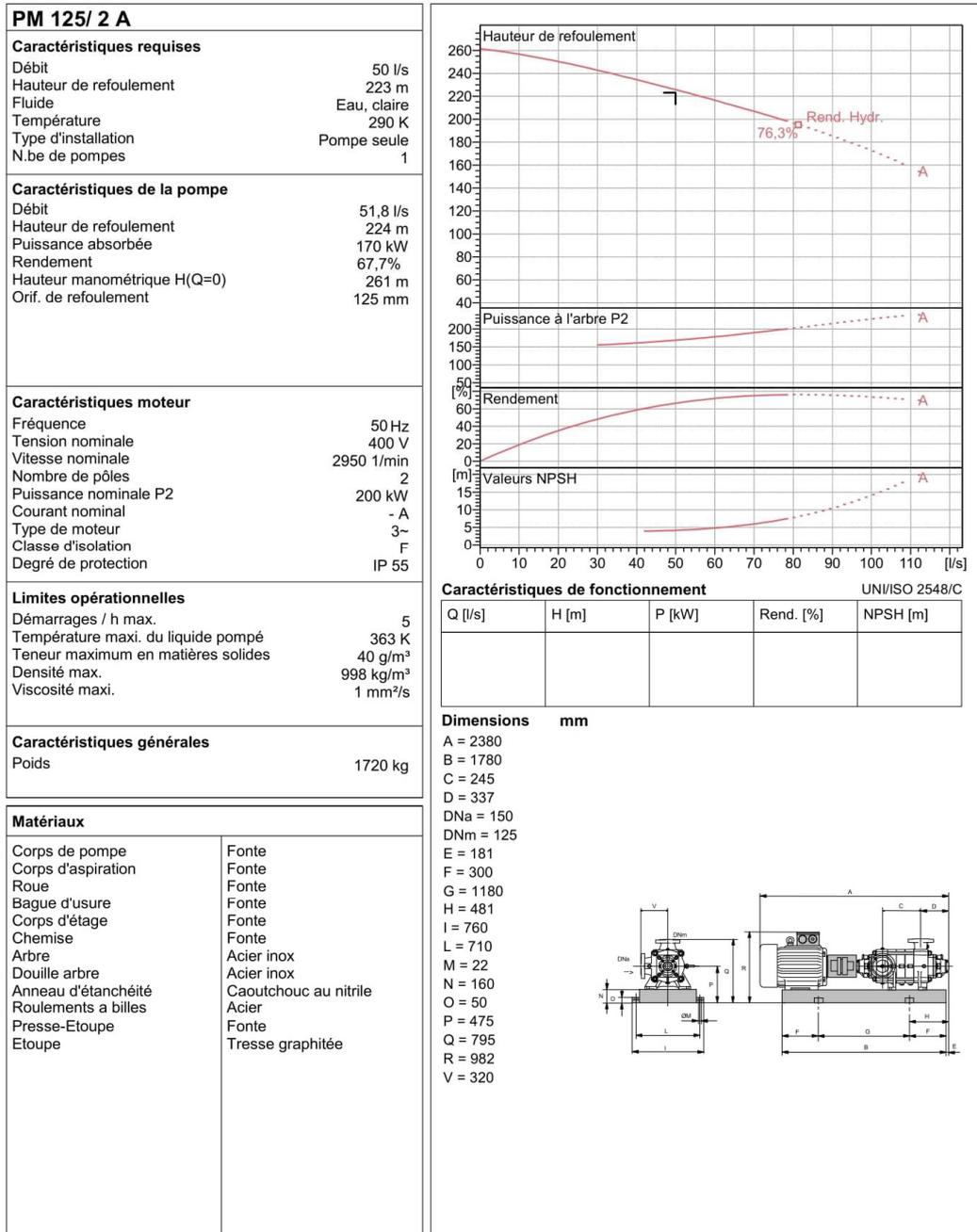


Annexe (05) : Caractéristiques de la pompe 3 (Station de reprise SR2)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

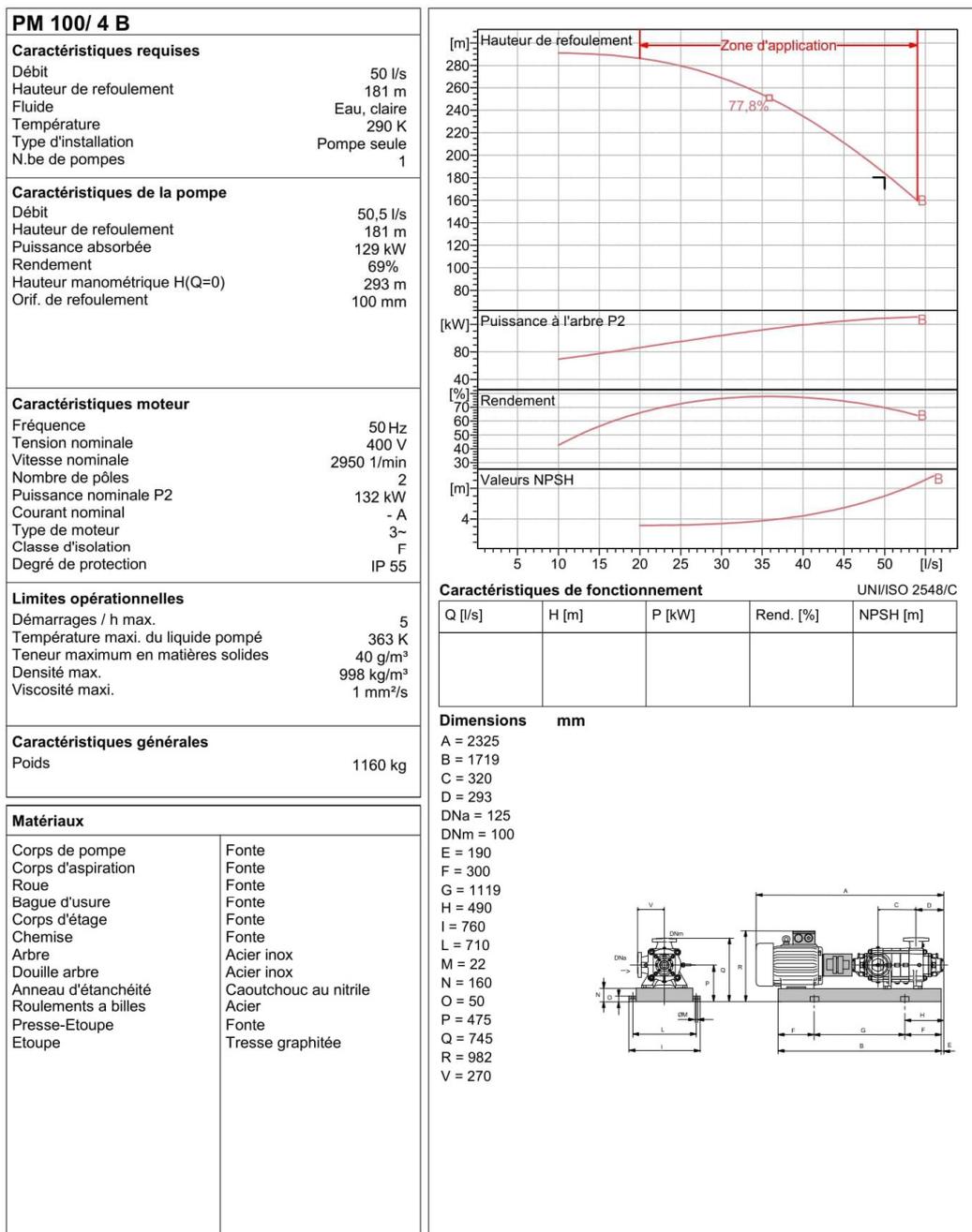


Annexe (06) : Caractéristiques de la pompe 4 (Station de reprise SR3)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



Annexe (07) : Réservoirs anti-bélier (Station monobloc, SR2 et SR3)

Gamme *eaux claires*

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoc

sortie coudée sous le fond - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier **Hydrochoc** est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP



PEINTURE
Interne. Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.
Externe. Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.



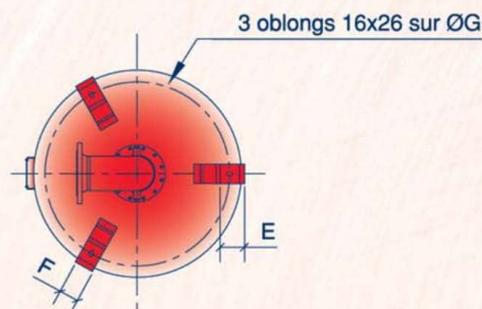
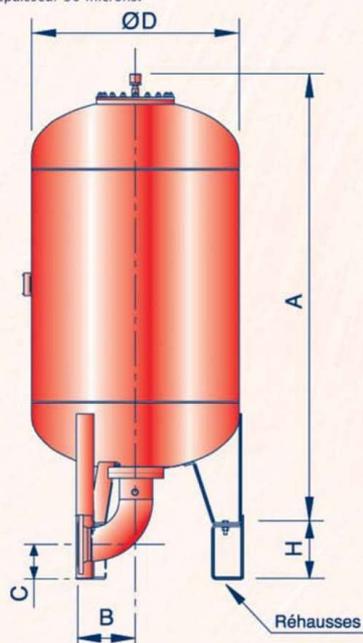
VESSIE
Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



GARANTIE
"Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."



EMBALLAGE
Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie DN	Référence	B	C	Pds sortie (KG)	H
50	R7900M00001	124	241	13	230
80	R7901M00001	172	213	15	230
100	R7910M00001	217	182	18	230
125	R7911M00001	259	147	23	230
150	R7912M00001	304	176	28	300

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Gamme 25/37,5 bars

Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-25/37,5-V	100	807	630	54	50	560	116
HC-200-25/37,5-V	200	1132	630	54	50	560	159
HC-300-25/37,5-V	300	1457	630	54	50	560	202
HC-500-25/37,5-V	500	2107	630	54	50	560	288
HC-750-25/37,5-V	750	1912	850	80	80	755	439
HC-1000-25/37,5-V	1000	2412	850	80	80	755	549
HC-1500-25/37,5-V	1500	2495	1000	80	100	905	792
HC-2000-25/37,5-V	2000	3195	1000	80	100	905	1007

CHARLATTE
réservoirs
FAYAT GROUP

17, rue Paul-Bert - 89400 Migennes - Tél. : 03 86 92 30 14 - Fax : 03 86 92 30 01
E-mail : reservoir@charlattereservoirs.fayat.com - www.charlatte.com

Annexe (08) : Réservoirs anti-bélier (SR1)

Gamme *eaux claires*

Supression - Régulation - Protection anti-bélier

Hydrochoc

type CAR* - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier **Hydrochoc** est un accumulateur hydro-pneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP

**PEINTURE**

Interne. Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.
Externe. Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.

**VESSIE**

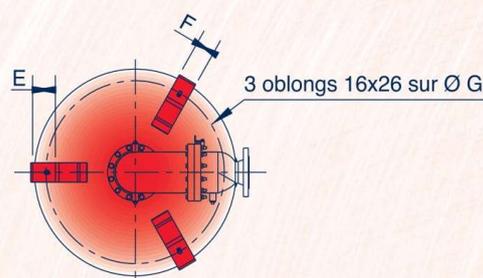
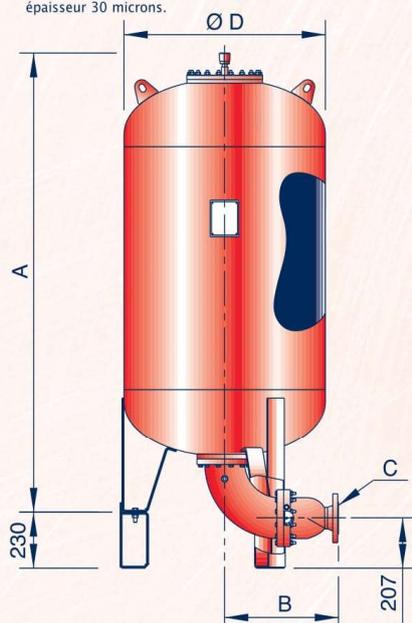
Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).

**GARANTIE**

"Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."

**EMBALLAGE**

Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie C	B	Pds sortie (KG)
DN50	476	32
DN80	480	35
DN100	460	34
DN125	450	35
DN150	457	37

Gamme 16/24 bars

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

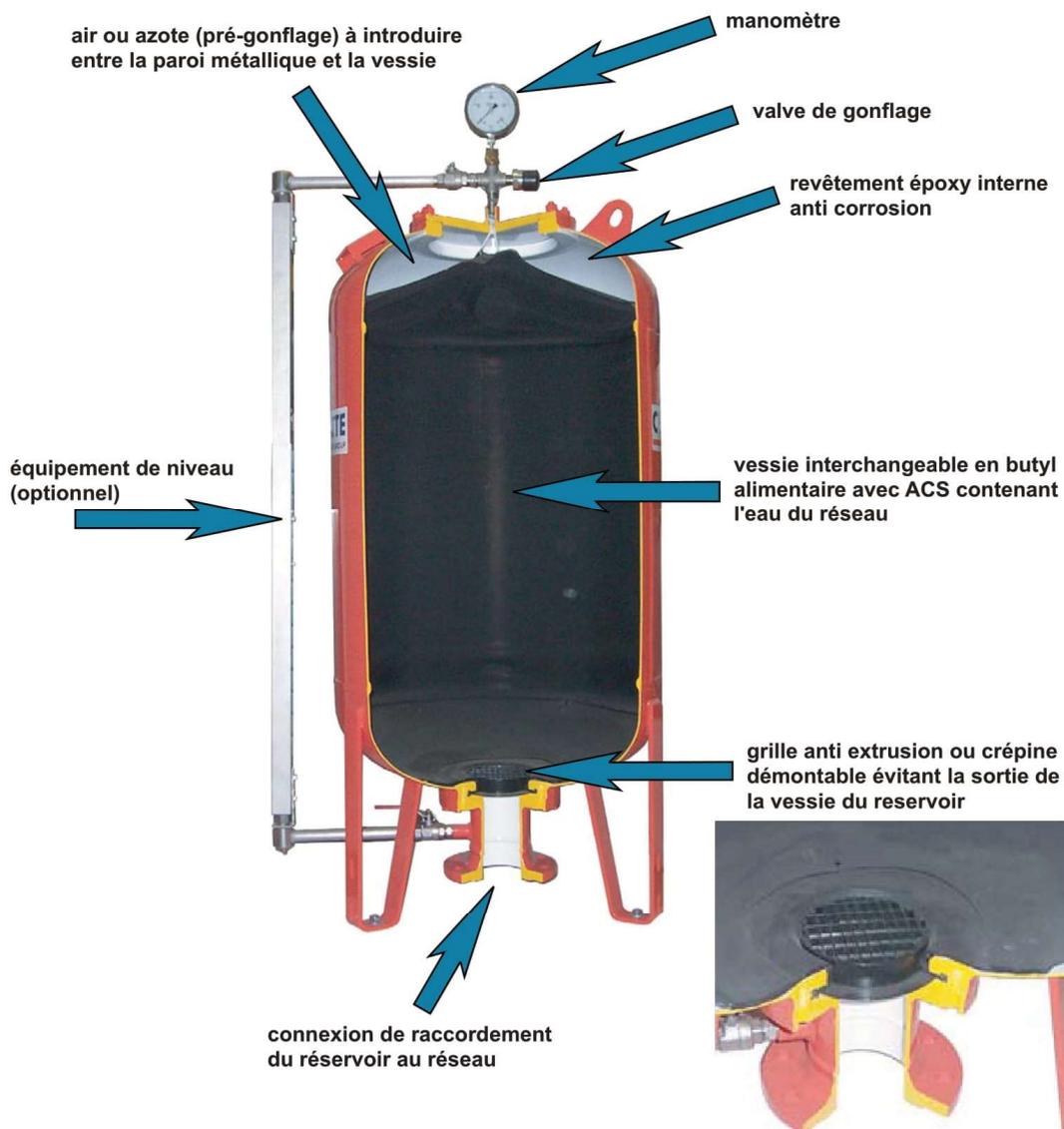
Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-16/24-VF	100	791	630	54	50	560	90
HC-200-16/24-VF	200	1101	630	54	50	560	122
HC-300-16/24-VF	300	1450	630	54	50	560	160
HC-500-16/24-VF	500	2076	630	54	50	560	222
HC-750-16/24-VF	750	1893	850	80	80	755	362
HC-1000-16/24-VF	1000	2393	850	80	80	755	451
HC-1500-16/24-VF	1500	2472	1000	80	100	905	637
HC-2000-16/24-VF	2000	3178	1000	80	100	905	818

*CAR : Clapet Anti-Retour avec shunt incorporé réglable

CHARLATTE
réservoirs
FAYAT GROUP

17, rue Paul-Bert - 89400 Migennes - Tél. : 03 86 92 30 14 - Fax : 03 86 92 30 01
E-mail : reservoir@charlattereservoirs.fayat.com - www.charlatte.com

Annexe (09) : Réservoirs anti-bélier à vessie



Réservoir anti bélier à vessie butyl alimentaire eau potable

الملخص

هذا العمل يهدف لإعداد دراسة شاملة، تشخيص مادي وإعادة تأهيل شبكات الربط بالمياه الصالحة للشرب لبلدية تمقرة بولاية بجاية.

بعد جمع المعلومات الخاصة بالموقع ونظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب الحالي، شرعنا في تشخيص مادي تبين من خلاله النقص والاختلالات في نظام التزويد مع الأخذ بعين الاعتبار الاحتياجات الحالية والمستقبلية للسكان فيما يخص المياه الصالحة للشرب، وهو ما سمح لنا بوضع تصميم للخزانات وقنوات الربط.

وفي مرحلة ثانية قمنا باستبدال مضخات محطات الضخ بالمضخات البديلة التي اخترناها، كما قمنا بفحص دقيق لظاهرة المطرقة المائية في القنوات، بعد ذلك أعدنا تصميم لأجهزة الحماية الضرورية.

وفي الأخير قمنا باختبار فعالية نظام التزويد الكلي للمياه الصالحة للشرب لهذه البلدية بـ Epanet .

الكلمات المفتاحية :

تشخيص مادي، إعادة التأهيل، خزان، قنوات الربط، مضخة، مطرقة مائية.

Abstract

The present work consists in establishing a study of diagnosis and rehabilitation of the water supply network of the commune of Tamokra (wilaya of Bejaia). After collecting the data concerning the site and the existing drinking water supply system, then a physical diagnosis was carried out which highlighted the shortcoming and dysfunction of the system by taking into account the current and future needs of the population, which then enabled us to size the tank and supply pipes. Subsequently we replaced the pumps of the recovery stations with those we chose. We also carried out a meticulous verification of the appearance of the phenomenon of water hammer in the gravity adductions and by repression and we dimensioned the necessary protective devices. Finally, we simulated the entire drinking water supply system of this municipality with the Epanet software.

Keywords :

Physical diagnosis, rehabilitation, tank, adduction, pump, water hammer.

Résumé

Le présent travail consiste à établir une étude de diagnostic et de réhabilitation de la chaîne d'adduction du réseau AEP de la commune de Tamokra (wilaya de Bejaia). Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'approvisionnement en eau potable existant, on a procédé à un diagnostic physique qui a fait ressortir les insuffisances et les dysfonctionnements du système tout en prenant en compte les besoins actuels et futurs de la population en matière d'AEP, ce qui nous a permis ensuite de redimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction. Par la suite, on a pu remplacer les pompes des stations de reprise avec celles qu'on a choisies. Une fois toutes les pièces du réseau reconstituées, une autre tâche qui consiste à vérifier minutieusement d'éventuelles apparitions du phénomène du coup de bélier dans les adductions gravitaires et par refoulement, puis dimensionner les organes de protection qui leur sont nécessaires. A la fin, une simulation du fonctionnement de l'ensemble du système d'approvisionnement en eau potable de cette commune a été réalisée avec le logiciel Epanet.

Mots clés :

Diagnostic physique, réhabilitation, réservoir, Adduction, pompe, coup de bélier.