

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de la Technologie



Département d'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN HYDRAULIQUE
Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème :

***ETUDE ET DIAGNOSTIC DU RESEAU
D'AEP DE LA COMMUNE DE FENAIA IL-
MATEN DAIRA D'EL-KSEUR W.BEJAIA***

Présenté par :

Mr AOUMAD Azzedine
Mr RAHMANI El-Hocine

Encadré par :

Mr NASRI.K

Membres du jury :

Président : Mr HADDAD.S
Examineur : Mr MERAH.F

Année 2012-2013

Remerciement

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail en particulier :

Notre promoteur Mr NASRI K. d'avoir accepté de nous encadrer, et pour ses précieux conseils qu'il nous prodigué durant ce travail.

Tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont donné de leur savoir.

Nous tenons à remercier profondément les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions également l'ensemble du personnel de la subdivision d'hydraulique d'EL-KSEUR pour avoir mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près où de loin à la réalisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

- *A mes très chers parents que dieu les protège.*
- *A mes frères et sœurs.*
- *A mes oncles, tantes, cousins, cousines et toute la famille.*
- *A mes très chers copains.*
- *A tous mes amis (es) sans exception.*

AOUMAD Azzedine

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

- *A mes très chers parents que dieu les protège.*
- *A mes frères : Mourad, Lyes et Lamine.*
- *A mes sœurs : Ghania, Djamila, Zineb, Karima et leurs familles.*
- *A mon cousin, cousines et toute la famille.*
- *A ma grande mère.*
- *A mes très chers copains (es) : Sofiane, Farid, Lyes, Fawzi, Ghiles, Youba et surtout Taous.*
- *A tous mes amis (es) sans exception.*

RAHMANI El-Hocine

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la commune de Fenaia Il-Maten	
I-1- Présentation de site	2
I-1-1- Situation climatique.....	3
I-1-2-Situation hydrographique.....	3
I-1-3- Situation topographique	4
I-1-4- Géologie du site	4
I-1-5- Hydrologie et l'hydrogéologie de la commune	4
I-1-6- Ressources disponibles	4
I-1-7- Description hydrogéologique du forage	5
I-1-7-1 : Géologie de l'aquifère	5
I-1-7-2 : Description hydrogéologique	5
I-1-7-3 : Equipements de forage	5
I-1-8- Description du système d'alimentation en eau existant dans la commune.....	5
I-1-8-1-Les ouvrages de la chaine N°01.....	5
I-1-8-2-Les ouvrages de la chaine N°2	7
I-1-8-3-Les ouvrages de la chaine N°3	9
I-2- Conclusion	11
Chapitre II : Diagnostic du réseau	
II-1- Introduction	12
II-2- Contenu du diagnostic.....	12
II-2-1- Diagnostic physique des ouvrages de la chaine de Tiklat.....	12
II-2-1-1- Les deux forages de Tiklat.....	12

II-2-1-2- Les réservoirs des stations de reprises	13
II-2-1-2-1- Réservoir El-Kharoub.....	13
II-2-1-2-2- Réservoir Tagma.....	14
II-2-1-2-3- Réservoir Boubzi.....	15
II-2-1-2-4- Réservoirs El Kelaa.....	15
II-2-1-2-5- Réservoir El Kitoune.....	16
II-2-1-2-6- Réservoir Ait Chennit.....	16
II-2-1-2-7- Réservoir Tikharoubine.....	17
II-2-2- Diagnostic physique des ouvrages de la chaine d' Akarkar.....	17
II-2-2-1 le forage Akarkar.....	17
II-2-2-2- les réservoirs des stations de reprise.....	18
II-2-2-2-1 Réservoir Taourirt.....	18
II-2-2-2-2 Réservoir Takhlicht.....	19
II-2-2-2-3 Réservoir Tighilt Messaoud.....	19
II-2-2-2-4 Réservoir Bouhvache.....	20
II-2-2-2-5 Réservoir Tibrahmine.....	20
II-2-2-2-6 Réservoir Iamrouchene.....	21
II-2-2-2-7 Réservoir Tighilt Nait Ziane.....	21
II-2-3 Diagnostic physique des ouvrages de la chaine de VSA.....	22
II-2-3-1 Forage de V.S.A.....	22
II-2-3-2 Les réservoirs des stations de reprises.....	22
II-2-3-2-1 Réservoir VSA.....	22
II-2-3-2-2 Réservoir Ighil Yaddou.....	23
II-2-3-2-3 Réservoir Agoumras.....	23

II-2-3-2-4 Réservoir Zoubia (01).....	24
II-2-3-2-5 Réservoir Zoubia (02).....	24
II-3 Conclusion.....	25
Chapitre III : Estimation des besoins en eau	
III-1- Introduction.....	26
III-2- Estimation de la population.....	26
III-3- Choix de la norme de consommation.....	28
III-4- Equipements existants.....	28
III-5- Calcul de la consommation moyenne journalière.....	29
III-6- Evaluation des besoins.....	29
III-6-1- besoins domestiques.....	29
III-6-2- besoins scolaires.....	30
III-6-3- besoins sanitaires.....	30
III-6-4- besoins administratifs.....	31
III-6-5- besoins socioculturels et sportifs.....	31
III-6-6- besoins commerciaux.....	32
III-6-7- besoins cheptels.....	32
III-6-8- Estimation des besoins des équipements pour différents horizons.....	32
III-7- Majoration de la consommation.....	33
III-8- Variation de la consommation journalière.....	34
III-9- Variation de la consommation horaire.....	35
III-10- Conclusion.....	36
Chapitre IV : Réservoirs	
IV-1-Définition.....	37

IV-2- Fonctionnement et utilité des réservoirs.....	37
IV-3- Caractéristiques des réservoirs.....	37
IV-4- Classification des réservoirs.....	38
IV-5- Emplacement des réservoirs.....	38
IV-6- Choix de la forme du réservoir.....	38
IV-7- Paramètre du dimensionnement.....	39
IV-8- Equipement des réservoirs.....	39
a) Conduite d’adduction.....	39
b) Conduite de distribution.....	40
c) Conduite trop plein.....	40
d) Conduite de vidange.....	40
e) Conduite de by-pass.....	41
f) Système de matérialisation de la réserve d’incendie.....	41
IV-9- Entretien des réservoirs.....	43
IV-10- Hygiène et sécurité.....	43
IV-11- Capacité théorique du réservoir.....	43
IV-12- Dimensionnement de la capacité de stockage.....	45
IV-12-1- Dimensionnement des capacités de stockage de la chaîne N°01.....	45
IV-12-1-1- Dimensionnement du réservoir VSA	45
IV-12-1-2- Dimensionnement du réservoir Ighil Yedou.....	47
IV-12-1-3- Dimensionnement du réservoir Aghoumras.....	49
IV-12-1-4- Dimensionnement du réservoir Zoubia 01.....	51
IV-12-1-5- Dimensionnement du réservoir Zoubia 02	53
IV-12-2- Dimensionnement des capacités de stockage de la chaîne N°02.....	55

IV-12-2-1- Dimensionnement du réservoir Taourirt.....	55
IV-12-2-2- Dimensionnement du réservoir Takhlicht.....	57
IV-12-2-3- Dimensionnement du réservoir Tighilt Messaoud.....	59
IV-12-2-4- Dimensionnement du réservoir Bouhavache.....	61
IV-12-2-5- Dimensionnement du réservoir Tibrahmine.....	63
IV-12-2-6- Dimensionnement du réservoir Iamrouchene.....	65
IV-12-2-7- Dimensionnement du réservoir Tighilt Nait Ziane.....	67
IV-12-2-8- Dimensionnement du réservoir Timri.....	69
IV-12-2-9- Dimensionnement du réservoir Laazib.....	71
IV-12-3- Dimensionnement des capacités de stockage de la chaine N°03.....	73
IV-12-3-1- Dimensionnement du réservoir El Kharoub.....	73
IV-12-3-2- Dimensionnement du réservoir Tagma.....	75
IV-12-3-3- Dimensionnement du réservoir Boubzi.....	77
IV-12-3-4- Dimensionnement réservoir El Kelaa.....	79
IV-12-3-5- Dimensionnement du réservoir El Kitone.....	81
IV-12-3-6- Dimensionnement du réservoir Ait Chenit.....	83
IV-12-3-7- Dimensionnement du réservoir Tikharoubine.....	85
IV-13-Conclusion	89
Chapitre V : Adduction	
V-1-Introduction.....	90
V-2- Choix du tracé de l’adduction.....	90
V-3- Choix du type des conduites.....	90
V-4- Profil en long d’une adduction.....	91
V-5- Schéma d’adduction.....	91

V-6-Etude technico-économiques des conduites.....	93
V-6-1- Calcul du diamètre économique.....	93
V-6-2- Calcul de la vitesse.....	93
V-6-3- Calculs des pertes de charges.....	94
a) Les pertes de charge linéaire.....	94
b) Pertes de charges singulières Hs.....	95
c) Les pertes de charge totale.....	95
V-6-4- Calculs de la hauteur manométrique totale d'élévation Hmt.....	95
V-6-5- Puissance absorbée par la pompe.....	95
V-6-6- Energies annuelles consommées par la pompe.....	96
V-6-7- Frais d'exploitation.....	96
V-6-8- Frais d'amortissement.....	96
V-6-9- Calcul du bilan.....	97
V-7- Prix des conduites.....	97
V-8- Equipements de l'adduction.....	99
V-8-1- Vannes d'isolement et de décharge.....	99
V-8-2- Ventouses.....	99
V-8-3- Clapets.....	99
V-9- Calcul des diamètres économique pour les différents tronçons.....	99
V-9-1- Dimensionnement de la chaine d'adduction N°01 (VSA).....	99
a) Tronçon F1-R1.....	99
b) Tronçon R1-R2.....	100
c) Tronçon R2-R3.....	102
d) Tronçon R3-R4.....	103

e) Tronçon R4-R5.....	104
V-9-2- Dimensionnement de la chaine d'adduction N°02 (Akarkar).....	105
a) Tronçon F2-R1.....	105
b) Tronçon R1-R2.....	106
c) Tronçon R2-R3.....	108
d) Tronçon R3-RT1.....	109
e) Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire.....	110
1)Tronçon R3-R4.....	110
2)Tronçon R3-Point (P _b).....	111
3)Tronçon Point (P _b) –R5.....	111
4)Tronçon R5-R6.....	112
5)Tronçon Point (P _b) –R7.....	112
6)Tronçon R7–R8.....	113
7) Tronçon R8 –R9.....	113
V-9-3- Dimensionnement de la chaine d'adduction N°03 (Tiklat).....	114
a) Tronçon F3-R1.....	114
b) Tronçon R1-R2.....	116
c) Tronçon R2-R3.....	117
d) Tronçon R3-RT1.....	118
e) Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire.....	119
1) Tronçon RT1-(R3 chaine N°02).....	119
2) Tronçon RT1-RT2.....	120
3) Tronçon RT2-R4.....	121
4) Tronçon RT2-R5.....	121

V-10- Conclusion.....	124
Chapitre VI : Pompes et automatisation	
VI .1 Pompes.....	125
VI.1.1 Classification des pompes.....	125
VI.1.2 Constitution d'une pompe centrifuge.....	127
VI.1.2.1 Diffuseur et volute.....	127
VI.1.2.2 La roue.....	127
VI.1.2.3 Vis de remplissage.....	127
VI.1.2.4 Presse-étoupe.....	127
VI.1.2.5 Flasques "disques".....	127
VI.1.2.6 Le palier.....	127
VI.1.2.7 L'arbre.....	128
VI.1.3. Choix de type de la pompe.....	128
VI .1.4 Courbes caractéristique d'une pompe.....	130
VI .1.4.1 Puissance absorbée.....	131
VI.1.4.2 Hauteur manométrique totale (Hmt).....	131
a) La hauteur géométrique de refoulement (Hr).....	131
b) La hauteur géométrique d'aspiration (Ha).....	132
c) Les pertes de charges totales (d'aspiration et de refoulement).....	132
VI.1.5 Le point de fonctionnement de la pompe.....	132
VI.1.5.1 Caractéristique de la conduite.....	132
a) Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	133
b) Le vannage.....	134
c) Le rognage de la roue.....	134

d) Variation de la vitesse de rotation.....	135
VI.1.6 Couplage des pompes.....	136
VI.1.6.1 Couplage en série.....	136
VI.1.6.2 Couplage en parallèle.....	136
VI.1.7 La Cavitation.....	137
VI.1.8 Choix du type des pompes du projet.....	138
VI.1.8.1 Type des pompes de la chaine VSA N°01.....	138
a) Les pompes installées sur F1.....	138
b) Les pompes installées sur (R1).....	141
c) Les pompes installées sur (R2).....	142
d) Les pompes installées sur (R3).....	145
e) Les pompes installées sur (R4).....	148
VI.1.8.2 Type des pompes de la chaine Akarkar N°02.....	151
a) Les pompes installées sur F2.....	151
b) Les pompes installées sur (R1).....	152
c) Les pompes installées sur (R2).....	153
d) Les pompes installées sur (R3).....	154
VI.1.8.3 Type des pompes de la chaine Tiklat N°03.....	157
a) Les pompes installées sur Tiklat.....	157
b) Les pompes installées sur (R1).....	160
c) Les pompes installées sur (R2).....	162
d) Les pompes installées sur (R3).....	163
VI.1.9 Equipements des stations de pompage.....	165
VI.1.9.1 Les équipements d'aspiration.....	165

VI.1.9.2 Les équipements de refoulement.....	165
VI.2 Automatisation.....	166
VI.2.1 Différents types de liaisons.....	166
VI.2.1.1 Liaison aspiration-moteur.....	166
VI.2.1.2 Liaison moteur – réservoir.....	167
VI.2.2 Commande par ligne pilote.....	167
VI.2.3 Commande sans ligne pilote.....	168
VI.2.4 Avantages et inconvénients des deux systèmes.....	169
VI.2.5 Le choix des automatismes (aspect économique).....	169
VI.2.6 Les contraintes soulevées par l’automatisation.....	170
VI.3 Conclusion.....	170
Chapitre VII : Protection et pose des conduites	
VII-1 Introduction.....	171
VII-2 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	171
VII-2-1 Définition.....	171
VII-2-2 Causes du phénomène.....	171
VII-2-3 Analyse physique du phénomène.....	171
VII-2-4 Les dispositifs de protection.....	174
VII-2-4-1 Réservoir d’air comprimé.....	174
VII-2-4-2 La cheminée d’équilibre.....	175
VII-2-4-3 Les soupapes de décharge.....	175
VII-2-4-4 Les volants d’inertie.....	175
VII-2-4-5 Les Ventouses.....	175
VII-2-5 Valeur numérique de coup de bélier.....	175

VII-2-6 Calcul du coup de bélier.....	177
VII-2-6-1 La chaîne N° 01 VSA.....	177
VII-2-6-2 La chaîne N°02 Akarkar.....	178
VII-2-6-3 La chaîne N°03 Tiklat.....	179
VII-2-7 Principe de calcul de réservoir d'air.....	180
VII-2-8 Application du calcul pour les différents tronçons.....	184
VII-2-8-1 Tronçon F1-R1 de la chaîne N°01.....	184
VII-2-8-2 Tronçon F3-R1 de la chaîne N°03.....	186
VII-2-8-3 Tronçon R3-RT1 de la chaîne N°03.....	188
VII-3 Pose des conduites.....	190
VII-3-1 Pose en tranchée.....	191
VII-3-2 Réalisation des tranches.....	192
VII-3-3 Traverse des points spéciaux.....	193
VII-3-3-1 Traversée d'une route.....	193
VII-3-3-2 Traversée d'une rivière ou d'un oued.....	193
VII-3-3-3 Traversée de chemin de fer.....	194
VII-3-4 Stabilisation des conduites.....	195
VII-3-5 Pose en élévation.....	196
VII-3-6 La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	196
VII-4 Conclusion.....	196
Conclusion générale.....	197

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : Les caractéristiques du forage de la chaine N°01.....	5
Tableau I-2 : capacités de stockage disponible de la chaine N°01.....	6
Tableau I-3 : répartition des conduites de la chaine N°01	6
Tableau I-4 : Les caractéristiques du forage de la chaine N°02.....	7
Tableau I-5 : capacités de stockage disponible de la chaine N°02.....	8
Tableau I-6 : répartition des conduites de la chaine N°02.....	8
Tableau I-7 : Les caractéristiques du forage de la chaine N°03.....	9
Tableau I-8 : capacités de stockage disponible de la chaine N°03.....	10
Tableau I-9 : La répartition des conduites de la chaine N°03.....	10
Tableau III-1 : Evaluation de la population à différents horizons.....	26
Tableau III-2 : Equipements existants de la commune.....	28
Tableau III-3 : Evaluation de la population pour différents horizons et estimation.....	29
Tableau III-4 : Besoins scolaires.....	30
Tableau III-5 : Besoins sanitaires.....	30
Tableau III-6 : Besoins administratifs.....	31
Tableau III-7 : Besoins socioculturels et sportifs.....	31
Tableau III-8 : Besoins commerciaux.....	32
Tableau III-9 : Besoins cheptels.....	32
Tableau III-10 : Estimation des besoins d'équipements et du débit moyen journalier....	33
Tableau III-11 : consommation moyenne journalière majorée pour différents horizons...	33
Tableau III-12 : Consommation maximale et minimale journalière à horizons.....	34
Tableau III-13 : Consommation maximale et minimale horaire des différents horizons...	35
Tableau III-14 : Valeurs de β max en fonction du nombre d'habitant.....	36
Tableau III-15 : Valeurs de $K_{\max,h}$ de chaque zone pour différents horizons.....	36
Tableau IV-1 : Dimensionnement du réservoir VSA.....	46
Tableau IV-2 : Dimensionnement du réservoir Ighil Yedou.....	48
Tableau IV-3 : Dimensionnement du réservoir Aghomras.....	50
Tableau IV-4 : Dimensionnement du réservoir Zoubia 01.....	52

Tableau IV-5 : Dimensionnement du réservoir Zoubia 02.....	54
Tableau IV-6 : Dimensionnement du réservoir Taourirt.....	56
Tableau IV-7 : Dimensionnement du réservoir Takhlicht.....	58
Tableau IV-8 : Dimensionnement du réservoir Tighilt Messaoud.....	60
Tableau IV-9 : Dimensionnement du réservoir Bouhavache.....	62
Tableau IV-10 : Dimensionnement du réservoir Tibrahmine.....	64
Tableau IV-11 : Dimensionnement du réservoir Iamrouchene.....	66
Tableau IV-12 : Dimensionnement du réservoir Tighilt Nait Ziane.....	68
Tableau IV-13 : Dimensionnement du réservoir Timri.....	70
Tableau IV-14 : Dimensionnement du réservoir Laazib.....	72
Tableau IV-15 : Dimensionnement du réservoir El Kharoub.....	74
Tableau IV-16 : Dimensionnement du réservoir Tagma.....	76
Tableau IV-17 : Dimensionnement du réservoir Boubzi.....	78
Tableau IV-18 : Dimensionnement du réservoir El Kelaa.....	80
Tableau IV-19 : Dimensionnement du réservoir El Kitoune.....	82
Tableau IV-20 : Dimensionnement du réservoir Ait Chenit.....	84
Tableau IV-21 : Dimensionnement du réservoir Tikharoubine.....	86
Tableau IV-22 : Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} chaine VSA.....	87
Tableau IV-23 : Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} chaine Akarkar.....	88
Tableau IV-24 : Récapitulatif des résultats de la 3 ^{ème} chaine Tiklat.....	88
Tableau V-1 : Prix de revient des conduites en fonte ductile (PN25).....	97
Tableau V-2 : Prix de revient des conduites en PEHD (PN10).....	98
Tableau V-3 : Prix de revient des conduites (PN16).....	98
Tableau V-4 : calcul de Hmt (F1-R1).....	199
Tableau V-5 : calcul des frais d'exploitations (F1-R1).....	100
Tableau V-6 : Calcul des frais d'amortissement (F1-R1).....	100
Tableau V-7 : Calcul du bilan (F1-R1).....	100
Tableau V-8 : calcul de Hmt (R1-R2).....	101
Tableau V-9 : calcul des frais d'exploitations (R1-R2).....	101
Tableau V-10 : Calcul des frais d'amortissement (R1-R2).....	101

Tableau V-11 : Calcul du bilan (R1-R2).....	101
Tableau V-12 : calcule de Hmt (R2-R3).....	102
Tableau V-13 : calcul des frais d'exploitations (R2-R3).....	102
Tableau V-14 : Calcul des frais d'amortissement (R2-R3).....	102
Tableau V-15 : Calcul du bilan (R2-R3).....	103
Tableau V-16 : calcule de Hmt (R3-R4).....	103
Tableau V-17 : calcul des frais d'exploitations (R3-R4).....	103
Tableau V-18 : Calcul des frais d'amortissement (R3-R4).....	104
Tableau V-19 : Calcul du bilan (R3-R4).....	104
Tableau V-20 : calcule de Hmt (R4-R5).....	104
Tableau V-21 : calcul des frais d'exploitations (R4-R5).....	105
Tableau V-22 : Calcul des frais d'amortissement (R4-R5).....	105
Tableau V-23 : Calcul du bilan (R4-R5).....	105
Tableau V-24 : calcul de Hmt (F2-R1).....	106
Tableau V-25 : calcul des frais d'exploitations (F2-R1).....	106
Tableau V-26 : Calcul des frais d'amortissements (F2-R1).....	106
Tableau V-27 : Calcul du bilan (F2-R1).....	106
Tableau V-28 : calcul de Hmt (R1-R2).....	107
Tableau V-29 : calcul des frais d'exploitations (R1-R2).....	107
Tableau V-30 : Calcul des frais d'amortissements (R1-R2).....	107
Tableau V-31 : Calcul du bilan (R1-R2).....	107
Tableau V-32 : calcul de Hmt (R2-R3).....	108
Tableau V-33 : calcul des frais d'exploitations (R2-R3).....	108
Tableau V-34 : Calcul des frais d'amortissements (R2-R3).....	108
Tableau V-35 : Calcul du bilan (R2-R3).....	109
Tableau V-36 : calcul de Hmt (R3-RT1).....	109
Tableau V-37 : calcul des frais d'exploitations (R3-RT1).....	109
Tableau V-38 : Calcul des frais d'amortissements (R3-RT1).....	110
Tableau V-39 : Calcul du bilan (R3-RT1).....	110
Tableau V-40 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R3-R4).....	110

Tableau V-41 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R3-P _b).....	111
Tableau V-42 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (P _b –R5).....	112
Tableau V-43 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R5 –R6).....	112
Tableau V-44 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (P _b –R7).....	113
Tableau V-45 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R7 –R8).....	113
Tableau V-46 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R8 –R9).....	114
Tableau V-47 : calcule de Hmt (F3-R1).....	115
Tableau V-48 : calcul des frais d’exploitations (F3-R1).....	115
Tableau V-49 : Calcul des frais d’amortissement (F3-R1).....	115
Tableau V-50 : Calcul du bilan (F3-R1).....	115
Tableau V-51 : calcule de Hmt (R1-R2).....	116
Tableau V-52 : calcul des frais d’exploitations (R1-R2).....	116
Tableau V-53 : Calcul des frais d’amortissement (R1-R2).....	116
Tableau V-54 : Calcul du bilan (R1-R2).....	117
Tableau V-55 : calcule de Hmt (R2-R3).....	117
Tableau V-56 : calcul des frais d’exploitations (R2-R3).....	117
Tableau V-57 : Calcul des frais d’amortissement (R2-R3).....	118
Tableau V-58 : Calcul du bilan (R2-R3).....	118
Tableau V-59 : calcule de Hmt (R3-RT1).....	118
Tableau V-60 : calcul des frais d’exploitations (R3-RT1).....	119
Tableau V-61 : Calcul des frais d’amortissement (R3-RT1).....	119
Tableau V-62 : Calcul du bilan (R3-RT1).....	119
Tableau V-63 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT1 –R3 ch02).....	120
Tableau V-64 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT1 –RT2).....	120
Tableau V-65 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT2–R4).....	121
Tableau V-66 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT2–R5).....	122
Tableau V-67 : Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} chaine VSA.....	122
Tableau V-68 : Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} chaine Akarkar.....	123
Tableau V-69 : Récapitulatif des résultats de la 3 ^{ème} chaine Tiklat.....	123
Tableau VI-1 : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température.....	138

Tableau VI-2: Les caractéristiques des différentes pompes choisies de la chaine 01.....	150
Tableau VI-3: Les caractéristiques des différentes pompes choisies de la chaine 02.....	157
Tableau VI-4: Les caractéristiques des différentes pompes choisies de la chaine 03.....	164
Tableau VII-1 : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons.....	177
Tableau VII-2 : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons.....	178
Tableau VII-3 : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons.....	179
Tableau VII-4 : Résultats de calcul du réservoir d'air (F1-R1) de la chaine 01.....	185
Tableau VII-5 : Résultats de calcul du réservoir d'air (F3-R1) de la chaine 03.....	187
Tableau VII-6 : Résultats de calcul du réservoir d'air (R3-RT1) de la chaine 03.....	189
Tableau VII-7: Coefficient du talus pour les tranchées.....	192

Liste des figures :

Figure I.1 : Situation de la zone d'étude.....	2
Figure III.1 : Evaluation de la population.....	27
Figure IV.1 : Adduction avec chute libre.....	39
Figure IV.2 : Emplacement de la conduite de distribution.....	40
Figure IV.3 : Trop plein et vidange.....	40
Figure IV.4 : Système de by-pass.....	41
Figure IV.5 : Système à deux prises.....	42
Figure IV.6 : Système à siphon.....	42
Figure V.1 : Schéma d'adduction.....	91
Figure VI.1 : Pompe centrifuge.....	126
Figure VI.2 : Pompe hélico- centrifuge.....	126
Figure VI.3 : Pompe axial.....	126
Figure VI.4 : Diffuseur et volute.....	127
Figure VI.5 : Constitution d'une turbopompe.....	128
Figure VI.6 : Constitution d'une pompe immergée.....	129
Figure VI.7 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	130
Figure VI.8 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	133
Figure VI.9 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	136
Figure VI.10 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite du forage F1.....	139
Figure VI.11 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R1).....	142
Figure VI.12 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R2).....	143
Figure VI.13 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R3).....	146
Figure VI.14 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R4).....	148
Figure VI.15 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite du forage F2.....	151
Figure VI.16 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R1)	152
Figure VI.17 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R2).....	153
Figure VI.18 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R3)	154
Figure VI.19 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite du forage F3.....	158

Figure VI.20 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R1)	160
Figure VI.21 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R2)	163
Figure VI.22 : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R3)	164
Figure VI.23 : Interrupteur à flotteur.....	167
Figure VI.24 : Commande avec ligne pilote	168
Figure VI.25 : Commande sans ligne pilote.....	169
Figure VII.1 : Contraction de la conduite.....	172
Figure VII.2 : écoulement au sens inverse.....	172
Figure VII.3 : Dilatation de la conduite.....	173
Figure VII.4 : Retour aux conditions initiales.....	173
Figure VII.5 : Variation du volume d'air du réservoir.....	174
Figure VII.6 : L'épure de Bergeron.....	181
Figure VII.7 : Epure de BERGERON (tronçon F1-R1 de la chaine N°01).....	185
Figure VII.8 : Epure de BERGERON (tronçon F3-R1 de la chaine N°03).....	187
Figure VII.9 : Epure de BERGERON (tronçon R3-RT1 de la chaine N°03).....	189
Figure VII.10 : Pose de la conduite en tranchée.....	191
Figure VII.11 : Protection pour la traversés des routes.....	193
Figure VII.12 : Traversée d'une rivière ou d'un Oued.....	194
Figure VII.13 : Traversée de chemin de fer.....	194
Figure VII.14 : Butée sur coude horizontale.....	195
Figure VII.15 : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.....	195
Figure VII.16 : Butée sur un cône.....	196

LISTE DES PHOTOS :

Photo 1: Abri de forage en service, puisard inondé par des eaux.....	12
Photo 2: phénomène de corrosion des turbines.....	12
Photo 3 : Fissures dans les murs de chambre des vannes et manque d'étanchéité.....	13
Photo 4 : corrosion du puisard et mal façon dans le raccordement de la conduite.....	14
Photo 5: Réservoir sans clôture et puisard à ciel ouvert.....	14
Photo 6: Le réservoir Boubzi, clôture en Zimmerman détériorée et absence d'entretien.....	15
Photo 7 : Conduite d'adduction gravitaire Posée à même le sol, coude ne répondant pas aux normes et absence de la clôture.....	15
Photo 8: chambre des vannes, mur fissuré, ferrailage dalle apparent, risque d'éboulements.....	16
Photo 9 : réservoir Ait Chennit vue d'ensemble, le périmètre de protection du réservoir est encombré de toute sorte de détrit, manque d'entretien.....	16
Photo 10 : Etanchéité et clôture inexistante.....	17
Photo 11 : Abri de forage en service, travaux maçonnerie non achevés, Clôture inexistante, manque entretien.....	17
Photo 12: Clôture en Zimmermann dégradée,et vanne noyée dans l'eau.....	18
Photo 13 : Le réservoir Avadou vue d'ensemble, manque d'entretien et anti bélier non fonctionnel.....	18
Photo 14 : Manque d'étanchéité et d'entretien.....	19
Photo 15 : Pompe immergée avec puisard sans regard de protection, encombrée par la broussaille.....	19
Photo 16 : vue d'ensemble du réservoir, encombrement par la broussaille, clôture en Zimmerman dégradée.....	19

LISTE DES PHOTOS

Photo 17: Vue l'ensemble du réservoir, le conduit sortant du réservoir non conforme, fuites, et corrosion très avancée.....	20
Photo 18: Apparition de la ferraille sur la coupole du réservoir et de la chambre des vannes.....	20
Photo 19: Vue l'ensemble de la chambre de vannes, apparition de fissures sur les murs...	21
Photo 20 : Vue l'ensemble du réservoir Tighilt Nait Ziane, clôture inexistante.....	21
Photo 21 : conduite sortante ne répondant pas aux normes, manque entretien.....	21
Photo 22 : Le forage V.S.A, clôture et éclairage inexistantes et les fuites repérée sur la conduite d'aspiration.....	22
Photo 23: Vue l'ensemble du réservoir V.S.A, clôture dégradée, et manque d'entretien..	22
Photo 24: puisard á ciel ouvert, raccordement de la conduite de refoulement non conforme aux normes.....	23
Photo 25: Apparition des fissures sur les murs.....	23
Photo 26: Le réservoir Aghomres vue l'ensemble, manque d'entretien et clôture inexistante.....	23
Photo 27 : pompe immergée avec puisard á ciel ouvert.....	23
Photo 28: Vue l'ensemble du Réservoir, puisard á ciel ouvert, apparition des signes de corrosion de conduites et vannes.....	24
Photo 29: vue d'ensemble du reservoir, manque d'entretien et des conduites sans support.....	24

Liste des symboles :

- P** : population à l'horizon considéré.
- P₀** : population de l'année de référence.
- T** : taux d'accroissement annuel de la population.
- n** : nombre d'année séparant l'année de référence et l'année d'horizon.
- Q_{moy,j}** : consommation moyenne journalière (m³/s).
- q** : dotation moyenne journalière (m³/j/con).
- N** : le nombre de consommateurs.
- Q_{moy,j majoré}** : débit moyen journalier majoré (m³/j).
- K_f** : Coefficient de fuite.
- K_{max,j}** : coefficient d'irrigation maximal journalier.
- K_{min,j}** : coefficient d'irrigation minimal journalier.
- Q_{max,j}** : consommation maximale journalière (m³/j).
- Q_{min,j}** : consommation minimale journalière (m³/j).
- K_{max,h}** : coefficient maximal horaire.
- K_{min,h}** : coefficient minimal horaire.
- Q_{max,h}** : consommation maximale horaire (m³/h).
- Q_{min,h}** : consommation minimale horaire (m³/h).
- Q_{moy,h}** : consommation moyenne horaire (m³/h).
- α_{max}** : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort.
- β_{max}** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
- V_{max}** : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).
- P** : Résidu dans le réservoir (%).
- V_{tot}** : volume total du réservoir (m³).
- V_{max}** : volume maximum (m³).
- V_{inc}** : volume d'incendie (m³).
- Q** : le débit transité dans la conduite (m³/s).
- D** : Diamètre de la conduite (m).
- g** : accélération de la pesanteur (m/s²).
- L** : longueur de la conduite (m).

- λ : Coefficient de frottement de Darcy.
- \mathbf{K} = rugosité absolue (m).
- ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s .)
- \mathbf{V} : la vitesse d'écoulement (m/s).
- \mathbf{H}_s : Perte de charge singulière (m).
- \mathbf{H}_L : Perte de charge linéaires (m).
- \mathbf{H}_{mt} : hauteur manométrique totale (m).
- \mathbf{H}_g : hauteur géométrique (m).
- \mathbf{H}_t : pertes de charges totales (m).
- η : rendement de la pompe (%).
- \mathbf{E} : énergie consommé par la pompe (Kw.h).
- \mathbf{T} : nombre d'heures de pompage (h).
- \mathbf{e} : Prix unitaire d'un Kw.h (DA) .
- \mathbf{P}_u : prix unitaire de la conduite (DA/ml).
- \mathbf{A} : Amortissement annuel (Annuité).
- \mathbf{n} : nombre d'année d'amortissement la conduite (ans).
- \mathbf{i} : taux d'annuité ou d'actualisation (%).
- \mathbf{B}_L : bilan (DA).
- \mathbf{F}_{exp} : frais d'exploitation (DA).
- \mathbf{F}_{amort} : frais d'amortissement (DA).
- \mathbf{P}_a : Puissance absorbée en (Kw)
- \mathbf{Q} : Débit à refouler en (m^3/s).
- \mathbf{H}_a : Hauteur d'aspiration (m).
- \mathbf{H}_r : Hauteur de refoulement (m).
- \mathbf{J}_a : Pertes de charge à l'aspiration (m).
- \mathbf{J}_r : Pertes de charge au refoulement (m).
- \mathbf{R} : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
- \mathbf{h} : Perte de charge engendrée par vannage (m).
- \mathbf{H}' : La hauteur crée par la pompe pour le débit désiré Q_1 .
- \mathbf{m} : Coefficient de rognage.
- \mathbf{P}_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer.
- δ : Altitude du plan d'aspiration (m).
- \mathbf{H}_v : Tension maximale de vapeur d'eau.

a : Célérité de l'onde (m/s).

K : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

B : Valeur maximale du coup de bélier (m).

V₀ : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s).

t_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

CTN : Côte Terrain Naturel en (m).

CTP : Côte Trop Plein en (m).

P_N : Pression nominale.

d' : Diamètre de la veine contractée en (m).

d_t : Diamètre de la tuyère (m).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

N_D : Niveau dynamique du forage en (m).

C : Coefficient de pertes de charge

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

(NPSH)_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.

(NPSH)_r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.

Re : Nombre de Reynolds.

r : Pourcentage de rognage.

S : Section de la conduite (m²).

T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).

θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

U : Volume de l'air dans le réservoir.

U₀ : Volume d'air initial.

ΔH₀ : Pertes de charge au refoulement au régime normal.

V' : nouveau volume d'air.

V_f : Vitesse finale choisie.

V_m : vitesse moyenne arithmétique de la vitesse choisie.

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z₀ : Pression absolue dans la conduite.

d_{tb} : Diamètre de la tubulure (m).

$D_{\text{éq}}$: Diamètre équivalent de la conduite de refoulement (m).

α : Coefficient de vieillissement.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne (%).

ρ : Masse volumique de l'eau.

δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau a toujours été à la base de toute vie sur terre. Elle constitue l'élément essentiel pour tous les organismes vivants connus. C'est le milieu de vie de la plupart des êtres vivants.

Donc il est indispensable que cette eau soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique.

L'eau contribue de multiples façons à la qualité de notre vie et notre développement économique, les êtres humains ont cherché à mettre l'eau en valeur pour améliorer leur existence.

Notre travail concerne l'étude de l'alimentation en eau potable, dans le but de satisfaire les besoins en eau de la population de la commune Fenaia II-Maten, à partir des forages (VAS, Akarkar et Tiklat) qui possèdent un débit de 65 l/s.

Nous débuterons notre travail par une présentation global du site en se basant sur la situation actuelle de l'alimentation en eau de cette commune qui est l'objet du premier chapitre, ensuite nous passerons au second chapitre qui constitue un diagnostic physique du réseau de cette commune.

Au cours du chapitre trois, nous effectuerons une estimation des besoins en eau potable de la commune, ainsi nous dimensionnerons les réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants et de projeter si nécessaire d'autre réservoirs pour satisfaire les besoins de la population dans le quatrième chapitre.

Puis, nous entrons dans le cinquième chapitre qui est consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, l'acheminement de l'eau du point du captage (forage) vers les réservoirs se fera par l'intermédiaire des pompes qui devront répondre aux exigences du projet. Le choix de ces dernières, sera le but du sixième chapitre qui traitera aussi la partie automatisé.

Enfin, le dernier chapitre est consacré à la pose et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, afin de minimiser tout risque d'endommagement et de perturbation du réseau.

Finalement nous terminerons notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du site

I-1- Présentation de site :

La commune de Fenaia Il-Maten se situe entre les voies de communications Bejaia- Tizi Ouzou (R.N.12) et Bejaia-Mechdela (R.N.26), à 35 km de chef-lieu de la wilaya de Bejaia. La commune occupe une superficie de 45 km² [1].

La commune de Fenaia Il-Maten est limitée :

- Au Nord par la commune de Taourirt Ighil.
- Au Sud par la commune de Timezrit.
- Au l'Est par la commune d'El-Kseur.
- Au l'Ouest et Sud-Ouest par la commune de Tifra.

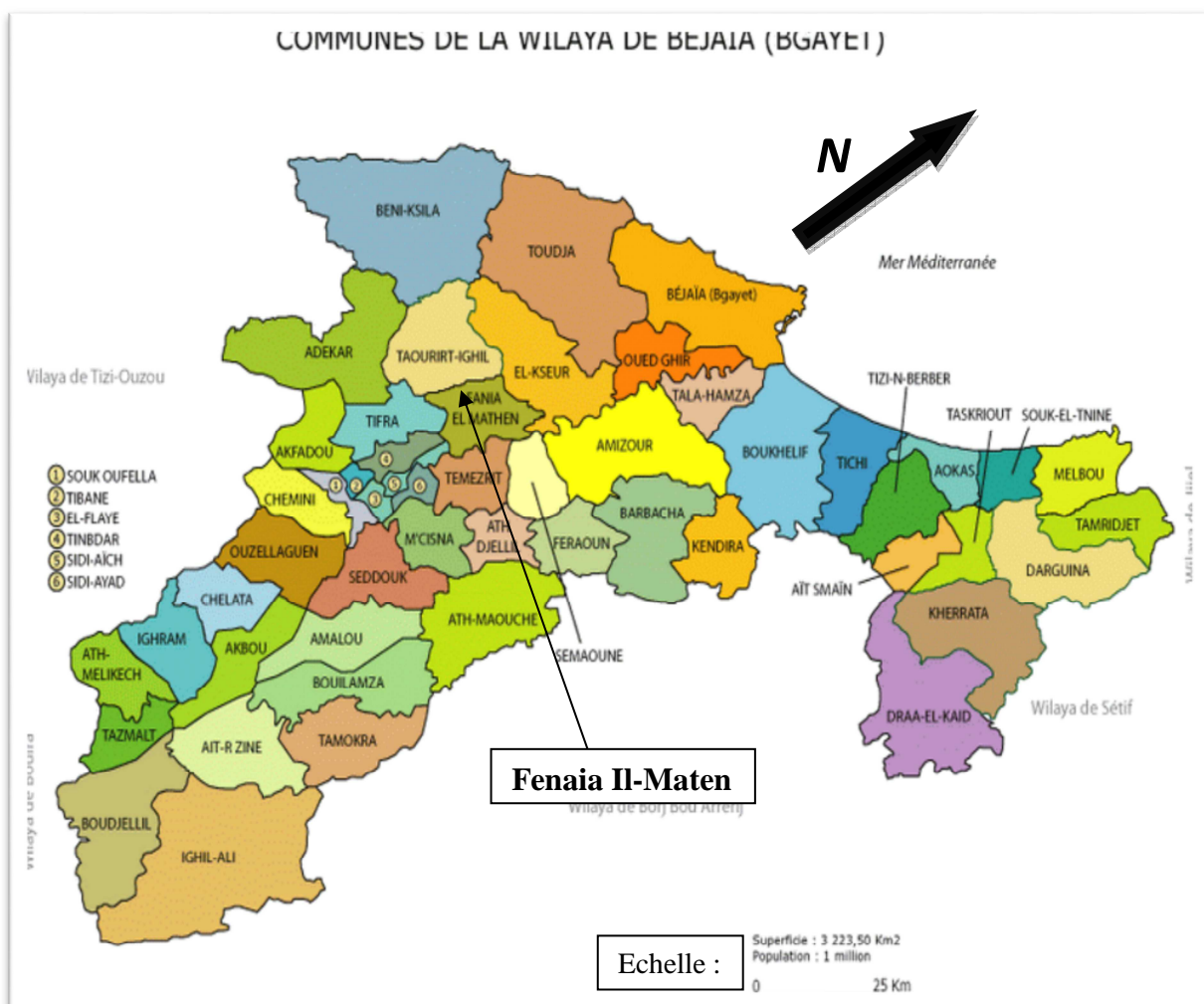


Figure I.1 Situation de la zone d'étude :

Vue la configuration du relief, compte tenu de la tendance actuelle d'extension, et du système d'AEP existant, les villages de la commune de Fenaia Il-Maten se répartissent en trois zones :

▪ **Zone I:**

V.A.S, Remila, IghilYeddou, M'larbaa, IghilYethri, Aghomras, Zoubia et Il-Maten.

▪ **Zone II :**

Tighilt Messaoud, El-Kitoune, Ait chenit, Bouhvache, Rekada, Ighil N'Tala, Tikharoubine, Larbatache, Avadou.

▪ **Zone III:**

El-kharoub, Tagma, Timri, Laazib, Tighilt Nait Ziane, Boubzi, Iamrouchene, Tibrahmine, Takhlicht, Taourirt, El-Kelaa.

I-1-1- Situation climatique:

Les quantités de pluies que reçoit annuellement la commune de Fenaia Il-Maten sont de l'ordre de 500 mm [1].

Les spécificités géographiques de la commune font que la température ne connaît que deux principales saisons. Une saison chaude et sèche durant la période d'Avril jusqu'à Septembre, avec une température moyenne de 25°C avec des pics en Juillet et Aout pouvant atteindre 40°C [1], et une autre saison froide d'Octobre à Mars avec un maximum d'effets en Décembre et Janvier.

La température moyenne varie entre [1] :

- 5°C à 14 °C en hiver.
- 24°C à 34°C en été.

Les vents dominants sont ceux du Nord et du Nord-Ouest marin, ils soufflent avec une intensité faible à modérée [1].

I-1-2-Situation hydrographique:

Le réseau hydrographique de la commune est très riche, en effet l'oued Soummam se forme au confluent de deux oueds important, l'oued Sahel venant de Nord-Ouest et l'oued Bousselam venant de Sud Est. Il atteint la mer au Sud immédiat de Bejaia. Sa rive gauche constitue la limite Sud de la commune de Fenaia Il-Maten [1].

On distingue au sein de cette commune des affluents qui la traversent sujets aux transformations. En été ils sont absolument à sec et en hiver ils ne représentent que des petits ruisseaux (cours d'eaux) ramifiées alimentés soit par la fonte des neiges des montagnes d'où ils descendent, soit par les pluies intermittente. Ces cours d'eaux ont creusées de nombreux ravins sur la surface de la commune.

Il s'agit d'Ighzer chekroun, Oumahriah, Oubellout, miliana, Ou Nadjel, Oued Ouaker et le plus important constitue la limite Ouest de la commune (Oued Remila) [1].

I-1-3- Situation topographique :

Le relief de cette commune est constitué de [1] :

- 50 % de zones montagneuses avec pentes abruptes, le point culminant étant à 800 m.
- 30 % de collines et de piémonts.
- 20 % de plaines et de plateaux.

Les altitudes de la commune varient de 100 à 800 m [1].

I-1-4- Géologie du site :

La formation des matériaux constituant le site remonte à l'Ere tertiaire à l'Oligocène et au Burdigalien [1].

- ✓ Les formations dès l'Oligocène se situent au Nord, ce sont :
 - Les grés.
 - Les marnes rouges et vertes.
 - Les conglomérats.
- ✓ Celle de Burdigalien se situe au Sud, ce sont :
 - Les marnes grises.
 - Les conglomérats.

I-1-5- Hydrologie et l'hydrogéologie de la commune :

Le réseau hydrographique de la commune est le même que celui de Oued Soummam dont le débit en saison sèche est très faible [1].

Comme à l'hydrogéologie c'est une nappe alluvionnaire qui est alimentée d'une part par l'Oued Soummam et d'autre part par des bassins versants entourant la commune.

Le plan d'eau de cette nappe est situé en [1] :

- Période de hautes eaux ⇒ profondeur moyenne de 2 m.
- Période de basses eaux ⇒ profondeur moins de 2 m.

I-1-6- Ressources disponibles :

Le principal est l'Oued Soummam ayant un cours d'eau permanent tout au long de l'année, l'autre Oued est celui de Remila, qui est irrégulier [1].

Concernant les puits, il existe 200 unités dans 20 utilisés pour l'irrigation. Les autres puits implantés à travers les villages sont réservés pour les besoins domestiques, il existe également 10 sources captées et 5 non captées, 17 fontaines publiques non reliées à un réseau d'alimentation en eau potable.

I-1-7- Description hydrogéologique du forage :**I-1-7-1 : Géologie de l'aquifère :**

L'aquifère du forage est constitué de deux étages géologiques à savoir [1]:

- Etage supérieur forme par le quaternaire.
- Etage inférieur formé le tertiaire.

I-1-7-2 : Description hydrogéologique :

Le forage est constitué de deux nappes qui sont : [1] :

- Nappe libre : constituée de graviers grossiers atteint la profondeur de 17 m.
- Nappe captive : constituée de graviers grossiers, argiles et graviers.

I-1-7-3 : Equipements de forage :

Le forage est constitué à des équipements suivants [1]:

- Tubes crépines sur la coupe productive d'un Ø 13''^{3/8}.
- Tubes pleins (aveugles) sur la coupe.
- Productive superficielle pour parer au risque de pollution.
- Non productive à texture fine argile et graviers d'un Ø 13''^{3/8}.

I-1-8-Description du système d'alimentation en eau existant dans la commune de Fenaia Il-Maten:**I-1-8-1-Les ouvrages de la chaine N°01:****A- Les captages :**

Les ouvrages qui permettent d'exploités les ressources naturelles existantes dans cette chaine correspondent au forage situé à V.S.A, il est en service depuis 1970.

Tableau I-1 : Les caractéristiques du forage de la chaine N°01 [1]:

Forage	Localisation	Débit actuel (l/s)	Hmt (m)	Type de pompe	Mise en service
F1	V.S.A	10	126	GEP immergé	En service
Localités à desservir	V.A.S, Remila, IghilYeddou, M'arbaa, IghilYethri, Aghomras, Zoubia et Il-Maten.				

Remarque : La production de forage actuellement est de 864 m³/j.

B- Capacité de stockage disponible:

Un réservoir est un organe de liaison entre le régime de production et le régime de consommation, il a pour but d'emmagasiner l'eau destinée à la consommation.

Tableau I-2 : capacités de stockage disponible de la chaîne N°01 [1]:

Dénomination de réservoir	Capacité total (m ³)	caractéristique GEP			
		Nombre et Type de pompe	Hmt (m)	Q (l/s)	P (KW)
R1 V.S.A	100	01 immergé	160	20	44,84
	100	01 horizontal			
R2 Ighil Yeddou	50	01 immergé 02 horizontal	160	20	44,84
R3 Aghomras	150	01 immergé	126	10	17,65
	150				
R4 Zoubia 1	100	02 immergé	126	10	17,65
R5 Zoubia 2	50	-	-	-	-

C- Répartitions des conduites :

La conduite à pour finalité de transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisation dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes et à l'agressivité du sol.

Tableau I-3 : répartition des conduites de la chaîne N°01 [1]:

Conduites	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Nature
F1 → R1	160	1000	PVC
R1 → R2	168	1065	Acier noir
R2 → R3	150	1085	Acier noir
R3 → R4	150	605	Acier noir
R4 → R5	150	400	Acier noir

Remarque : Le diamètre le plus utilisé pour les conduites d'adduction par refoulement est de 150 mm.

D- Chaîne de refoulement N°01 :

La première chaîne assure l'alimentation des 08 villages de la zone Ouest, elle fonctionne comme suite [1] :

- Le réservoir VSA reçoit l'eau du forage VSA à travers une conduite d'adduction par refoulement de Φ 160 mm, cette dernière refoule à son tour vers le réservoir Ighil-Yedou à travers une conduite de Φ 168 mm.
- Le réservoir Ighil-Yedou effectue une reprise vers le réservoir Aghomras par une conduite de Φ 150 mm, de même pour le réservoir Zoubia01 reçoit de l'eau par le réservoir Aghomras et refoule vers le réservoir Zoubia02 à travers une conduite de Φ 150 mm.

I-1-8-2-Les ouvrages de la chaîne N°2 :**A- Les captages :**

Les ouvrages qui permettent d'exploiter les ressources naturelles existantes dans cette chaîne correspondent au forage situé à Akarkar.

Tableau I-4 : Les caractéristiques du forage de la chaîne N°02 [1]:

Forage	Localisation	Débit actuel (l/s)	Hmt (m)	Type de pompe	Mise en service
F2	Akarkar	15	180	GEP immergé	En service
Localités à desservir	El-Kelaa, Tighilt Messaoud, El-Kitoune, Ait chenit, Bouhvache, Rekada, Ighil N'Tala, Tikharoubine, Larbatache, Avadou, Takhlicht, Taourirt, Iamrouchene, Tighilt Messaoud, TighiltathZiane, Tibrahmine, Laazib.				

Remarque : La production du forage actuellement est de 864 m³/j.

B- Capacité de stockage disponible:**Tableau I-5 : capacités de stockage disponible de la chaine N°02 [1]:**

Dénomination de réservoir	Capacité total (m ³)	caractéristique GEP			
		Nombre et Type de pompe	Hmt (m)	Q (l/s)	P (KW)
R1 Taourirt	100	02 horizontal	160	15	26,48
R2 Takhlicht	100	01 Immergé	160	10	22,42
R3 Tighilt Messaoud	300	-	-	-	-
R4 Bouhavache	50	Adduction gravitaire			
R5 Tibrahmine	150				
R6 Iamrouchene	50				
R7 Tighilt Nath Ziane	100				
R8 Timri	50				
R9 Laazib	50				

C- Répartition des conduites :**Tableau I-6 : répartition des conduites de la chaine N°02 [1] :**

Conduites	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Nature
F2→R1	200	1520	Fonte
R1→R2	200	1084	Acier noir
R2→R3	200	605	Acier noir
R3→R4	100	141.5	Acier noir
R3→R5	90	1370	Acier noir
	110	1175	Acier galvanise
R5→R6	70	660	Acier galvanise
R3→R7	90	370	Acier noir
	80	1500	Acier noir
R7→R8	80	615	Acier noir
R8→R9	80	943	Acier galvanise

Remarque : Le diamètre le plus utilisé pour les conduites d'adduction par refoulement est de 200 mm, et celui de l'adduction gravitaire est de 80 mm.

D- Chaîne de refoulement N° 2 :

La deuxième chaîne a pour rôle d'alimenter les 12 villages de la zone Centrale, son fonctionnement est le suivant [1]:

- Une conduite d'adduction par refoulement de $\Phi 200$ mm venant du forage Akarkar vers le réservoir Taourirt, ce dernier refoule à son tour à travers une conduite de $\Phi 200$ mm vers le réservoir Takhlicht.
- le réservoir Takhlicht effectue une reprise vers le réservoir Tighilt Messaoud à travers une conduite de $\Phi 200$ mm, ce dernier alimente gravitairement les réservoirs Tibrahmine partant d'un diamètre 110 mm, bouhvache et Tighilt Nait Ziane à travers des conduites de diamètre 100 mm et 80 mm respectivement.
- Le réservoir Tibrahmine assure l'adduction gravitaire du réservoir Iamrouchene à travers une conduite de $\Phi 70$ mm, au même temps le réservoir Tighilt Nait Ziane alimente le réservoir Timri à travers une conduite de $\Phi 80$ mm, le réservoir Timri assure à son tour l'adduction gravitaire du réservoir Laazib à travers une conduite de $\Phi 80$ mm.

I-1-8-3-Les ouvrages de la chaîne N°3 :**A- Les captages :**

Les ouvrages qui permettent d'exploiter les ressources naturelles existantes dans cette chaîne correspondent aux deux forages situés à Tiklat. Les caractéristiques des forages sont dans le tableau suivant:

Tableau I-7 : Les caractéristiques du forage de la chaîne N°03 [1]:

Forage	Localisation	Débit actuel (l/s)	Hmt (m)	Type de pompe	Mise en service
F3	Tiklet	20	256	GEP immergé	A l'arrêt
F3	Tiklet	20	256	GEP immergé	En service
Localités à desservir	El-Kharoub, Tagma, Boubzi, El-Kelaa, El-kitoune, Ait Chenit, Tikharoubine, Larbatache, Tighilt Messaoud, et par fois les villages Takhlicht, Tibrahmine, Iamrouchen, Tighilt Nait Ziane, Timri, Laazib.				

Remarque : La production des deux forages actuellement est de $3456 \text{ m}^3/\text{j}$, les deux forages fonctionnent en même temps en période d'été et l'un des deux mis en arrêt pendant l'hiver.

B- Capacité de stockage disponible:**Tableau I-8 : capacités de stockage disponible de la chaine N°03 [1]:**

Dénomination de réservoir	Capacité de chacun (m ³)	Capacité total (m ³)	caractéristique GEP			
			Nombre et Type de pompe	Hmt (m)	Q (l/s)	P (KW)
R1 El-kharoube	150	200	02 immergé 01 horizontal	150	20	55
	50					
R2 Tagma	150	150	02 Immergé 01 horizontal	110	20	37
R3 Boubzi	200	200	01 immergé 02horizontal	180 150	14 20	55
RT1 -El Kelaa	150	250	Adduction gravitaire			
	100					
RT2 El Kitoune	50	50				
R4 Ait Chenit	50	50				
R5 Tikharoubin	150	150				

C- Répartition des conduites :**Tableau I-9: La répartition des conduites de la chaine N°03 [1]:**

Conduites	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Nature
F3→R1	250	3050	Acier noir
R1→R2	200	2405	Acier noir
R2→R3	200	1341	Acier noir
R3→RT1	200	620	Acier noir
RT1→RT2	150	1445	Acier noir
RT2→R4	110	615	Acier galvanise
RT2→R5	110	700	Acier galvanise

Remarque : Le diamètre le plus utilisé pour les conduites d'adduction par refoulement est de 200 mm, et le diamètre utilisé pour les conduites d'adduction gravitaire est de 110 et 150 mm.

D- Chaîne de refoulement N° 3 :

La chaîne N°03 assure une alimentation en eau potable de la troisième zone Est et elle fonctionne comme suite [1]:

- Les deux forages de Tiklat effectuent un refoulement vers le réservoir El Kheroub à travers une conduite de $\Phi 250$ mm qui refoule à son tour vers le réservoir Tagma à travers une conduite de $\Phi 200$ mm.
- le réservoir Tagma effectue une reprise vers le réservoir Boubzi à travers une conduite de $\Phi 200$ mm, Ce dernier refoule à son tour vers le réservoir tempo El-Kelaa à travers une conduite de diamètre de $\Phi 200$ mm.
- Le réservoir El Kelaa alimente gravitairement le réservoir El Kitoune à travers une conduite de $\Phi 150$ mm, ce dernier alimente les deux réservoirs Ait Chenni et Tikharoubine à travers deux conduite de diamètre 110 mm.

I-2- Conclusion :

L'objectif de cette étude est le renforcement en eau potable « AEP » de la localité Fenaia Il-Maten. Ce présent chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques de la commune de Fenaia Il-Maten et ses ressources en eau.

Les pertes en eau, qui correspondent à la différence entre les volumes pompés et les volumes facturés, représentent ainsi près de 40 % d'eau potable de la commune.

Elles sont définies par l'ensemble des éléments suivants :

- les défauts de comptage (dérive de compteur, mauvaise lecture...).
- les gaspillages (dysfonctionnement, erreur d'exploitation...).
- les volumes détournés (branchement illicites ou inconnus des services d'eau).
- les besoins des services des eaux (purges, nettoyage des réseaux, ...).
- les fuites (mauvaise étanchéité des canalisations).

Pour contrôler et limiter les pertes en eau potable, une bonne connaissance du réseau est indispensable.

Chapitre II

Diagnostic du réseau

II-1- Introduction :

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable de la commune de Fenaia II-Maten devient un préalable indispensable à la définition des programmes d'actions cohérents permettant d'optimiser la gestion des réseaux et de palier aux éventuelles insuffisances de qualité, de quantité ou de sécurité d'approvisionnement des collectivités de cette commune. Le diagnostic a pour but de présenter l'état des lieux du service d'alimentation d'eau potable et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations de l'ingénieur :

- Garantir à la population actuelle et future des solutions durables pour une alimentation en eau en quantité et en qualité suffisante, et préciser des aménagements compatibles avec la défense contre l'incendie.
- Optimiser la gestion du service et les nouveaux investissements ou les renouvellements des équipements en place.

Les résultats obtenus à la suite de ces diagnostics doivent permettre aux responsables de faire un choix justifié quant aux orientations futures de la gestion de l'alimentation en eau.

L'alimentation en eau potable des collectivités est le résultat de l'addition de composantes disparates qui concourent toutes à des échelles variables à la satisfaction de ce besoin primordial. Une étude diagnostic du système AEP devra aborder toutes les composantes de ce système qui peuvent faire appel à plusieurs disciplines différentes.

II-2- Contenu du diagnostic :

Une présentation globale du système d'alimentation en eau potable de la commune de Fenaia II-Maten est utile en début d'études afin de fixer le contexte général (structure, linéaire, anomalies, plan).

II-2-1- Diagnostic physique des ouvrages de la chaîne de Tiklat :

II-2-1-1- Les deux forages de Tiklat:



Photo 1: Abri de forage en service

Puisard inondé par des eaux.



Photo 2: phénomène de corrosion des turbines.

- Signale des fuites au niveau de la conduite TICHY-HAF à proximité du forage rendant la zone du site inondé, ce qui provoque la dégradation rapide des équipements.
- Risque de contamination qui est due à l'utilisation des herbicides, pesticides et engrais.
- La clôture actuelle n'offre aucune sécurité du fait qu'elle est réalisée avec un grillage Zimmerman.
- La soupape de décharge est non fonctionnelle. Ce qui provoque une défaillance de la pompe.
- La conduite reliant le forage Tiklat au réservoir El-Kharoub est exposée à des risques de corrosion suite à les résistivités élevées du sol.

II-2-1-2- Les réservoirs des stations de reprises :

II-2-1-2-1- Réservoir El-Kharoub :



Photo 3 : Fissures dans les murs de chambre des vannes et manque d'étanchéité.

- Le réservoir est dans un état très dégradé, des fissures dans le mur de la chambre des vannes, avec une clôture détruite.
- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.



Photo 4 : corrosion du puisard et mal façon dans le raccordement de la conduite.

- Le puisard est dans un état dégradé du fait qu'il n'est pas protégé contre la corrosion.
- Raccordement des conduites est mal fait.

II-2-1-2-2- Réservoir Tagma :



Photo 5: Réservoir sans clôture et puisard à ciel ouvert.

- On constate que la clôture est pratiquement inexistante et le puisard est à ciel ouvert.
- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.
- Le regard de protection de la vanne présente un état de vétusté très avancé.
- Manque d'entretien au niveau des installations électromécaniques.

II-2-1-2-3- Réservoir Boubzi :

Photo 6 : Le réservoir Boubzi, clôture en Zimmerman détériorée et absence d'entretien.

- Manque d'entretien au niveau des installations électromécaniques.
- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.

II-2-1-2-4- Réservoir El Kelaa :

Photo 7 : Conduite d'adduction gravitaire Posée á même le sol, coude ne répondant pas aux normes et absence de la clôture.

- Clôture en Zimmerman détériorée pour le réservoir et une absence d'entretien des ouvrages.
- La conduite d'adduction gravitaire reliant le réservoir El-Kelaa au réservoir El-Kitoune est en état de corrosion très avancé.

II-2-1-2-5- Réservoir El Kitoune :

Photo 8 : chambre des vannes, mur fissuré, ferrailage dalle apparent, risque d'éboulements.

Ce réservoir se trouve dans un état très dégradé, avec un ferrailage dalle apparent ce qui risque d'éboulement, un mur fissuré au niveau de la chambre des vannes et une clôture détérioré.

II-2-1-2-6- Réservoir Ait Chennit :

Photo 9 : réservoir Ait Chennit vue d'ensemble, le périmètre de protection du réservoir est encombré de toute sorte de débris, manque d'entretien.

- Le réservoir est présenté à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.
- Le périmètre de protection du réservoir est encombré de toute sorte de débris, et absence de clôture.

II-2-1-2-7- Réservoir Tikharoubine :

Photo 10 : Etanchéité et clôture inexistante.

Le réservoir Tikharoubine a une étanchéité et clôture inexistante, apparition des signes de corrosion au niveau des équipements et manque d'entretien.

II-2-2- Diagnostic physique des ouvrages de la chaîne d'Akarkar :**II-2-2-1 Le forage Akarkar :**

Photo 11 : Abri de forage en service, travaux maçonnerie non achevés, Clôture inexistante, manque entretien.

- Manque d'entretien et des travaux de finition au niveau de l'abri.
- Clôture et éclairage inexistantes.
- La conduite reliant le forage Akarkar au réservoir Taourirt se trouve dans un bon état par conséquent elle est à maintenir.

II-2-2-2- les réservoirs des stations de reprise :**II-2-2-2-1 Réservoir Taourirt :**

Photo 12: Clôture en Zimmermann dégradée, et vanne noyée dans l'eau.

- Clôture dégradée au niveau de ce réservoir.
- Vanne noyée dans l'eau.
- Le réservoir est présenté à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole.
- Des fuites ont été localisées au niveau de la conduite reliant le réservoir Taourirt au réservoir Takhlicht.



Photo 13 : Le réservoir Avadou vue d'ensemble, manque d'entretien et anti béliet non fonctionnel.

- Manque d'entretien au niveau des installations électromécaniques et anti béliet non fonctionnel.

II-2-2-2 Réservoir Takhlicht :**Photo 14 :** Manque d'étanchéité et d'entretien.**Photo 15 :** Pompe immergée avec puisard sans regard de protection, encombrée par la broussaille.

- Manque d'entretien et de sécurité au niveau du réservoir.
- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.
- pompe immergée avec puisard sans regard de protection.
- Présence des fuites répétées au niveau de la conduite reliant le réservoir Takhlicht au réservoir Tighilt Messaoud.

II-2-2-2-3 Réservoir Tighilt Messaoud :**Photo 16 :** vue d'ensemble du réservoir, encombrement par la broussaille, clôture en Zimmerman dégradée.

- clôture en Zimmerman dégradée.
- encombrement par la broussaille.
- Achèvement des travaux de finition du réservoir.

II-2-2-2-4 Réservoir Bouhvache :



Photo 17: Vue l'ensemble du réservoir, le conduit sortant du réservoir non conforme, fuites, et corrosion très avancée.

- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.
- Les conduites sortantes du réservoir non conforme, fuites, et corrosion très avancée.

II-2-2-2-5 Réservoir Tibrahmine :

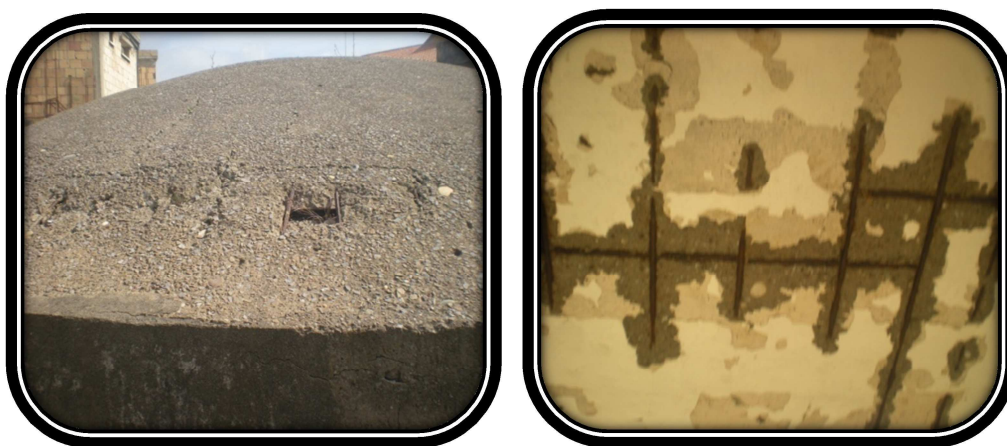


Photo 18: Apparition de la ferraille sur la coupole du réservoir et de la chambre des vannes.

- Réservoir en état très dégradé.
- Apparition de la ferraille sur la coupole du réservoir et de la chambre des vannes.

II-2-2-2-6 Réservoir Iamrouchene :

Photo 19: Vue l'ensemble de la chambre de vannes, apparition de fissures sur les murs.

- Des fissures graves sur la coupole et sur les murs.
- Manque d'étanchéité et d'entretien.
- Manque d'éclairage.
- Clôture en Zimmerman dégradé.

II-2-2-2-7 Réservoir Tighilt Nait Ziane :

Photo 20 : Vue l'ensemble du réservoir Tighilt Nait Ziane, clôture inexistante.



Photo 21 : conduite sortante ne répondant pas aux normes, manque entretien.

- Absence de clôture de protection.
- Conduite sortante du réservoir ne répond pas aux normes.
- Manque d'entretien au niveau des ouvrages hydraulique.

II-2-3 Diagnostic physique des ouvrages de la chaîne VSA:**II-2-3-1 Forage de V.S.A :**

Photo 22 : Le forage V.S.A, clôture et éclairage inexistantes et les fuites repérée sur la conduite d'aspiration.

- Manque d'entretien au niveau des équipements électromécaniques du forage.
- Risque d'inondation.
- Clôture et éclairage inexistantes.
- La conduite reliant le forage V.S.A au réservoir V.S.A est en mauvaise état.

II-2-3-2 Les réservoirs des stations de reprises :**II-2-3-2-1 Réservoir VSA :**

Photo 23: Vue l'ensemble du réservoir V.S.A, clôture dégradée, et manque d'entretien.

- On constate que la clôture de ce réservoir est dégradée, manque d'entretien.
- manque d'étanchéité sur la coupole du réservoir et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.

II-2-3-2 Réservoir Ighil Yaddou :

Photo 24: puisard à ciel ouvert, raccordement de la conduite de refoulement non conforme aux normes.



Photo 25: Apparition des fissures sur les murs.

- Clôture est très dégradée et manque d'entretien.
- puisard à ciel ouvert et câble électrique apparent.
- Le raccordement de la conduite de refoulement non conforme aux normes.
- Ce réservoir se trouve dans un état très dégradé, des fissures sur les murs ce qui risque d'effondrement.

II-2-3-2-3 Réservoir Agoumras:

Photo 26: Le réservoir Agoumras vue l'ensemble, manque d'entretien et clôture inexistante.



Photo 27 : pompe immergée avec puisard à ciel ouvert.

- La clôture de ce réservoir est inexistante, manque d'entretien.
- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure.
- Apparition des signes de corrosion du tubage du puisard et pompe immergée avec un puisard à ciel ouvert.

II-2-3-2-4 Réservoir Zoubia (01):



Photo 28: Vue l'ensemble du Réservoir, puisard á ciel ouvert, apparition des signes de corrosion de conduites et vannes .

- Clôture inexistante et puisard à ciel ouvert.
- La conduite sortante du réservoir posée à même le sol, et apparition des signes de corrosion des conduites et vannes.

II-2-3-2-5 Réservoir Zoubia (02):



Photo 29: vue d'ensemble du reservoir, manque d'entretien et des conduites sans support.

- Le réservoir est exposé à des risques de pollution par le manque d'étanchéité sur la coupole et des peintures à l'intérieure et à l'extérieure, manque d'entretien.
- Les conduites de distribution sortantes du réservoir sont dans un état de corrosion très avancé et conduite sans support.

II-3 Conclusion :

Le diagnostic physique de ces reservoirs necessite l'exécution des travaux suivant :

- ✓ Mise en place de l'étanchéité sur les coupoles des réservoirs.
- ✓ Réfection des enduits et peinture intérieure et extérieure.
- ✓ Remplacement des équipements à l'intérieur de la chambre de vannes.
- ✓ Réalisation d'une clôture en dure pour sécuriser les réservoirs.
- ✓ Réalisation des regards de protection pour les puisards.
- ✓ Réfection des installations électromécaniques.
- ✓ Réfection des conduites.
- ✓ Des travaux d'entretien périodique.

Chapitre III

Estimation des besoins

III-1- Introduction :

L'estimation des besoins en eau potable dépend de l'accroissement démographique et d'extension urbaine.

Nous entendons par la croissance démographique, l'évolution de la population dans une projection déterminée (25 ans dans notre cas). Pour l'extension urbaine, il s'agit d'infrastructure projetée ou en réalisation qui doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Dans notre cas il s'agit d'étudier les besoins actuels et futures des villages de la commune Fenaia II-Maten.

III-2- Estimation de la population :

Le recensement de 2008 a donné une population de **12535** habitants, les données suivantes sont recueillies à l'APC de chef-lieu de Fenaia II-Maten [1]. Selon le **RGPH**.

L'estimation de la population future est déterminée par la relation des intérêts composée suivante :

$$P = P_0 \times (1+T)^n \quad \text{(III-1)}$$

P : population à l'horizon considéré.

P₀ : population de l'année de référence.

T : taux d'accroissement annuel de la population.

n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'année d'horizon.

D'après les renseignements obtenu au prés des services de la subdivision de l'hydraulique d'El-Kseur, le taux d'accroissement de la population et de 1,4% [1].

On va évaluer la population aux horizons futurs et les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Evaluation de la population à différents horizons :

N°	Villages	Nombre d'habitants						
		2008	2013	2018	2023	2028	2033	2038
1	El Kharoub	417	447	479	514	551	590	633
2	Tagma	224	240	257	276	296	317	340
3	Boubzi	263	282	302	324	347	372	399
4	El Kalaa	221	237	254	272	292	313	335
5	TighiltMessoud	160	171	183	196	211	226	242
6	El Kitoune	121	130	139	149	160	171	184
7	Ait Chenit	289	310	332	356	382	409	439
8	Tikharoubine	335	359	384	412	442	474	508

9	Larbatache	224	240	257	276	296	317	340
10	Avadou	145	155	166	178	191	204	219
11	Taourirt	438	469	503	539	578	619	664
12	Takhlicht	840	900	965	1034	1108	1188	1274
13	Bouhvache	219	235	252	270	289	310	333
14	Rekada	132	141	151	162	174	186	199
15	Ighil N'Tala	276	296	317	340	365	391	419
16	Tibrahmine	530	568	609	653	700	750	804
17	Iamrouchene	188	201	215	231	248	265	284
18	Tighilt NaitZiane	261	280	300	322	345	370	396
19	Timri	595	638	684	733	786	842	903
20	Laazib	408	437	468	502	538	577	619
21	V.S.A	1577	1690	1812	1942	2082	2232	2392
22	IghilYeddou	195	209	224	240	257	276	296
23	El Marbaa	113	121	130	139	149	160	171
24	IghilYethri	250	268	287	308	330	354	379
25	Remila	364	390	418	448	480	515	552
26	Aghomras	946	1014	1087	1165	1249	1339	1435
27	Il Maten	2315	2482	2661	2852	3057	3277	3513
28	Zoubia	489	524	562	602	645	692	742
Total	28	12535	13438	14405	15442	16554	17745	19023

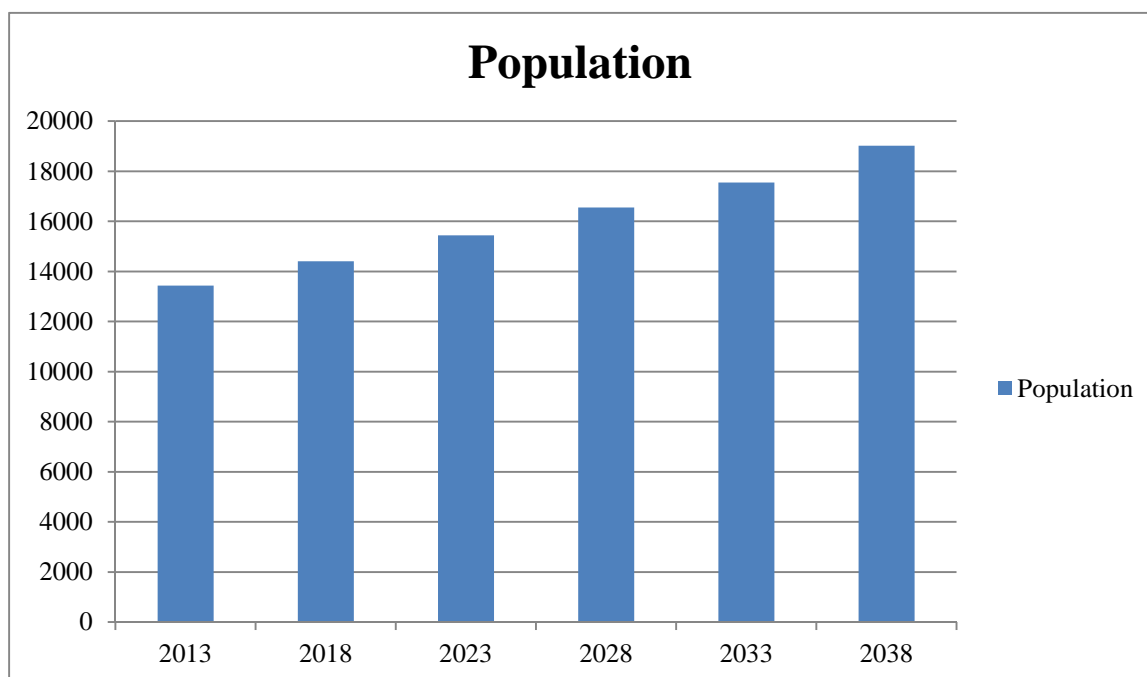


Figure III-1 : Evaluation de la population.

III-3- Choix de la norme de consommation :

Le choix de la norme de consommation dépend de deux facteurs, à savoir :

- L'extension démographique ou la croissance démographique.
- L'extension de la norme de consommation.

➤ *Selon la croissance démographique :*

- Ville de 5000 à 20000 habitants : $q = 150$ à 200 l /j /hab.
- Ville de 20000 à 100000 habitants : $q = 200$ à 300 l/j/hab.

➤ *Selon l'accroissement des besoins dans le temps :*

- Horizon 2000 : 180 l/j/hab.
- Horizon 2010 : 180 l/j/hab.
- Horizon 2015 : 180 l/j/hab.
- Horizon 2025 : 200 l/j/hab.
- Horizon 2030 : 200 l/j/hab.

Le choix de la norme de consommation selon ces deux facteurs nous permet de choisir une norme théorique de **200 l/j/hab**.

III-4- Equipements existants :

Tableau III-2: Equipements existants de la commune [1] :

commune	Secteur	Equipements existants
Fenaia II-Maten	Scolaire	09 écoles primaires : 976 élèves. 02 C.E.M : 629 élèves.
	Sanitaire	04 centres de soins. 01 hôpital.
	Administratif	01 APC. 02 antennes APC.
	Socio- culturel	10 mosquées. 01 salle de sport. 01 cinéma. 01 terrain de sport.
	commercial	04 cafeteria.
	Cheptel	Ovin : 964 têtes. Bovin : 407 têtes. Caprin : 50 têtes.

III-5- Calcul de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommation : domestique, sanitaire, administratif, commerciale, industrielle, etc

La consommation moyenne journalière est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \sum (q \cdot N / 1000) \quad (\text{III-2})$$

$Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière (m^3/s).

q : dotation moyenne journalière ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$).

N : le nombre d'habitants

III-6- Evaluation des besoins :

III-6-1- besoins domestiques :

Dans le but de faciliter les calculs nous allons répartir les 28 villages en 03 zones d'études, suivant les réservoirs qui les desserviront.

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque zone.

Tableau III-3 : Evaluation de la population pour différents horizons et estimation des besoins de chaque zone:

zone	Nombre d'habitant		Dotation (l/j/con)	Besoin domestique (m^3/j)	
	2013	2038		2013	2038
I	6699	9483	200	1339,8	1896,6
II	3645	5160	200	729	1032
III	3094	4380	200	618,8	876
Total	13438	19023	200	2687,6	3804,6

III-6-2- besoins scolaires :

Les équipements scolaires constituent seulement de l'enseignement primaire et le moyen (C.E.M), ils sont répartis comme suit :

Tableau III-4 : Besoins scolaires :

Etablissement	Nombre	Dotation (l/j/élève)	Effectif	Localisation	Besoin (m³ /j)
Ecole primaire	01	15	170	Larbatache	2.25
Ecole primaire	01	15	47	El-kharoub	0.705
Ecole primaire	01	15	92	Timri	1.38
Ecole primaire	01	15	31	Boubzi	0.465
Ecole primaire	01	15	130	VSA	1.95
Ecole primaire	01	15	179	Aghomras	2.685
Ecole primaire	01	15	25	Il-maten	0.375
Ecole primaire	01	15	182	Takhlicht	2.73
Ecole primaire	01	15	120	Remila	1.8
CEM	01	15	410	Tagma	6.15
CEM	01	15	219	Il-maten	3.285
Total	-	-	-	-	23.775

III-6-3- besoins sanitaires :

Au plan sanitaire, la commune dispose de quatre centres de soin à Larbatache, Boubzi, VSA et Il-Maten, et un hôpital au niveau de ce dernier. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci- après :

Tableau III-5 : Besoins sanitaires :

Désignation	Nombre	Localisation	Surface (m²)	Dotation (l/j/m²)	Besoin (m³/j)
Centre de soin	01	Larbatache	200	10	2
Centre de soin	01	Boubzi	200	10	2
Centre de soin	01	VSA	200	10	2
Centre de soin	01	Il-maten	200	10	2
Hôpital	01	Il-maten	2800	15	42
Total	-	-	-	-	50

III-6-4- besoins administratifs :

Les équipements existants au niveau de la commune sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-6: Besoins administratifs :

Equipements	Nombre	Localisation	Effectifs	Dotation (l/j/empl)	Besoin (m ³ /j)
APC	01	Boubzi	70	10	0.7
Antenne APC	01	Il-maten	01	10	0.01
Antenne APC	01	VSA	02	10	0.02
Total	-	-	-	-	0.73

III-6-5- besoins socio-culturels et sportifs :

La commune dispose de dix mosquées aux différents villages, une salle de sport à boubzi, un cinéma à VSA et un terrain de sport au niveau de chef-lieu Il-Maten. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-7 : Besoins socioculturels et sportifs :

Equipement	nombre	Effectifs	Localisation	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)
Mosquée	01	107	Bouhvache	15	1.605
Mosquée	01	163	Tikharoubine	15	2.445
Mosquée	01	128	Boubzi	15	1.92
Mosquée	01	258	Tibrahmine	15	3.87
Mosquée	01	60	Iamrouchen	15	0.9
Mosquée	01	220	Aghomras	15	3.3
Mosquée	01	140	Zoubia	15	2.1
Mosquée	01	350	Il-maten	15	5.25
Mosquée	01	240	VSA	15	3.6
Mosquée	01	107	Ighil-N'Tala	15	1.605
Salle de sport	01	200	Boubzi	60	12
Cinéma	01	300	VSA	10	3
Terrain de sport	01	60	Il-maten	30	1.8
Total	-	-	-	-	43.4

III-6-6- besoins commerciaux :

Ces besoins sont les cafétérias situés au niveau de Larbatache, Avadou, VSA et au niveau de chef-lieu de la commune, les résultats sont énumérés dans le tableau suivant:

Tableau III-8 : Besoins commerciaux :

Equipement	Nombre	Dotation (l/j/cafeteria)	Localisation	Besoin (m³/j)
Cafeteria	01	400	Larbatache	0.4
Cafeteria	01	400	Avadou	0.4
Cafeteria	03	400	VSA	1.2
Cafeteria	04	400	Il-maten	1.6
Total	-	-	-	3.6

III-6-7- besoins cheptels :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-9: Besoins cheptels :

Nature	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Besoin (m³/j)
Bovin	407	80	32.56
Ovin	964	10	9.64
Caprin	50	10	0.5
Total	-	-	42.7

III-6-8- Estimation des besoins des équipements pour différents horizons de chaque zone :

Après l'estimation des besoins domestiques en eau et des équipements existants, on obtient une demande en eau d'équipements publics pour chaque zone de la commune pour l'horizon 2013. Et pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque zone, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipement pour l'horizon voulu, en appliquant la formule suivante [9] :

$$\frac{Q_{\text{équi}2013}}{Q_{\text{dom}2013}} = \frac{Q_{\text{équi}2038}}{Q_{\text{dom}2038}} \quad (\text{III-3})$$

Tableau III-10 : Estimation des besoins d'équipements et du débit moyen journalier pour différents horizons :

zone	Besoin domestique $Q_{\text{dom}}(\text{m}^3/\text{j})$		Besoin d'équipement $Q_{\text{équi}}(\text{m}^3/\text{j})$		Débit moyen journalier $Q_{\text{moy,j}}(\text{m}^3/\text{j})$	
	2013	2038	2013	2038	2013	2038
I	1339,8	1896,6	83,165	117,72	1422,9	2014,32
II	729	1032	19,35	64,05	748,35	1096,05
III	618,8	876	61,69	54,37	680,49	930,37
Total	2687,6	3804,6	81,04	236,14	2851,74	4040,74

Le débit moyen journalier est de 4040,74 m³/j. soit **46,76 l/s**.

III-7- Majoration de la consommation :

Afin de compenser les fuites que présente le réseau, on doit effectuer une majoration de 20% :

$$Q_{\text{moy,j majoré}} = Q_{\text{moy,j}} + (K_f \times Q_{\text{moy,j}}) \quad (\text{III-4})$$

$Q_{\text{moy,j majoré}}$: débit moyen journalier majoré (m³/j).

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

K_f : Coefficient de fuite (0,2).

Tableau III-11: consommation moyenne journalière majorée pour différents horizons :

zone	Débit moyen journalier (m ³ /j)		K_f	Débit moyen journalier majoré (m ³ /j)	
	2013	2038		2013	2038
I	1422,9	2014,32	0,2	1707,48	2417,184
II	748,35	1096,05	0,2	898,02	1315,26
III	680,49	930,37	0,2	816,588	1116,444
Total	2851,74	4040,74	0,2	3422,088	4848.88

La consommation moyenne journalière majorée actuel (2013) est de **3422.088m³/j**.

Soit **39.6 l/s**.

La consommation moyenne journalière majorée à l'horizon (2038) est de **4848.88 m³/j**.

Soit **56.12 l/s**.

III-8- Variation de la consommation journalière :

La consommation journalière n'est pas régulière, elle varie d'un jour à l'autre en fonction de plusieurs facteurs, ces variations sont caractérisés par deux coefficients d'irrégularités journalières: $K_{\max,j}$ et $K_{\min,j}$.

$$K_{\max,j} = \frac{\text{consommation journalière maximale}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

Avec : $K_{\max,j} = 1.1 \div 1.3$, on prend $K_{\max,j} = 1.2$

Donc : $Q_{\max,j} = 1.2 * Q_{\text{moy},j}$

$$K_{\min,j} = \frac{\text{consommation journalière minimale}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

Avec : $K_{\min,j} = 0.7 \div 0.9$, on prend $K_{\min,j} = 0.8$

Donc : $Q_{\min,j} = 0.8 * Q_{\text{moy},j}$

$K_{\max,j}$: coefficient de variation maximal journalier.

$K_{\min,j}$: coefficient de variation minimal journalier.

$Q_{\max,j}$: consommation maximale journalière (m^3/j).

$Q_{\min,j}$: consommation minimale journalière (m^3/j).

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j).

Tableau III-12 : Consommation maximale et minimale journalière des différents horizons:

zone	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)		$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)		$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	
	2013	2038	2013	2038	2013	2038
I	1365,984	1933,74	1707,48	2417,184	2048,97	2900,62
II	718,41	1052,2	898,02	1315,26	1077,62	1578,31
III	653,27	893,15	816,588	1116,44	979,90	1339,73
Total	2737,664	3879,09	3422,088	4848,888	4106,49	5818,66

La consommation maximale journalière actuelle est de **4106.49m³/j**, soit un débit de **47.53l/s**.

La consommation maximale journalière à l'horizon 2038 est de **5818,66 m³/j**, soit un débit de **67.34 l/s**.

III-9- Variation de la consommation horaire :

Le débit maximal subit des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par des coefficients de variations horaires : $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$:

$$K_{\max.h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$K_{\min.h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Avec :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{moy.j}} / 24$$

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} * Q_{\text{moy.h}}$$

D'où :

$K_{\text{max.h}}$: coefficient maximal horaire.

$Q_{\text{max.h}}$: consommation maximale horaire (m³/h).

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

Tableau III-13 : Consommation maximale et minimale horaire des différents horizons:

zone	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)		$Q_{\text{max.h}}$ (m ³ /h)	
	2013	2038	2013	2038
I	71,14	100,71	127,3495	171,2172
II	37,41	54,80	73,71247	102,4806
III	34,02	46,51	69,06973	89,3152
Total	142,57	202,02	233,8426	317,1980

Le coefficient de variation horaire $K_{max,h}$ est défini aussi :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (III-5)$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort. Il est compris entre 1.2 ÷ 1.4.
On prend $\alpha_{max} = 1.3$.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant donnée dans le tableau suivant :

Tableau III-14 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant :

Habitants ×1000	< 1	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	50	110	300	>1000
β_{max}	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03	1.0

Le coefficient β_{max} sera déterminé par interpolation selon le nombre d'habitants de chaque zone.

Tableau III-15 : Valeurs de $K_{max,h}$ de chaque zone pour différents horizons :

zone	Nombre d'habitant		α_{max}	β_{max}		$K_{max,h}$	
	2013	2038		2013	2038	2013	2038
I	6699	9483	1,3	1.38	1.31	1.79	1,70
II	3645	5160	1,3	1.52	1.44	1.97	1,87
III	3094	4380	1,3	1.56	1.48	2.03	1,92
Total	13438	19023	1,3	1,26	1,21	1,64	1,57

III-10- Conclusion :

Dans le cas de cette étude nous avons trouvés un débit de **47.53 l/s** pour les besoins actuels et de **67.34 l/s** pour les besoins futures, les résultats obtenus nous montrent que la commune de Fenaia II-Maten présente un déficit en eau de **2,34 l/s** malgré les ressources en eau existante qui est assurée par trois forages qui débitent actuellement de **65 l/s**.

La vérification des ressources en eau de la commune de Fenaia II-Maten et les estimations des différents besoins des villages, nous a permis de faire les constatations suivantes :

- Faire un renforcement par d'autre forage.
- Faire un picage à partir de la conduite principal de Tichihaf.

Chapitre IV

Réservoirs

IV-1-Définition :

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, ils permettent de rendre optimal de débit tous les ouvrages situés en amont. C'est-à-dire, les réservoirs disposent d'un volume permettant de compenser :

- ✓ La variation horaire de la consommation aval, appelé volume de régulation.
- ✓ D'une réserve de sécurité dite réserve incendie.
- ✓ D'une réserve pour utilisation exceptionnelles.

IV-2- Fonctionnement et utilité des réservoirs :

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de grande importance dans un réseau d'alimentation en eau potable, aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit pour l'usage industriel et il permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation inférieure à la production [10]. Donc le réservoir est indispensable pour pouvoir restituée l'eau dans les heures de pointe.

Les réservoirs présentent aussi les avantages suivants :

- Accumuler l'eau et faire à la fluctuation de la demande.
- Assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau de distribution.
- Assurer la consommation pendant la panne sur l'adduction.
- Combattre efficacement les incendies.
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution.
- De profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

IV-3-Caractéristiques des réservoirs :

Les réservoirs doivent être caractérisés par :

- ***Étanchéité :***

L'étanchéité des réservoirs doit être parfaite surtout pour la surface intérieure, afin d'éviter les fuites d'eau et les fissurations du réservoir.

- ***Durabilité :***

Les surfaces en contact avec l'eau doivent être lisses les matériaux noyés ne doivent ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs et odeurs désagréables.

- ***Résistance :***

Le réservoir doit être dimensionné d'une façon à équilibrer tout les efforts qu'il subit sur toutes ses parties.

IV-4-Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories [3] :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - ✓ Les réservoirs métalliques.
 - ✓ Les réservoirs en maçonneries.
 - ✓ Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - ✓ Enterrés.
 - ✓ Semi enterrés.
 - ✓ Surélevés.

- D'après leurs formes :
 - ✓ Circulaires.
 - ✓ Rectangulaires.
 - ✓ Ou d'une forme quelconque.

- D'après leur mode de fermeture on a :
 - ✓ Réservoirs couverts.
 - ✓ Réservoirs fermés.

IV-5-Emplacement des réservoirs :

L'emplacement des réservoirs dépend de la topographie des lieux et la nature du sol. la meilleure implantation est déterminée après une étude économique approfondie, Il doit être placé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'il desserve. L'altitude du réservoir doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau [2].

IV-6-Choix de la forme du réservoir :

Les réservoirs sont de type semi enterrés circulaires, vu le relief accidenté de la zone d'étude. Ces avantages sont :

- Conservation de l'eau à température constante.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale simplifiée.

IV-7-Paramètre du dimensionnement :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes. Ces paramètres sont :

- Consommation journalière à l'horizon.
- Répartition journalière de la consommation.
- Un réservoir doit disposer d'une réserve de sécurité.
- Importance de la réserve d'incendie.
- Rendement du réseau de distribution.

IV-8-Equipement des réservoirs :

Un réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'adduction.
- D'une conduite de distribution.
- D'une conduite de trop plein.
- D'une conduite de vidange.
- De la conduite de by-pass.
- D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie.

a) Conduite d'adduction :

L'arrivée de l'eau dans le réservoir se fait par chute libre permettant l'oxygénation et le brassage de l'eau [4].

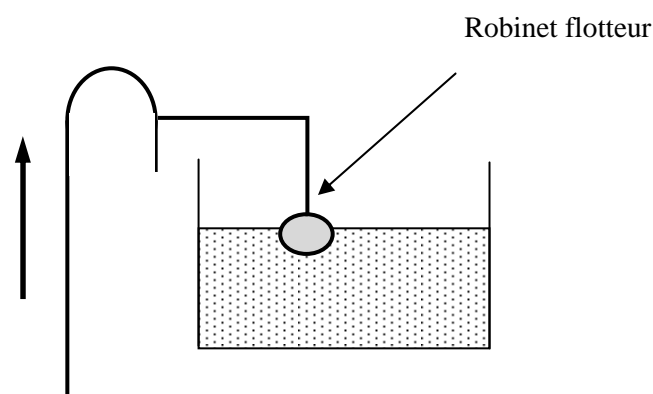


Figure (IV.1) : Adduction avec chute libre.

b) Conduite de distribution :

La conduite de distribution est installée à l'opposée de la conduite d'arrivée et d'environ de 15 à 20 cm au dessus du radier pour éviter toute pénétration de boues [4]. L'extrémité est munie d'une crépine.

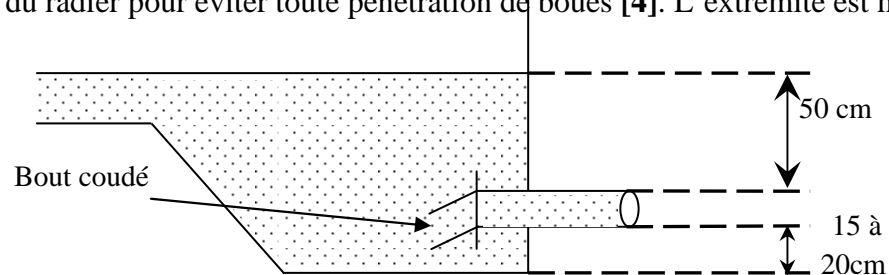


Figure (IV.2) : Emplacement de la conduite de distribution.

c) Conduite trop plein :

Il est destiné à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale en cas de panne dans le système d'arrêt de la pompe (défaut d'automatisation) [4].

d) Conduite de vidange :

Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop plein et comporte un robinet vanne pour un nettoyage du réservoir [4].

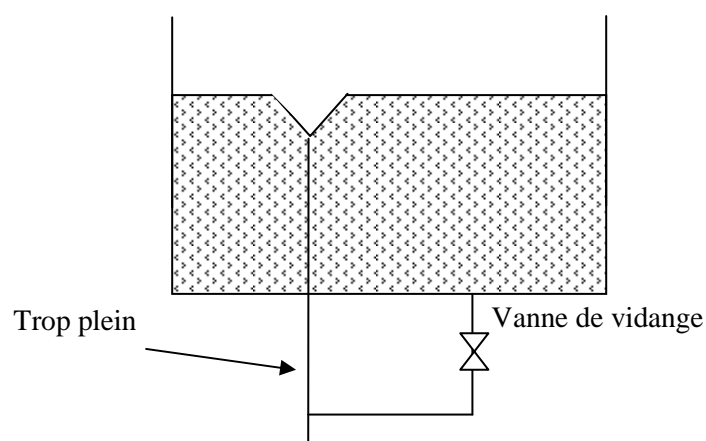


Figure (IV.3) : Trop plein et vidange.

e) **Conduite de by-pass :**

C'est une façon de relier la conduite d'adduction à la conduite de distribution, elle trouve son efficacité lors d'indisponibilité ou de travaux de réparation et de nettoyage dans le réservoir directement sans passer par le réservoir [11].

- ✓ En temps normal : 1 et 3 sont ouvert et 2 fermé.
- ✓ En By- pass : on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

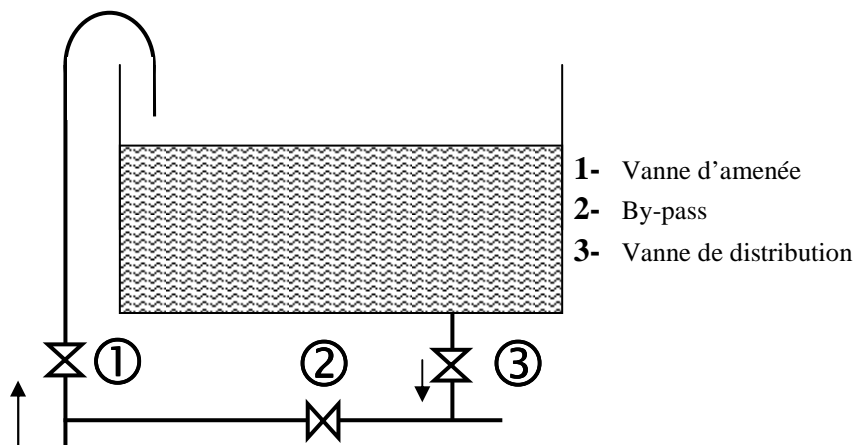


Figure (IV.4): Système de by-pass.

f) **Système de matérialisation de la réserve d'incendie :**

Afin de conserver une réserve d'eau permettant de lutter contre les incendies, des dispositions est pris pour empêcher le passage de l'eau dans la réserve d'incendie, dans la distribution on distingue deux types de procédés, le système à deux prises et le système à siphon.

- **Le système à deux prises :**

Ce système est utilisée car la réserve d'incendie est maintenue constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée :

- ✓ En régime normal : La vanne (1) fermée et (2) ouverte.
- ✓ En cas d'incendies : La vanne (1) est ouverte.

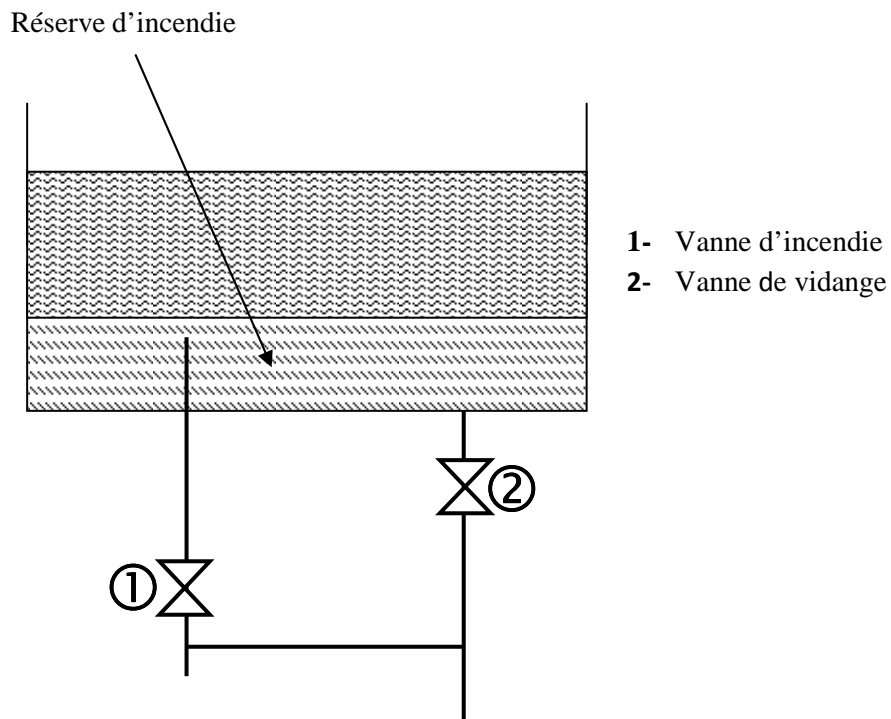


Figure (IV.5) : Système à deux prises.

• **Système à siphon :**

- ✓ En régime normal : Les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- ✓ En cas d'incendie : La vanne (1) est fermée et (2) ouverte.

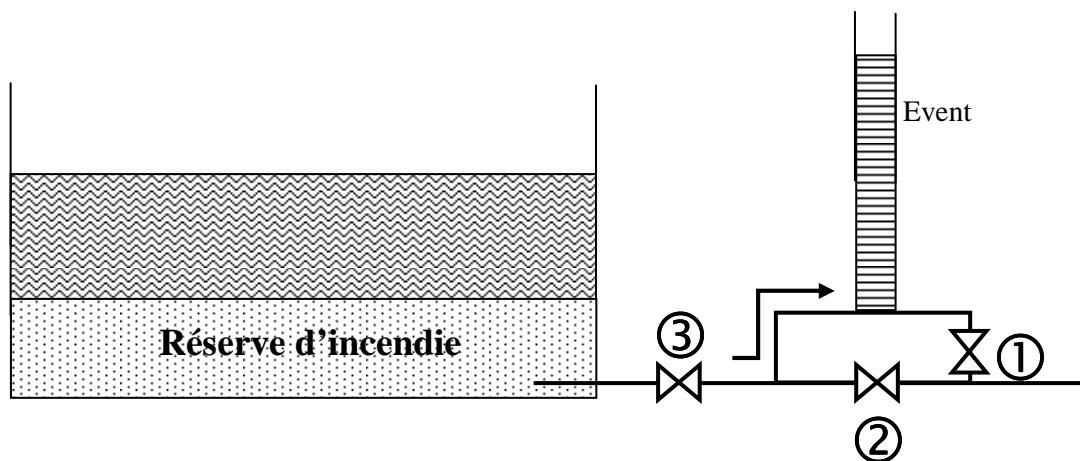


Figure (IV.6) : Système à siphon.

IV-9- Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que:

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

IV-10- Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il faut que les réservoirs soient :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction des corps étrangers.
- Eclairés par des ouvertures munies de plaque de verre.
- Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

IV-11- Capacité théorique du réservoir :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations du débit à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction et station de reprise), et d'autre part, du régime de distribution (consommation moyenne journalière de l'agglomération) [9].

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- ❖ Méthode analytique.
- ❖ Méthode graphique.

Méthode analytique :

- ✓ La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale en valeur absolue sera le pourcentage du volume de stockage.

- ✓ La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ ou le prix d'énergie est élevé.

Le volume maximal de stockage est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).

$Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

P : Résidu dans le réservoir en (%).

Détermination de la valeur de P :

- ✓ Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ (Annexe (1)). Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.
- ✓ On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.
- ✓ On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation, cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.
- ✓ On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale en valeur absolue sera le pourcentage du volume de stockage.

Le volume total du réservoir :

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m^3 .

$$V_{\text{tot}} = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-2})$$

D'où :

V_{tot} : volume total du réservoir (m^3).

V_{\max} : volume maximum de stockage (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie (m^3).

✚ Méthode graphique :

Cette méthode consiste à rapporter sur un graphique les résultats de la variation de la consommation, en portant sur l'axe des abscisses les heures, et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé.

Le calcul de la capacité pratique du réservoir se repose sur la répartition des débits de distribution qui diffère d'une agglomération à une autre. En pratique au cours de la journée, plusieurs problèmes peuvent surgir sur la chaîne de refoulement, comme un accident sur la conduite d'adduction, au niveau du forage ou une eau suspecte. Alors le réservoir doit être en mesure de répondre à la demande de l'agglomération pendant ces temps de pannes, donc il y a lieu de prévoir un volume supplémentaire.

IV-12-Dimensionnement de la capacité de stockage:

IV-12-1- Dimensionnement des capacités de stockage de la chaîne N°01 :

IV-12-1-1- Dimensionnement du réservoir VSA (R1):

Ce réservoir assure une distribution du village VSA et assure une adduction par refoulement vers le réservoir Ighil Yedou.

Avec un nombre d'habitants de 2392, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 1,62 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = \mathbf{2,106}$$

Avec un débit de $Q_{max,j} = 713,84 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village VSA et un autre de débit $Q_{max,j} = 249,74 \text{ m}^3/\text{j}$ refoulé vers Ighil Yedou et Remila.

Tableau (IV-1) : Dimensionnement du réservoir VSA :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refolement (%)				
0-1	4,16	0,531	1,3	1,831			2,328
1-2	4,16	0,531	1,3	1,831		2,328	4,656
2-3	4,16	0,771	1,3	2,071		2,088	6,744
3-4	4,16	0,771	1,3	2,071		2,088	8,832
4-5	4,16	2,298	1,3	3,598		0,561	9,393
5-6	4,16	3,756	1,3	5,056	-0,896		8,497
6-7	4,16	3,913	1,3	5,213	-1,053		7,444
7-8	4,16	4,807	1,3	6,107	-1,947		5,497
8-9	4,17	3,421	1,3	4,721	-0,551		4,946
9-10	4,17	3,060	1,3	4,360	-0,190		4,756
10-11	4,17	4,141	1,3	5,441	-1,271		3,485
11-12	4,17	5,599	1,3	6,899	-2,729		0,756
12-13	4,17	5,505	1,3	6,805	-2,635		-1,879
13-14	4,17	4,047	1,3	5,347	-1,177		-3,056
14-15	4,17	3,652	1,3	4,952	-0,782		-3,838
15-16	4,17	3,888	1,3	5,188	-1,018		-4,856
16-17	4,17	3,672	1,3	4,972	-0,802		-5,658
17-18	4,17	3,515	1,3	4,815	-0,645		-6,303
18-19	4,17	4,643	1,3	5,943	-1,773		-8,076
19-20	4,17	3,749	1,3	5,049	-0,879		-8,955
20-21	4,17	3,749	-	3,749		0,420	-8,535
21-22	4,17	1,906	-	1,906		2,270	-6,265
22-23	4,17	1,260	-	1,260		2,910	-3,355
23-24	4,17	0,677	-	0,677		3,493	0,138
Total	100	74	26	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |9,393| + |-8,955| = \mathbf{18,348\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 18,348 * 963,58 / 100 = \mathbf{176,79\ m^3}$$

$$V_T = 176,79 + 120 = \mathbf{296,79\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **300 m³**, la station de reprise V.S.A dispose de deux réservoirs semi enterré de capacité de 100 m³ chacun. Donc on va construire un autre réservoir de **100m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètre ; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres. Le diamètre se détermine comme suit :

On prend : $H = 4$ m

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2} \quad (\text{IV-3})$$

Avec : $V = 100 \text{ m}^3$

$$D = \left[\frac{4 \times 100}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où : $D = 5,64$ m

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 300 m^3

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times (D_{300})^2} \right] \quad (\text{IV-4})$$

Avec

$$D_{300} = \left[\frac{4 \times V_{tot}}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

$$D_{300} = \left[\frac{4 \times 300}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où :

$$D_{300} = 9,77 \text{ m}$$

Ainsi :

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times 120}{\pi \times (9,77)^2} \right]$$

$$H_{inc} = 1,6 \text{ m}$$

IV-12-1-2- Dimensionnement du réservoir Ighil Yedou (R2):

Le réservoir Ighil Yedou alimente les villages Ighil Yedou et Remila et assure une adduction par refoulement vers le réservoir Aghomras.

Avec un nombre d'habitants de 848, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Un débit $Q_{max,j} = 162,64 \text{ m}^3/\text{j}$ et $87,10 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour les villages Remila et Ighil Yedou respectivement et un autre débit $Q_{max,j} = 1717,31 \text{ m}^3/\text{j}$ refoulé vers le réservoir Aghoumras.

Tableau (IV-2) : Dimensionnement du réservoir Ighil Yedou :

Heure	Apport (%)	Sortie			Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution1 (%)	Distribution2 (%)	Refoulement (%)				
0-1	5	0,05	0,03	4,3	4,38		0,62	0,62
1-2	5	0,05	0,03	4,3	4,38		0,62	1,24
2-3	5	0,11	0,06	4,3	4,47		0,53	1,77
3-4	5	0,11	0,06	4,3	4,47		0,53	2,3
4-5	5	0,32	0,18	4,3	4,8		0,2	2,5
5-6	5	0,32	0,18	4,3	4,8		0,2	2,7
6-7	5	0,41	0,23	4,3	4,94		0,06	2,76
7-8	5	0,92	0,51	4,3	5,73	-0,73		2,03
8-9	5	0,79	0,44	4,3	5,53	-0,53		1,5
9-10	5	0,59	0,33	4,3	5,22	-0,22		1,28
10-11	5	0,37	0,21	4,3	4,88		0,12	1,4
11-12	5	0,37	0,21	4,3	4,88		0,12	1,52
12-13	5	0,32	0,18	4,3	4,8		0,2	1,72
13-14	5	0,32	0,18	4,3	4,8		0,2	1,92
14-15	5	0,42	0,24	4,3	4,96		0,04	1,96
15-16	5	0,56	0,31	4,3	5,17	-0,17		1,79
16-17	5	0,94	0,52	4,3	5,76	-0,76		1,03
17-18	5	0,85	0,47	4,3	5,62	-0,62		0,41
18-19	5	0,66	0,37	4,3	5,33	-0,33		0,08
19-20	5	0,14	0,08	4,3	4,52		0,48	0,56
20-21	-	0,14	0,08	-	0,22	-0,22		0,34
21-22	-	0,09	0,05	-	0,14	-0,14		0,2
22-23	-	0,05	0,03	-	0,08	-0,08		0,12
23-24	-	0,05	0,03	-	0,08	-0,08		0,04
Total	100	9	5	86				

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |2,76| + |0,04| = \mathbf{2,8\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max}/100 = 2,8 * 1805,74/100 = \mathbf{50,56\ m^3}$$

$$V_T = 50,56 + 120 = \mathbf{170,56\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 50 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 50 et **150 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4$ D'où : $D_{150} = 6,91 \text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3

$D_{200} = 7,98 \text{ m}$, donc $H_{inc200} = 2,4 \text{ m}$

IV-12-1-3- Dimensionnement du réservoir Aghomras (R3):

Le réservoir Aghomras assure l'alimentation des villages Aghomras, M'Larbaa, Ighil Yethri et Il-Maten et assure une adduction par refoulement vers le réservoir Zoubia 01.

Avec un nombre d'habitants de 5498, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 1,44 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1,872$$

Un débit $Q_{max,j} = 1717,31 \text{ m}^3/\text{j}$ distribuer les villages Aghomras, M'Larbaa et, Ighil Yethri et Il-Maten et un autre débit $Q_{max,j} = 109,29 \text{ m}^3/\text{j}$ refoule vers le réservoir Zoubia 01.

Tableau (IV-3) : Dimensionnement du réservoir Aghomras :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refoulement (%)				
0-1	5	0,812	0,3	1,112		3,888	3,888
1-2	5	0,812	0,3	1,137		3,863	7,751
2-3	5	0,812	0,3	1,112		3,888	11,639
3-4	5	0,940	0,3	1,24		3,76	15,399
4-5	5	2,183	0,3	2,483		2,517	17,916
5-6	5	4,194	0,3	4,494		0,506	18,422
6-7	5	4,990	0,3	5,29	-0,29		18,132
7-8	5	5,591	0,3	5,891	-0,891		17,241
8-9	5	4,493	0,3	4,793		0,207	17,448
9-10	5	4,382	0,3	4,682		0,318	17,766
10-11	5	5,038	0,3	5,338	-0,338		17,428
11-12	5	6,787	0,3	7,087	-2,087		15,341
12-13	5	7,321	0,3	7,621	-2,621		12,72
13-14	5	6,061	0,3	6,361	-1,361		11,359
14-15	5	4,927	0,3	5,227	-0,227		11,132
15-16	5	4,473	0,3	4,773		0,227	11,359
16-17	5	3,892	0,3	4,192		0,808	12,167
17-18	5	4,493	0,3	4,793		0,207	12,374
18-19	5	5,854	0,3	6,154	-1,154		11,22
19-20	5	5,266	0,3	5,566	-0,566		10,654
20-21	-	5,038	-	5,038	-5,038		5,616
21-22	-	2,820	-	2,82	-2,82		2,796
22-23	-	1,880	-	1,88	-1,88		0,916
23-24	-	0,940	-	0,94	-0,94		-0,024
Total	100	94	6	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |18,442| + |-0,024| = \mathbf{18,466\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100 = 18,466 * 1826,6 / 100 = \mathbf{337,29m^3}$$

$$V_T = 337,29 + 120 = \mathbf{457,29m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **500 m³**, il existe deux réservoirs de capacité de 150 m³chaqu'un, donc on va ajouter un autre réservoir de **200 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$ D'où : $D_{200}=7,98\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 500 m^3

$D_{500}=12,61\text{ m}$, donc $H_{inc500}=0,96\text{m}$

IV-12-1-4- Dimensionnement du réservoir Zoubia01 (R4):

Le réservoir Zoubia (01) assure l'A.E.P de la moitié des habitants du village Zoubia et refoule l'eau au réservoir Zoubia (02).

Avec un nombre d'habitant de 371, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Un débit $Q_{max,j}=109,29\text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour la moitié du village de Zoubia(01) et un autre débit $Q_{max,j}=109,29\text{ m}^3/\text{j}$ refoulé vers le réservoir Zoubia(02).

Tableau (IV-4) : Dimensionnement du réservoir Zoubia 01 :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refolement (%)				
0-1	5	0,30	2,5	2,8	2,2		2,2
1-2	5	0,30	2,5	2,8	2,2		4,4
2-3	5	0,60	2,5	3,1	1,9		6,3
3-4	5	0,60	2,5	3,1	1,9		8,2
4-5	5	1,75	2,5	4,25	0,75		8,95
5-6	5	1,75	2,5	4,25	0,75		9,7
6-7	5	2,25	2,5	4,75	0,25		9,95
7-8	5	5,10	2,5	7,6	-2,6		7,35
8-9	5	4,40	2,5	6,9	-1,9		5,45
9-10	5	3,25	2,5	5,75	-0,75		4,7
10-11	5	2,05	2,5	4,55	0,45		5,15
11-12	5	2,05	2,5	4,55	0,45		5,6
12-13	5	1,75	2,5	4,25	0,75		6,35
13-14	5	1,75	2,5	4,25	0,75		7,1
14-15	5	2,35	2,5	4,85	0,15		7,25
15-16	5	3,10	2,5	5,6	-0,6		6,65
16-17	5	5,20	2,5	7,7	-2,7		3,95
17-18	5	4,70	2,5	7,2	-2,2		1,75
18-19	5	3,65	2,5	6,15	-1,15		0,6
19-20	5	0,80	2,5	3,3	1,7		2,3
20-21	-	0,80	-	0,8	-0,8		1,5
21-22	-	0,50	-	0,5	-0,5		1
22-23	-	0,30	-	0,3	-0,3		0,7
23-24	-	0,30	-	0,3	-0,3		0,4
Total	100	50	50				

D'après le tableau ci dessus on a :

$$P\% = |9,95| + |0,4| = \mathbf{10,35\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100 = 10,35 * 218,58 / 100 = \mathbf{22,62\ m^3}$$

$$V_T = 22,62 + 120 = \mathbf{142,62\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **150 m³**, il existe un réservoir de capacité de 100 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelées de 100 et **50 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$ D'où : $D_{50} = 3,99\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 150 m^3 .

$D_{150} = 6,91\text{ m}$, donc $H_{inc150} = 3,2\text{m}$

IV-12-1-5- Dimensionnement du réservoir Zoubia 02 (R5):

Le réservoir Zoubia 02 assure l'A.E.P pour l'autre moitié des habitants du village Zoubia.

Avec un nombre d'habitant de 371, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Un débit $Q_{maxj} = 109,29\text{ m}^3/\text{j}$ est distribué pour la moitié du village de Zoubia.

Tableau (IV-5) : Dimensionnement du réservoir Zoubia 02 :

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Sortie	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,6	0,6		4,4	4,4
1-2	5	0,6	0,6		4,4	8,8
2-3	5	1,2	1,2		3,8	12,6
3-4	5	1,2	1,2		3,8	16,4
4-5	5	3,5	3,5		1,5	17,9
5-6	5	3,5	3,5		1,5	19,4
6-7	5	4,5	4,5		0,5	19,9
7-8	5	10,2	10,2	-5,2		14,7
8-9	5	8,8	8,8	-3,8		10,9
9-10	5	6,5	6,5	-1,5		9,4
10-11	5	4,1	4,1		0,9	10,3
11-12	5	4,1	4,1		0,9	11,2
12-13	5	3,5	3,5		1,5	12,7
13-14	5	3,5	3,5		1,5	14,2
14-15	5	4,7	4,7		0,3	14,5
15-16	5	6,2	6,2	-1,2		13,3
16-17	5	10,4	10,4	-5,4		7,9
17-18	5	9,4	9,4	-4,4		3,5
18-19	5	7,3	7,3	-2,3		1,2
19-20	5	1,6	1,6		3,4	4,6
20-21	-	1,6	1,6	-1,6		3
21-22	-	1	1	-1		2
22-23	-	0,6	0,6	-0,6		1,4
23-24	-	0,6	0,6	-0,6		0,8
Total	100	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |19,9| + |0,8| = \mathbf{20,7\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100 = 20,7 * 109,29 / 100 = \mathbf{22,62\ m^3}$$

$$V_T = 22,62 + 120 = \mathbf{142,62\ m^3}.$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **150 m³**, il existe un réservoir de capacité de 50 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelées de 50 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, D'où : $D_{100} = 5,64\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 150 m^3 .

$D_{150} = 6,91\text{m}$, donc $H_{inc150} = 3,2\text{m}$.

IV-12-2- Dimensionnement des capacités de stockage de la chaine N°02 :

IV-12-2-1- Dimensionnement du réservoir Taourirt (R1):

Ce réservoir assure l'alimentation du village Avadou et alimente le réservoir Takhlicht.

Avec un nombre d'habitants de 219 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 66,62\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer pour le village Avadou et un autre débit de $Q_{maxj} = 191,23\text{ m}^3/\text{j}$ refouler vers le réservoir Takhlicht.

Tableau (IV-6) : Dimensionnement du réservoir Taourirt :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refolement (%)				
0-1	4,16	0,156	3,7	3,856		0,304	0,304
1-2	4,16	0,156	3,7	3,856		0,304	0,608
2-3	4,16	0,312	3,7	4,012		0,148	0,756
3-4	4,16	0,312	3,7	4,012		0,148	0,904
4-5	4,16	0,91	3,7	4,61	-0,45		0,454
5-6	4,16	0,91	3,7	4,61	-0,45		0,004
6-7	4,16	1,17	3,7	4,87	-0,71		-0,706
7-8	4,16	2,652	3,7	6,352	-2,192		-2,898
8-9	4,17	2,288	3,7	5,988	-1,818		-4,716
9-10	4,17	1,69	3,7	5,39	-1,22		-5,936
10-11	4,17	1,066	3,7	4,766	-0,596		-6,532
11-12	4,17	1,066	3,7	4,766	-0,596		-7,128
12-13	4,17	0,91	3,7	4,61	-0,44		-7,568
13-14	4,17	0,91	3,7	4,61	-0,44		-8,008
14-15	4,17	1,222	3,7	4,922	-0,752		-8,76
15-16	4,17	1,612	3,7	5,312	-1,142		-9,902
16-17	4,17	2,704	3,7	6,404	-2,234		-12,136
17-18	4,17	2,444	3,7	6,144	-1,974		-14,11
18-19	4,17	1,898	3,7	5,598	-1,428		-15,538
19-20	4,17	0,416	3,7	4,116		0,054	-15,484
20-21	4,17	0,416	-	0,416		3,754	-11,73
21-22	4,17	0,26	-	0,26		3,91	-7,82
22-23	4,17	0,156	-	0,156		4,014	-3,806
23-24	4,17	0,156	-	0,156		4,014	0,208
Total	100	26	74	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |0,904| + |-15,538| = \mathbf{16,442\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 16,442 * 257,85 / 100 = \mathbf{42,39 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 42,39 + 120 = \mathbf{162,39 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 100 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 100 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc $D_{100}=5,64\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 , donc $D_{200}=7,98\text{ m}$.

D'où : $H_{inc200}=2,4\text{m}$.

IV-12-2-2- Dimensionnement du réservoir Takhlicht (R2):

Ce réservoir assure l'alimentation du village Taourirt et alimente le réservoir Tighilt Messaoud.

Avec un nombre d'habitants de 664 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = \mathbf{2,6}$$

Avec un débit de $Q_{maxj}=191,23\text{m}^3/\text{j}$ distribuer le village Taourirt et un autre débit $Q_{maxj}=786,31\text{ m}^3/\text{j}$ pour alimenter le réservoir Tighilt Messaoud.

Tableau (IV-7) : Dimensionnement du réservoir Takhlicht :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refolement (%)				
0-1	5	0,12	4	4,12		0,88	0,88
1-2	5	0,12	4	4,12		0,88	1,76
2-3	5	0,24	4	4,24		0,76	2,52
3-4	5	0,24	4	4,24		0,76	3,28
4-5	5	0,7	4	4,7		0,3	3,58
5-6	5	0,7	4	4,7		0,3	3,88
6-7	5	0,9	4	4,9		0,1	3,98
7-8	5	2,04	4	6,04		-1,04	2,94
8-9	5	1,76	4	5,76		-0,76	2,18
9-10	5	1,3	4	5,3		-0,3	1,88
10-11	5	0,82	4	4,82		0,18	2,06
11-12	5	0,82	4	4,82		0,18	2,24
12-13	5	0,7	4	4,7		0,3	2,54
13-14	5	0,7	4	4,7		0,3	2,84
14-15	5	0,94	4	4,94		0,06	2,9
15-16	5	1,24	4	5,24	-0,24		2,66
16-17	5	2,08	4	6,08	-1,08		1,58
17-18	5	1,88	4	5,88	-0,88		0,7
18-19	5	1,46	4	5,46	-0,46		0,24
19-20	5	0,32	4	4,32		0,68	0,92
20-21	-	0,32	-	0,32	-0,32		0,6
21-22	-	0,2	-	0,2	-0,2		0,4
22-23	-	0,12	-	0,12	-0,12		0,28
23-24	-	0,12	-	0,12	-0,12		0,16
Total	100	20	80	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |3,98| + |0,16| = \mathbf{4,14\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 4,14 * 806,56 / 100 = \mathbf{33,39\%}.$$

$$V_T = 33,39 + 120 = \mathbf{153,39 m^3}.$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 100 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 100 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{100}=5,64\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 , donc $D_{200}=7,98\text{ m}$

D'où : $H_{inc200}=2,4\text{ m}$

IV-12-2-3- Dimensionnement du réservoir Tighilt Messaoud (R3):

Ce réservoir tampon assure l'alimentation des villages Takhlicht, Rekada et Ighil N'Tala et l'alimentation par adduction gravitaire le château d'eau d'une capacité de 50 m^3 qui distribue le village Bouhavache, le château d'eau d'une capacité 100 m^3 situé au niveau de Tighilt Nait Ziane et le château d'eau d'une capacité 150 m^3 situé au niveau de Tibrahmine.

Le nombre d'habitants de 1892 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 1,72 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = \mathbf{2,236}$$

Avec un débit de $Q_{maxj}= 553,72\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer les villages Ighil N'Tala, Rekada et Takhlicht et un autre débit de $102,39\text{ m}^3/\text{j}$ pour alimenter par adduction gravitaire le réservoir Bouhavache, le débit de $587,67\text{ m}^3/\text{j}$ pour alimenter par adduction gravitaire le réservoir Tighilt Nait Ziane, et le débit de $328,84\text{ m}^3/\text{j}$ pour alimenter par adduction gravitaire le réservoir Tibrahmine.

Tableau (IV-8) : Dimensionnement du réservoir Tighilt Messaoud :

Heure	Apport (%)	Sortie				Sortie Totale	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribu- tion 01 (%)	Distribu- tion 02 (%)	Distribu- tion 03 (%)	Distribu- tion 04 (%)				
0-1	5	0,238	0,27	1,5625	0,875	2,946		2,055	2,055
1-2	5	0,238	0,27	1,5625	0,875	2,946		2,055	4,109
2-3	5	0,383	0,27	1,5625	0,875	3,091		1,910	6,019
3-4	5	0,383	0,27	1,5625	0,875	3,091		1,910	7,928
4-5	5	1,133	0,27	1,5625	0,875	3,841		1,160	9,088
5-6	5	1,595	0,27	1,5625	0,875	4,303		0,698	9,785
6-7	5	1,760	0,27	1,5625	0,875	4,468		0,533	10,318
7-8	5	2,701	0,27	1,5625	0,875	5,409	-0,409		9,909
8-9	5	2,101	0,27	1,5625	0,875	4,809		0,192	10,101
9-10	5	1,721	0,27	1,5625	0,875	4,429		0,572	10,672
10-11	5	1,786	0,27	1,5625	0,875	4,494		0,507	11,179
11-12	5	2,248	0,27	1,5625	0,875	4,956		0,044	11,223
12-13	5	2,149	0,27	1,5625	0,875	4,857		0,144	11,367
13-14	5	1,687	0,27	1,5625	0,875	4,395		0,606	11,972
14-15	5	1,700	0,27	1,5625	0,875	4,408		0,593	12,565
15-16	5	1,948	0,27	1,5625	0,875	4,656		0,345	12,909
16-17	5	2,365	0,27	1,5625	0,875	5,073	-0,072		12,837
17-18	5	2,200	0,27	1,5625	0,875	4,908		0,092	12,929
18-19	5	2,315	0,27	1,5625	0,875	5,023	-0,023		12,907
19-20	5	1,373	0,27	1,5625	0,875	4,081		0,920	13,826
20-21	-	1,373	0,27	1,5625	0,875	4,081	-4,081		9,746
21-22	-	0,720	0,27	1,5625	0,875	3,428	-3,428		6,318
22-23	-	0,469	0,27	1,5625	0,875	3,177	-3,177		3,142
23-24	-	0,284	0,27	1,5625	0,875	2,992	-2,992		0,150
Total	100	35	6,5	37,5	21	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |13,826| + |0,150| = \mathbf{13,976\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100 = 13,976 * 1572,62 / 100 = \mathbf{219,78 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 219,78 + 120 = \mathbf{339,78 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **350 m³**, le réservoir existant à une capacité de 300 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 300 et **50 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{50} = 3,99\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 350 m^3 , donc $D_{350} = 10,55\text{ m}$

D'où : $H_{inc350} = 1,37\text{ m}$

IV-12-2-4- Dimensionnement du réservoir Bouhavache (R4):

Le réservoir Bouhavache assure l'A.E.P des habitants du village Bouhavache.

Le nombre d'habitants de 333 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 102,39\text{ m}^3/\text{j}$ distribue le village Bouhavache.

Tableau (IV-9) : Dimensionnement du réservoir Bouhavache :

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	1,2		2,96	13,04
4-5	4,16	3,5		0,66	13,7
5-6	4,16	3,5		0,66	14,36
6-7	4,16	4,5	-0,34		14,02
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,98
8-9	4,17	8,8	-4,63		3,35
9-10	4,17	6,5	-2,33		1,02
10-11	4,17	4,1		0,07	1,09
11-12	4,17	4,1		0,07	1,16
12-13	4,17	3,5		0,67	1,83
13-14	4,17	3,5		0,67	2,5
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,97
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,06
16-17	4,17	10,4	-6,23		-6,29
17-18	4,17	9,4	-5,23		-11,52
18-19	4,17	7,3	-3,13		-14,65
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,08
20-21	4,17	1,6		2,57	-9,51
21-22	4,17	1		3,17	-6,34
22-23	4,17	0,6		3,57	-2,77
23-24	4,17	0,6		3,57	0,8
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |14,36| + |-14,65| = \mathbf{29,01\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 29,01 * 83,74 / 100 = \mathbf{24,29 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 24,29 + 120 = \mathbf{144,29 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **150 m³**, le réservoir existant à une capacité de 50 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 50 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{100} = 5,64\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 150 m^3 , donc $D_{150} = 6,91\text{ m}$

D'où : $H_{inc150} = 3,2\text{ m}$.

IV-12-2-5- Dimensionnement du réservoir Tibrahmine (R5):

Le réservoir Tibrahmine assure l'A.E.P des habitants du village Tibrahmine et alimente par adduction gravitaire le réservoir Iamrouchene.

Le nombre d'habitants de 804 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 241,77\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer le village Tibrahmine et un autre débit de $87,07\text{ m}^3/\text{j}$ alimenté par adduction gravitaire le réservoir situé au niveau d'Iamrouchene.

Tableau (IV-10) : Dimensionnement du réservoir Tibrahmine :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution1 (%)	Distribution2 (%)				
0-1	4,16	0,441	1,104	1,545		2,615	2,615
1-2	4,16	0,441	1,104	1,545		2,615	5,23
2-3	4,16	0,882	1,104	1,986		2,174	7,404
3-4	4,16	0,882	1,104	1,986		2,174	9,578
4-5	4,16	2,5725	1,104	3,6765		0,4835	10,0615
5-6	4,16	2,5725	1,104	3,6765		0,4835	10,545
6-7	4,16	3,3075	1,104	4,4115	-0,2515		10,293
7-8	4,16	7,497	1,104	8,601	-4,441		5,852
8-9	4,17	6,468	1,104	7,572	-3,402		2,450
9-10	4,17	4,7775	1,104	5,8815	-1,7115		0,739
10-11	4,17	3,0135	1,104	4,1175		0,0525	0,791
11-12	4,17	3,0135	1,104	4,1175		0,0525	0,844
12-13	4,17	2,5725	1,104	3,6765		0,4935	1,337
13-14	4,17	2,5725	1,104	3,6765		0,4935	1,831
14-15	4,17	3,4545	1,104	4,5585	-0,3885		1,442
15-16	4,17	4,557	1,104	5,661	-1,491		-0,048
16-17	4,17	7,644	1,104	8,748	-4,578		-4,6265
17-18	4,17	6,909	1,104	8,013	-3,843		-8,4695
18-19	4,17	5,3655	1,104	6,4695	-2,2995		-10,769
19-20	4,17	1,176	1,104	2,28		1,89	-8,879
20-21	4,17	1,176	1,104	2,28		1,89	-6,989
21-22	4,17	0,735	1,104	1,839		2,331	-4,658
22-23	4,17	0,441	1,104	1,545		2,625	-2,033
23-24	4,17	0,441	1,104	1,545		2,625	0,592
Total	100	73,5	26,5	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |10,545| + |-10,769| = \mathbf{21,314\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 21,314 * 328,84 / 100 = \mathbf{70,09 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 70,09 + 120 = \mathbf{190,09 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 150 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 150 et **50 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{50} = 3,99\text{m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 , donc $D_{200} = 7,98\text{m}$

D'où : $H_{inc200} = 2,4\text{ m}$

IV-12-2-6- Dimensionnement du réservoir Iamrouchene (R6) :

Le réservoir Iamrouchene assure l'A.E.P des habitants du village Iamrouchene.

Le nombre d'habitants de 284 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 87,07\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer pour le village Iamrouchene.

Tableau (IV-11) : Dimensionnement du réservoir Iamrouchene :

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	1,2		2,96	13,04
4-5	4,16	3,5		0,66	13,7
5-6	4,16	3,5		0,66	14,36
6-7	4,16	4,5	-0,34		14,02
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,98
8-9	4,17	8,8	-4,63		3,35
9-10	4,17	6,5	-2,33		1,02
10-11	4,17	4,1		0,07	1,09
11-12	4,17	4,1		0,07	1,16
12-13	4,17	3,5		0,67	1,83
13-14	4,17	3,5		0,67	2,5
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,97
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,06
16-17	4,17	10,4	-6,23		-6,29
17-18	4,17	9,4	-5,23		-11,52
18-19	4,17	7,3	-3,13		-14,65
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,08
20-21	4,17	1,6		2,57	-9,51
21-22	4,17	1		3,17	-6,34
22-23	4,17	0,6		3,57	-2,77
23-24	4,17	0,6		3,57	0,8
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |14,36| + |-14,65| = \mathbf{29,01\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 29,01 * 87,07 / 100 = \mathbf{25,25 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 25,25 + 120 = \mathbf{145,25 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **150 m³**, le réservoir existant à une capacité de 50 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 50 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{100} = 5,64 \text{ m}$.

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 150 m^3 , donc $D_{150} = 6,91 \text{ m}$.

D'où : $H_{inc150} = 3,2 \text{ m}$.

IV-12-2-7- Dimensionnement du réservoir Tighilt Nait Ziane (R7) :

Le réservoir Tighilt Nait Ziane assure l'A.E.P des habitants du village Tighilt Nait Ziane et alimente gravitairement le réservoir Timri.

Le nombre d'habitants de 396 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 117,25 \text{ m}^3/\text{j}$ distribuer le village Tighilt Nait Ziane et un autre débit de $470,42 \text{ m}^3/\text{j}$ pour alimenter par adduction gravitaire le réservoir situé au niveau de Timri.

Tableau (IV-12) : Dimensionnement du réservoir Tighilt Nait Ziane:

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution1 (%)	Distribution2 (%)				
0-1	4,16	0,12	3,333	3,453		0,707	0,707
1-2	4,16	0,12	3,333	3,453		0,707	1,414
2-3	4,16	0,24	3,333	3,573		0,587	2,001
3-4	4,16	0,24	3,333	3,573		0,587	2,588
4-5	4,16	0,7	3,333	4,033		0,127	2,715
5-6	4,16	0,7	3,333	4,033		0,127	2,842
6-7	4,16	0,9	3,333	4,233	-0,073		2,769
7-8	4,16	2,04	3,333	5,373	-1,213		1,556
8-9	4,17	1,76	3,333	5,093	-0,923		0,633
9-10	4,17	1,3	3,333	4,633	-0,463		0,17
10-11	4,17	0,82	3,333	4,153		0,017	0,187
11-12	4,17	0,82	3,333	4,153		0,017	0,204
12-13	4,17	0,7	3,333	4,033		0,137	0,341
13-14	4,17	0,7	3,333	4,033		0,137	0,478
14-15	4,17	0,94	3,333	4,273	-0,103		0,375
15-16	4,17	1,24	3,333	4,573	-0,403		-0,028
16-17	4,17	2,08	3,333	5,413	-1,243		-1,271
17-18	4,17	1,88	3,333	5,213	-1,043		-2,314
18-19	4,17	1,46	3,333	4,793	-0,623		-2,937
19-20	4,17	0,32	3,333	3,653		0,517	-2,42
20-21	4,17	0,32	3,333	3,653		0,517	-1,903
21-22	4,17	0,2	3,333	3,533		0,637	-1,266
22-23	4,17	0,12	3,333	3,453		0,717	-0,549
23-24	4,17	0,12	3,333	3,453		0,717	0,168
Total	100	20	80	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |2,842| + |-2,937| = \mathbf{5,78\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 7,78 * 587,67 / 100 = \mathbf{33,96 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 33,96 + 120 = \mathbf{153,96 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 100 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 100 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**
- On prend : $H = 4\text{m}$, donc: $D_{100}=5,64\text{ m}$.
- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 , donc $D_{200}=7,98\text{ m}$.

D'où : $H_{inc200}=2,4\text{ m}$.

IV-12-2-8- Dimensionnement du réservoir Timri (R8):

Le réservoir Timri assure l'A.E.P des habitants du village Timri et alimente gravitairement le réservoir Laazib.

Le nombre d'habitants est de 903 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj}=268,57\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer pour le village Timri et un autre débit de 201,85 pour alimenter par adduction gravitaire le réservoir situé au niveau de Laazib.

Tableau (IV-13) : Dimensionnement du réservoir Timri :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution1 (%)	Distribution2 (%)				
0-1	4,16	0,342	1,791	2,133		2,027	2,027
1-2	4,16	0,342	1,791	2,133		2,027	4,054
2-3	4,16	0,684	1,791	2,475		1,685	5,739
3-4	4,16	0,684	1,791	2,475		1,685	7,424
4-5	4,16	1,995	1,791	3,786		0,374	7,798
5-6	4,16	1,995	1,791	3,786		0,374	8,172
6-7	4,16	2,565	1,791	4,356	-0,196		7,976
7-8	4,16	5,814	1,791	7,605	-3,445		4,531
8-9	4,17	5,016	1,791	6,807	-2,637		1,894
9-10	4,17	3,705	1,791	5,496	-1,326		0,568
10-11	4,17	2,337	1,791	4,128		0,042	0,61
11-12	4,17	2,337	1,791	4,128		0,042	0,652
12-13	4,17	1,995	1,791	3,786		0,384	1,036
13-14	4,17	1,995	1,791	3,786		0,384	1,42
14-15	4,17	2,679	1,791	4,47	-0,3		1,12
15-16	4,17	3,534	1,791	5,325	-1,155		-0,035
16-17	4,17	5,928	1,791	7,719	-3,549		-3,584
17-18	4,17	5,358	1,791	7,149	-2,979		-6,563
18-19	4,17	4,161	1,791	5,952	-1,782		-8,345
19-20	4,17	0,912	1,791	2,703		1,467	-6,878
20-21	4,17	0,912	1,791	2,703		1,467	-5,411
21-22	4,17	0,57	1,791	2,361		1,809	-3,602
22-23	4,17	0,342	1,791	2,133		2,037	-1,565
23-24	4,17	0,342	1,791	2,133		2,037	0,472
Total	100	57	43	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |8,172| + |-8,345| = \mathbf{16,517\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 16,517 * 470,42 / 100 = \mathbf{77,7 m^3}$$

$$V_T = 77,7 + 120 = \mathbf{197,7 m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 50 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 50 et **150 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{150} = 6,91\text{m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 , donc $D_{200} = 7,98\text{m}$

D'où : $H_{inc200} = 2,4\text{ m}$

IV-12-2-9- Dimensionnement du réservoir Laazib (R9):

Le réservoir Laazib assure l'A.E.P des habitants du village Laazib.

Le nombre d'habitants de 619 hab, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 201,85\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer pour le village Laazib.

Tableau (IV-14) : Dimensionnement du réservoir Laazib :

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	1,2		2,96	13,04
4-5	4,16	3,5		0,66	13,7
5-6	4,16	3,5		0,66	14,36
6-7	4,16	4,5	-0,34		14,02
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,98
8-9	4,17	8,8	-4,63		3,35
9-10	4,17	6,5	-2,33		1,02
10-11	4,17	4,1		0,07	1,09
11-12	4,17	4,1		0,07	1,16
12-13	4,17	3,5		0,67	1,83
13-14	4,17	3,5		0,67	2,5
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,97
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,06
16-17	4,17	10,4	-6,23		-6,29
17-18	4,17	9,4	-5,23		-11,52
18-19	4,17	7,3	-3,13		-14,65
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,08
20-21	4,17	1,6		2,57	-9,51
21-22	4,17	1		3,17	-6,34
22-23	4,17	0,6		3,57	-2,77
23-24	4,17	0,6		3,57	0,8
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |14,36| + |-14,65| = \mathbf{29,01\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 29,01 * 201,85 / 100 = \mathbf{58,55 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 58,55 + 120 = \mathbf{178,55 \text{ m}^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant à une capacité de 50 m³, donc on optera pour deux réservoirs jumelés de 50 et **150 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, donc : $D_{150} = 6,91\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé:**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 , donc $D_{200} = 7,98\text{ m}$

D'où : $H_{inc200} = 2,4\text{ m}$

IV-12-3- Dimensionnement des capacités de stockage de la chaîne N°03 :

IV-12-3-1- Dimensionnement du réservoir El Kharoub (R1):

Ce réservoir assure une distribution pour les habitants du village El Kharoub avec un nombre d'habitant de 633 habitants et assure une adduction par refoulement vers le réservoir Tagma.

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj} = 201,59\text{ m}^3/\text{j}$ distribuer le village El Kharoub et un autre débit $Q_{maxj} = 114,4\text{ m}^3/\text{j}$ refoulé vers le réservoir Tagma.

Tableau (IV-15) : Dimensionnement du réservoir El Kharoub :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refolement (%)				
0-1	4,16	0,396	1,8	2,196		1,964	1,964
1-2	4,16	0,396	1,8	2,196		1,964	3,928
2-3	4,16	0,768	1,8	2,568		1,592	5,52
3-4	4,16	0,768	1,8	2,568		1,592	7,112
4-5	4,16	2,24	1,8	4,04		0,12	7,232
5-6	4,16	2,24	1,8	4,04		0,12	7,352
6-7	4,16	2,88	1,8	4,68	-0,52		6,832
7-8	4,16	6,528	1,8	8,328	-4,168		2,664
8-9	4,17	5,632	1,8	7,432	-3,262		-0,598
9-10	4,17	4,16	1,8	5,96	-1,79		-2,388
10-11	4,17	2,624	1,8	4,424	-0,254		-2,642
11-12	4,17	2,624	1,8	4,424	-0,254		-2,896
12-13	4,17	2,24	1,8	4,04		0,13	-2,766
13-14	4,17	2,24	1,8	4,04		0,13	-2,636
14-15	4,17	3,008	1,8	4,808	-0,638		-3,274
15-16	4,17	3,968	1,8	5,768	-1,598		-4,872
16-17	4,17	6,656	1,8	8,456	-4,286		-9,158
17-18	4,17	6,016	1,8	7,816	-3,646		-12,804
18-19	4,17	4,672	1,8	6,472	-2,302		-15,106
19-20	4,17	1,024	1,8	2,824		1,346	-13,76
20-21	4,17	1,024	-	1,024		3,146	-10,614
21-22	4,17	0,64	-	0,64		3,53	-7,084
22-23	4,17	0,384	-	0,384		3,786	-3,298
23-24	4,17	0,384	-	0,384		3,786	0,488
Total		64	36	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |-15,106| + |7,35| = \mathbf{22,45\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 22,45 * 315,99 / 100 = \mathbf{70,95\ m^3}$$

$$V_T = 70,95 + 120 = \mathbf{190,95\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, par conséquent, le réservoir existant à une capacité de **200 m³**, donc c'est suffisant.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, D'où : $D_{200}=7,98\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

Donc : $H_{inc200}=0,6\text{ m}$

IV-12-3-2- Dimensionnement du réservoir Tagma (R2):

Le réservoir Tagma distribue le village Tagma avec un nombre d'habitant de 340 habitants et refoule de l'eau vers le réservoir Boubzi (Mahlima).

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj}=114,4\text{m}^3/\text{j}$ distribuer le village Tagma et un autre débit $Q_{maxj}=154,01\text{m}^3/\text{j}$ refouler vers le réservoir Boubzi (Mahlima).

Tableau (IV-16) : Dimensionnement du réservoir Tagma :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	Refoulement (%)				
0-1	5	0,258	2,85	3,108	1,892		1,892
1-2	5	0,258	2,85	3,108	1,892		3,784
2-3	5	0,516	2,85	3,366	1,634		5,418
3-4	5	0,516	2,85	3,366	1,634		7,052
4-5	5	1,505	2,85	4,355	0,645		7,697
5-6	5	1,505	2,85	4,355	0,645		8,342
6-7	5	1,935	2,85	4,785	0,215		8,557
7-8	5	4,386	2,85	7,236	-2,236		6,321
8-9	5	3,784	2,85	6,634	-1,634		4,687
9-10	5	2,795	2,85	5,645	-0,645		4,042
10-11	5	1,763	2,85	4,613	0,387		4,429
11-12	5	1,763	2,85	4,613	0,387		4,816
12-13	5	1,505	2,85	4,355	0,645		5,461
13-14	5	1,505	2,85	4,355	0,645		6,106
14-15	5	2,021	2,85	4,871	0,129		6,235
15-16	5	2,666	2,85	5,516	-0,516		5,719
16-17	5	4,472	2,85	7,322	-2,322		3,397
17-18	5	4,042	2,85	6,892	-1,892		1,505
18-19	5	3,139	2,85	5,989	-0,989		0,516
19-20	5	0,688	2,85	3,538	1,462		1,978
20-21	-	0,688	-	0,688	-0,688		1,29
21-22	-	0,43	-	0,43	-0,43		0,86
22-23	-	0,258	-	0,258	-0,258		0,602
23-24	-	0,258	-	0,258	-0,258		0,344
Total	100	43	57				

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |8,557| + |0,344| = \mathbf{8,9\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 8,9 * 268,41 / 100 = \mathbf{23,88\ m^3}$$

$$V_T = 23,88 + 120 = \mathbf{143,88\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **150 m³**, il existe un réservoir de **150 m³** donc c'est suffisant.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend $H=4$ m, D'où : $D_{150}=6,91$ m

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

Donc : $H_{inc150}=3,2$ m

IV-12-3-3- Dimensionnement du réservoir Boubzi (R3):

Le réservoir Boubzi fait la distribution vers le village Boubzi et refoule vers un réservoir au lieu-dit El Kelaa.

Le nombre d'habitant est de 399 habitants.

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{maxj}=154,01\text{m}^3/\text{j}$ distribuer le village Boubzi et un autre débit $Q_{maxj}=1397,69\text{m}^3/\text{j}$ refouler vers le réservoir El Kelaa.

Tableau (IV-17) : Dimensionnement du réservoir Boubzi :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution (%)	refoulement (%)				
0-1	5	0,06	4,5	4,56		0,44	0,44
1-2	5	0,06	4,5	4,56		0,44	0,88
2-3	5	0,12	4,5	4,62		0,38	1,26
3-4	5	0,12	4,5	4,62		0,38	1,64
4-5	5	0,35	4,5	4,85		0,15	1,79
5-6	5	0,35	4,5	4,85		0,15	1,94
6-7	5	0,45	4,5	4,95		0,05	1,99
7-8	5	1,02	4,5	5,52	-0,52		1,47
8-9	5	0,88	4,5	5,38	-0,38		1,09
9-10	5	0,65	4,5	5,15	-0,15		0,94
10-11	5	0,41	4,5	4,91		0,09	1,03
11-12	5	0,41	4,5	4,91		0,09	1,12
12-13	5	0,35	4,5	4,85		0,15	1,27
13-14	5	0,35	4,5	4,85		0,15	1,42
14-15	5	0,47	4,5	4,97		0,03	1,45
15-16	5	0,62	4,5	5,12	-0,12		1,33
16-17	5	1,04	4,5	5,54	-0,54		0,79
17-18	5	0,94	4,5	5,44	-0,44		0,35
18-19	5	0,73	4,5	5,23	-0,23		0,12
19-20	5	0,16	4,5	4,66		0,34	0,46
20-21	-	0,16	-	0,16	-0,16		0,3
21-22	-	0,10	-	0,1	-0,1		0,2
22-23	-	0,06	-	0,06	-0,06		0,14
23-24	-	0,06	-	0,06	-0,06		0,08
Total	100	10	90				

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |1,99| + |0,08| = \mathbf{2,07\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 2,07 * 1551,7 / 100 = \mathbf{32,12\ m^3}$$

$$V_T = 32,12 + 120 = \mathbf{150,12\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³** et par conséquent, le réservoir existant ayant une capacité de **200 m³**, donc c'est suffisant.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4$, D'où : $D_{150} = 6,91\text{m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

Donc : $H_{inc150} = 3,2\text{ m}$

IV-12-3-4- Dimensionnement du réservoir El Kelaa (RT1):

Ce réservoir tampon El Kelaa fait la distribution vers les villages El Kelaa et Tighilt Messaoud avec un débit de $168,91\text{m}^3/\text{j}$, le nombre d'habitant des deux villages et de 577 habitants et alimente par adduction gravitaire le réservoir El Kitoune avec un débit de $442,47\text{ m}^3/\text{j}$ et le réservoir Tighilt Messaoud avec un débit de $786,31\text{ m}^3/\text{j}$.

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Tableau (IV-18) : Dimensionnement du réservoir El Kelaa :

Heure	Apport (%)	Sortie			Sortie Total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution 1 (%)	Distribution2 (%)	Distribution3 (%)				
0-1	5	0,07	1,333	2,333	3,736		1,264	1,264
1-2	5	0,07	1,333	2,333	3,736		1,264	2,528
2-3	5	0,14	1,333	2,333	3,806		1,194	3,722
3-4	5	0,14	1,333	2,333	3,806		1,194	4,916
4-5	5	0,42	1,333	2,333	4,086		0,914	5,83
5-6	5	0,42	1,333	2,333	4,086		0,914	6,744
6-7	5	0,54	1,333	2,333	4,206		0,794	7,538
7-8	5	1,22	1,333	2,333	4,886		0,114	7,652
8-9	5	1,06	1,333	2,333	4,726		0,274	7,926
9-10	5	0,78	1,333	2,333	4,446		0,554	8,48
10-11	5	0,49	1,333	2,333	4,156		0,844	9,324
11-12	5	0,49	1,333	2,333	4,156		0,844	10,168
12-13	5	0,42	1,333	2,333	4,086		0,914	11,082
13-14	5	0,42	1,333	2,333	4,086		0,914	11,996
14-15	5	0,56	1,333	2,333	4,226		0,774	12,77
15-16	5	0,74	1,333	2,333	4,406		0,594	13,364
16-17	5	1,25	1,333	2,333	4,916		0,084	13,448
17-18	5	1,13	1,333	2,333	4,796		0,204	13,652
18-19	5	0,88	1,333	2,333	4,546		0,454	14,106
19-20	5	0,19	1,333	2,333	3,856		1,144	15,25
20-21	-	0,19	1,333	2,333	3,856	-3,856		11,394
21-22	-	0,12	1,333	2,333	3,786	-3,786		7,608
22-23	-	0,07	1,333	2,333	3,736	-3,736		3,872
23-24	-	0,07	1,333	2,333	3,736	-3,736		0,136
Total	100	12	32	56	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |15,25| + |0,136| = \mathbf{15,38\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100 = 15,38 * 1397,69 / 100 = \mathbf{215,04\ m^3}$$

$$V_T = 215,04 + 120 = \mathbf{335,04\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **350 m³**, les réservoirs El-Kelaa dispose de deux réservoirs semi enterré de capacité de 150 m³ et 100 m³, donc on optera pour trois réservoirs jumelés de 150, 100 et **100 m³**.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend : $H = 4\text{m}$, D'où : $D_{100} = 5,64\text{ m}$

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 350 m^3 .

$D_{350} = 3,54\text{ m}$, donc $H_{inc350} = 1,37\text{m}$

IV-12-3-5- Dimensionnement du réservoir El Kitone (RT2) :

Le réservoir El Kitone qui assure la distribution du village El Kitone, avec un débit de $54,77\text{ m}^3/\text{j}$, et alimente par adduction gravitaire deux réservoirs le premier (Ait Chenit) qui distribue le village Ait Chenit avec un débit de $127,61\text{ m}^3/\text{j}$, le deuxième (Tikharoubine) qui distribue les villages Tikharoubine et Larbatache avec un débit de $260,09\text{ m}^3/\text{j}$.

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Tableau (IV-19) : Dimensionnement du réservoir El Kitoune :

Heure	Apport (%)	Sortie		Sortie total	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
		Distribution1 (%)	Distribution2 (%)				
0-1	4,16	0,072	3,666	3,738		0,422	0,422
1-2	4,16	0,072	3,666	3,738		0,422	0,844
2-3	4,16	0,144	3,666	3,81		0,35	1,194
3-4	4,16	0,144	3,666	3,81		0,35	1,544
4-5	4,16	0,42	3,666	4,086		0,074	1,618
5-6	4,16	0,42	3,666	4,086		0,074	1,692
6-7	4,16	0,54	3,666	4,206	-0,046		1,646
7-8	4,16	1,224	3,666	4,89	-0,73		0,916
8-9	4,17	1,056	3,666	4,722	-0,552		0,364
9-10	4,17	0,78	3,666	4,446	-0,276		0,088
10-11	4,17	0,492	3,666	4,158		0,012	0,1
11-12	4,17	0,492	3,666	4,158		0,012	0,112
12-13	4,17	0,42	3,666	4,086		0,084	0,196
13-14	4,17	0,42	3,666	4,086		0,084	0,28
14-15	4,17	0,564	3,666	4,23	-0,06		0,22
15-16	4,17	0,744	3,666	4,41	-0,24		-0,02
16-17	4,17	1,248	3,666	4,914	-0,744		-0,764
17-18	4,17	1,128	3,666	4,794	-0,624		-1,388
18-19	4,17	0,876	3,666	4,542	-0,372		-1,76
19-20	4,17	0,192	3,666	3,858		0,312	-1,448
20-21	4,17	0,192	3,666	3,858		0,312	-1,136
21-22	4,17	0,12	3,666	3,786		0,384	-0,752
22-23	4,17	0,072	3,666	3,738		0,432	-0,32
23-24	4,17	0,072	3,666	3,738		0,432	0,112
Total		12	88				

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |1,692| + |-1,76| = 3,452 \%$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 3,452 * 442,47 / 100 = 15,27 \text{ m}^3$$

$$V_T = 15,27 + 120 = 135,27 \text{ m}^3$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **150 m³**, le réservoir existant est de 50 m³, donc on optera pour un réservoir jumelé de 50 et **100 m³**,

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend $H=4$ m, D'où : $D_{100}= 5,64$ m

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 150 m^3 .

$D_{150}=6,91$ m, donc $H_{inc150}=3,2$ m

IV-12-3-6- Dimensionnement du réservoir Ait Chenit (R4):

Le réservoir Ait Chenit alimente le village Ait Chenit, le nombre d'habitant du village et de 439 habitants, on trouve alors :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = \mathbf{2,6}$$

Avec un débit de $Q_{max}=127,61 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué le village Ait chenit.

Tableau (IV-20) : Dimensionnement du réservoir Ait Chenit :

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	1,2		2,96	13,04
4-5	4,16	3,5		0,66	13,7
5-6	4,16	3,5		0,66	14,36
6-7	4,16	4,5	-0,34		14,02
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,98
8-9	4,17	8,8	-4,63		3,35
9-10	4,17	6,5	-2,33		1,02
10-11	4,17	4,1		0,07	1,09
11-12	4,17	4,1		0,07	1,16
12-13	4,17	3,5		0,67	1,83
13-14	4,17	3,5		0,67	2,5
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,97
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,06
16-17	4,17	10,4	-6,23		-6,29
17-18	4,17	9,4	-5,23		-11,52
18-19	4,17	7,3	-3,13		-14,65
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,08
20-21	4,17	1,6		2,57	-9,51
21-22	4,17	1		3,17	-6,34
22-23	4,17	0,6		3,57	-2,77
23-24	4,17	0,6		3,57	0,8
Total	100	100			

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |14,36| + |-14,65| = \mathbf{29,02\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 29,02 * 127,61 / 100 = \mathbf{37,01\ m^3}$$

$$V_T = 37,01 + 120 = \mathbf{157,01\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, le réservoir existant est de 50 m³, donc on optera pour un réservoir jumelé de 50 et **150 m³**,

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend $H=4$ m. D'où : $D_{150}=6,91$ m

- **Hauteur d'incendie du réservoir jumelé :**

On considère qu'on a un seul réservoir de 200 m^3 .

$D_{200}=7,98$ m, donc $H_{inc200}=2,4$ m

IV-12-3-7- Dimensionnement du réservoir Tikharoubine (R5):

Ce réservoir alimente les villages Tikharoubine et Larbatache avec un nombre d'habitant des deux villages de 848 hab.

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,3 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \Rightarrow K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{max}=260,09 \text{ m}^3/\text{j}$ distribuer les villages Tikharoubine et Larbatache.

Tableau (IV-21) : Dimensionnement du réservoir Tikharoubine :

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	1,2		2,96	13,04
4-5	4,16	3,5		0,66	13,7
5-6	4,16	3,5		0,66	14,36
6-7	4,16	4,5	-0,34		14,02
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,98
8-9	4,17	8,8	-4,63		3,35
9-10	4,17	6,5	-2,33		1,02
10-11	4,17	4,1		0,07	1,09
11-12	4,17	4,1		0,07	1,16
12-13	4,17	3,5		0,67	1,83
13-14	4,17	3,5		0,67	2,5
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,97
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,06
16-17	4,17	10,4	-6,23		-6,29
17-18	4,17	9,4	-5,23		-11,52
18-19	4,17	7,3	-3,13		-14,65
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,08
20-21	4,17	1,6		2,57	-9,51
21-22	4,17	1		3,17	-6,34
22-23	4,17	0,6		3,57	-2,77
23-24	4,17	0,6		3,57	0,8

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$P\% = |14,36| + |-14,65| = \mathbf{29,01\%}$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max j} / 100 = 29,01 * 260,09 / 100 = \mathbf{75,45\ m^3}$$

$$V_T = 75,47 + 120 = \mathbf{195,45\ m^3}$$

Donc on va prendre un réservoir standard de **200 m³**, la capacité du réservoir existant et de **200 m³**, donc c'est suffisant.

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend $H=4$ m. D'où : $D_{200}=7,98$ m

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

Donc $H_{inc200}=2,4$ m.

🚩 Voici les tableaux récapitulatifs qui regroupent les résultats de chaque chaîne :

Tableau (IV-22) : Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} chaîne VSA :

Réservoirs	Capacité du réservoir existant (m ³)	Capacité du réservoir projeté (m ³)
R1	200	100
R2	50	150
R3	300	200
R4	100	50
R5	50	100

Tableau (IV-23) : Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} chaine Akarkar :

Réservoirs	Capacité du réservoir existant (m ³)	Capacité du réservoir projeté (m ³)
R1	100	100
R2	100	100
R3	300	50
R4	50	100
R5	150	50
R6	50	100
R7	100	100
R8	50	150
R9	50	150

Tableau (IV-24) : Récapitulatif des résultats de la 3^{ème} chaine Tiklat :

Réservoirs	Capacité du réservoir existant (m ³)	Capacité du réservoir projeté (m ³)
R1	200	Suffisant
R2	150	Suffisant
R3	200	Suffisant
RT1	250	100
RT2	50	100
R4	50	150
R5	200	Suffisant

IV-13-Conclusion :

Les capacités déterminées sont supérieures aux capacités des réservoirs existants, ce qui nous amène à projeter des réservoirs jumelés à ceux existants.

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites dans le chapitre qui suit.

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 jusqu'au réservoir. En fonction du relief de la zone, on distingue deux types d'adduction, à savoir [3] :

➤ ***Adduction par refoulement :***

Le système d'adduction par refoulement emploie un système de pompage pour créer une pression dans le réseau. Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

➤ ***Adduction gravitaire :***

Le système d'adduction gravitaire ne fait intervenir qu'un seul travail qui est la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.

V-2- Choix du tracé de l'adduction :

Le choix du tracé se fait en tenant compte des paramètres technico-économiques [10], donc il faut respecter certaines règles suivantes notamment:

- ✓ Choisir le tracé le plus court pour réduire le coût de réalisation des conduites.
- ✓ Chercher un profil en long régulier (pentes) et éviter les contres pentes.
- ✓ Éviter les forêts et les zones marécageuses.
- ✓ Éviter la traversée des obstacles tel que les routes et les voies ferrées, car cela nécessite la construction d'ouvrages spéciaux.

V-3- Choix du type des conduites :

Le choix du type des conduites à utiliser repose sur certains critères qu'on doit respecter qui sont :

- ✓ Le diamètre économique.
- ✓ La pression de l'eau.
- ✓ La nature de l'eau.
- ✓ La disponibilité sur le marché.

Il existe des différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

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

- Dans le cas des conduites d'adduction par refoulement, on a opté à des conduites en **fonte ductile** vu les avantages qu'elle représente [9].

- **Les Avantages :**

- ✓ Résiste à des pressions très élevées et à la traction.
- ✓ Flexibilité et résistance à la corrosion et aux chocs.
- ✓ Permet d'éviter d'avoir recours aux pièces spéciales telles que les coudes.
- ✓ Haute limite élastique et allongement important.

- Dans le cas d'adduction gravitaire on a opté pour des conduites en **PEHD**, vu les avantages qu'elle présente [11].

- **Les Avantages :**

- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- ✓ Fiables au niveau des branchements (pas de fuites).
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C).
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- ✓ Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage.

V-4- Profil en long d'une adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain.

V-5- Schéma d'adduction :

Il est représenté dans la figure suivante :

Figure V.1 : Schéma d'adduction :

V-6-Etude technico-économiques des conduites :

Si on adopte un grand diamètre, le prix de la canalisation sera élevé et les pertes de charges diminuent, ce qui nous permet d'économiser sur le prix de la pompe à utiliser et aussi sur le prix de l'énergie nécessaire au pompage.

Par contre, si on adopte un petit diamètre, on fait augmenter les pertes de charges, ce qui engendre plus de dépenses sur l'énergie de pompage.

Donc, on a tout intérêt à choisir un diamètre **D** appelé "diamètre économique" qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation [10].

Cependant la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre **0,5** et **1,5 m/s**.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des conduites sont :

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

V-6-1- Calcul du diamètre économique :

Le diamètre économique se calcul à partir des deux formules suivantes [5] :

- *Formule de BONNIN :*

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (V-1)$$

- *Formule de BRESS :*

$$D_2 = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (V-2)$$

Q : le débit transité dans la conduite (m³/s).

La valeur du diamètre économique sera comprise entre D_1 et D_2 , le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5** et **1,5 m/s**.

V-6-2- Calcul de la vitesse :

La vitesse d'écoulement se calcul à partir de la formule suivante [5] :

$$V = 4Q / \pi * D^2 \quad (V-3)$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Q : Débit dans la conduite (m³/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

V-6-3- Calculs des pertes de charges :

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On distingue :

- ✓ Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées d'abaques. Elles sont exprimées en m/m et varient avec le débit qui transite dans l'adduction.
- ✓ Les pertes de charge singulières correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne, etc. Elles sont généralement données par le constructeur, et exprimées en m.

a) Les pertes de charge linéaire [5] :

Données par la formule :

$$H_L = J * L \quad (V-4)$$

Telle que

$$J = \lambda * V^2 / 2g * D \quad (V-5)$$

J : perte de charge linéaire (m/ml).

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

L : longueur de la conduite (m).

λ : coefficient de **Darcy**, calculé par la formule de **Coolbrook**.

V : la vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

✚ Calcule de (λ) :

En régime transitoire qui est souvent le cas dans les conduites d'adduction, λ est donné par la formule suivante (Annexe (2)) [5]:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2\log [(K/3,75 * D) + (2,51/Re * \sqrt{\lambda})] \quad (V-6)$$

K = rugosité absolue (m).

D > 200, K = 0,02 mm.

D < 200, K = 0,01mm, pour les conduites en PEHD.

K= 2 mm pour les conduites en fonte ductile.

Re : Nombre de Reynolds (sans dimension), donné par la formule de coolbrook :

$$\mathbf{Re = V*D/\nu} \quad (\text{V-7})$$

Avec :

ν : viscosité cinématique de l'eau (10^{-6} m²/s.)

V : la vitesse d'écoulement (m/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

b) Pertes de charges singulières H_s [5] :

Elles sont estimées à 15% des pertes charges linéaires.

$$\mathbf{H_s = 0,15*H_L} \quad (\text{V-8})$$

Avec :

H_s : Perte de charge singulière (m).

H_L : Perte de charge linéaires (m).

c) Les pertes de charge totale [5] :

$$H_t = H_s + H_L$$

$$H_t = 0,15*H_L + H_L$$

$$\mathbf{H_t = 1,15*H_L} \quad (\text{V-9})$$

V-6-4- Calculs de la hauteur manométrique totale d'élévation H_{mt} [5]:

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + H_t} \quad (\text{V-10})$$

Avec :

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

H_g : hauteur géométrique (m).

H_t : pertes de charges totales (m).

V-6-5- Puissance absorbée par la pompe :

Elle est exprimée par la formule suivante [11] :

$$\mathbf{P = g*Q*H_{mt} / \eta ; [Kw]} \quad (\text{V-11})$$

Où :

Q: débit transité (m³/s).

η: rendement de la pompe.

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

V-6-6- Energies annuelles consommées par la pompe :

Elle est donnée par la relation suivante [11] :

$$E = P \cdot T \cdot 365 \quad (V-12)$$

Avec :

E : énergie consommé par la pompe (Kw.h).

T : nombre d'heures de pompage (T = 20 h).

P : puissance absorbée par la pompe (kw).

V-6-7- Frais d'exploitation :

Le frais d'exploitation se calcul comme suit [11] :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ [DA]} \quad (V-13)$$

Où :

e: Prix pour un Kw.h (e = 4,67 DA/Kw h) .

E: énergie annuelle consommée (Kw.h).

V-6-8- Frais d'amortissement :

Le frais d'amortissement se calcul par la formule suivante [11] :

$$F_{\text{am}} = P_u \cdot L \cdot A \text{ [DA]}. \quad (V-14)$$

Avec :

P_u : prix unitaire de la conduite (DA/ml).

L : longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

$$A = [i / ((i+1)^n - 1)] + i \quad [11] \quad (V-15)$$

$$A = (0,08 / ((0,08+1)^{25} - 1)) + 0,08.$$

$$A = 0,0936 = 9,36\%$$

$$A = \mathbf{0,0936}.$$

Avec :

n : nombre d'année d'amortissement la conduite (n=25 ans).

i : taux d'annuité ou d'actualisation (8%).

V-6-9- Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante [11] :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{amort}} \quad (\text{V-16})$$

Avec :

B_L : bilan (DA).

F_{exp} : frais d'exploitation (DA).

F_{amort} : frais d'amortissement (DA).

V-7- Prix des conduites :

Le prix des conduites par mètre linéaire est représenté dans les tableaux suivants:

Tableau N° V.1 : Prix de revient des conduites en fonte ductile (PN25) [6] :

Diamètre intérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Prix d'achat (DA/ml)
80	4,8	1763
100	4,8	1871
125	4,8	2260
150	5,0	2433
200	5,4	3407
250	5,8	4607
300	6,2	5613
350	-	7430
400	-	8317
500	-	11626
600	-	15465
700	-	19824
800	-	25837
900	-	33202
1000	-	39475

Tableau N° V.2 : Prix de revient des conduites en PEHD (PN10) [7]:

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Prix d'achat (DA/ml)
20	2,0	30,78
25	2,0	39,60
32	2,4	61,54
40	3,0	96,33
50	3,7	147,17
63	4,7	232,79
75	5,6	329,13
90	5,4	392,50
110	6,6	579,62
125	7,4	738,42
160	9,5	1209,38
200	11,9	1892,38
250	14,8	2937,81
315	18,7	4684,62
400	23,7	7516,57
500	29,7	11724,79
630	37,4	17729,58

Tableau N°V.3 : Prix de revient des conduites (PN16) [7]:

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix d'achat (DA/ml)
20	2,3	34,64
25	3,0	56,20
32	3,6	88,30
40	4,5	136,47
50	5,6	211,40
63	7,1	337,16
75	8,4	473,63
90	8,2	571,69
110	10,0	844,30
125	11,4	1093,08
160	14,6	1786,51
200	18,2	2805,48
250	22,7	4340,56
315	28,6	6881,37
400	36,3	11116,05
500	45,4	17335,76

V-8- Equipements de l'adduction [2] :**V-8-1- Vannes d'isolement et de décharge :**

On utilise des robinets vannes pour isoler une conduite d'amenée, en particulier pour une éventuelle réparation, et des robinets, placés aux points bas, pour la vidange.

V-8-2- Ventouses :

Lorsque la conduite présente des points hauts, il faut pouvoir éliminer l'air présent lors du remplissage, et éventuellement entraîné par l'eau. On dispose alors aux points hauts des ventouses à boule flottante qui évacuent l'air et bouchent leur orifice dès que tout l'air est éliminé.

V-8-3- Clapets :

Les clapets évitent le retour de l'eau vers l'amont (en particulier lors de l'arrêt des pompes). Sur les conduites d'adduction, on utilise des clapets à battant.

V-9- Calcul des diamètres économique pour les différents tronçons :**V-9-1- Dimensionnement de la chaîne d'adduction N°01 (VSA) :****a) Tronçon F1-R1 :**

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0335 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 40,15 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1000 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,183 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,274 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 200, 250, 300 mm avec une pression nominale de **25 bars (PN25)**.

➤ Calcul de la Hmt :

Tableau N° V.4 : calcul de Hmt (F1-R1) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,200	1,07	214000	0,0100	0,0381536	0,0110661	11,07	12,73	52,88
0,250	0,68	170000	0,008	0,0355768	0,0033809	3,38	3,89	44,04
0,300	0,47	141000	0,0067	0,0337206	0,0012880	1,29	1,48	41,63

➤ **Calcul des frais d'exploitations :***Tableau N°V.5 : calcul des frais d'exploitations (F1-R1) :*

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,200	24,8247383	217464,707	1015560,18
0,250	20,6752722	181115,385	845808,848
0,300	19,5449954	171214,16	799570,125

➤ **Calcul des frais d'amortissement :***Tableau N°V.6 : Calcul des frais d'amortissement (F1-R1) :*

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,200	3407	1000	320258
0,250	4607	1000	433058
0,300	5613	1000	527622

➤ **Calcul du bilan :***Tableau N°V.7 : Calcul du bilan (F1-R1) :*

Φ en [mm]	200	250	300
F amrts,(Da)	320258	433058	527622
Frais exp,(Da)	1015560,18	845808,848	799570,125
Bilan (Da)	1335818,18	1278866,85	1327192,13

Le diamètre le plus économique est **250 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,68 m/s et une Hmt de 44,04 m.

b) Tronçon R1-R2 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0253 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 155,99 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1065 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,159 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,239 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm avec une pression nominale de **25 bars** (PN25).

➤ Calcul de la Hmt :

Tableau N°V.8 : calcul de Hmt (R1-R2) :

D (m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T	Hmt
0,150	1,43	214500	0,0133	0,0420739	0,0293305	31,24	35,92	191,91
0,200	0,81	162000	0,0100	0,0382447	0,0063266	6,74	7,75	163,74
0,250	0,52	130000	0,0080	0,0357072	0,0019354	2,06	2,37	158,36

➤ Calcul des frais d'exploitations :

Tableau N°V.9 : calcul des frais d'exploitations (R1-R2) :

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (Da)
0,150	68,0447654	496726,787	2319714,1
0,200	58,0553593	423804,123	1979165,25
0,250	56,1484833	409883,928	1914157,94

➤ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau N°V.10 : Calcul des frais d'amortissement (R1-R2) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	1065	243567,63
0,200	3407	1065	341074,77
0,250	4607	1065	461206,77

➤ Calcul du bilan :

Tableau N°V.11 : Calcul du bilan (R1-R2) :

Φ en [mm]	150	200	250
F amrts,(Da)	243567,63	341074,77	461206,77
Frais exp,(Da)	2319714,1	1979165,25	1914157,944
Bilan (Da)	2563281,73	2320240,023	2375364,714

Le diamètre le plus économique est **200 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,81 m/s et une Hmt de 163,74 m.

c) Tronçon R2-R3 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0224 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 165,62 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1085 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,150 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,224 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm avec une pression nominale de **25 bars (PN25)**.

➤ **Calcul de la Hmt :***Tableau N°V.12 : calcul de Hmt (R2-R3) :*

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,150	1,268	190233,55	0,0133	0,0421041	0,0230105	24,966	28,711	194,33
0,200	0,713	142675,16	0,010	0,0382927	0,0049662	5,388	6,197	171,82
0,250	0,457	114140,13	0,008	0,0357758	0,0015204	1,650	1,897	167,52

➤ **Calcul des frais d'exploitations :***Tableau N°V.13 : calcul des frais d'exploitations (R2-R3) :*

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,150	61,0044838	445332,732	2079703,86
0,200	53,9366562	393737,59	1838754,55
0,250	52,5869458	383884,704	1792741,57

➤ **Calcul des frais d'amortissement :***Tableau N°V.14 : Calcul des frais d'amortissement (R2-R3) :*

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	1085	248141,67
0,200	3407	1085	347479,93
0,250	4607	1085	469867,93

➤ Calcul du bilan :

Tableau N°V.15 : Calcul du bilan (R2-R3) :

Φ en [mm]	150	200	250
F amrts,(Da)	248141,67	347479,93	469867,93
Frais exp,(Da)	2079703,86	1838754,55	1792741,57
Bilan (Da)	2327845,53	2186234,48	2262609,5

Le diamètre le plus économique est **200 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,713 m/s et une Hmt de 171,82 m.

d) Tronçon R3-R4 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,00253 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 96,29 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 605 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,050 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,075 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 80, 100, 125 mm avec une pression nominale de **25 bars** (PN25).

➤ Calcul de la Hmt :

Tableau N°V.16 : calcul de Hmt (R3-R4) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,080	0,50	40000	0,0250	0,0538592	0,0087020	5,26	6,05	102,34
0,100	0,32	32000	0,0200	0,0497759	0,0026355	1,59	1,83	98,12
0,125	0,21	26250	0,0160	0,0463693	0,0008039	0,49	0,56	96,85

➤ Calcul des frais d'exploitations :

Tableau N°V.17 : calcul des frais d'exploitations (R3-R4) :

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,080	3,62873828	26489,7895	123707,317
0,100	3,47908531	25397,3228	118605,497
0,125	3,4339034	25067,4948	117065,201

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Tableau N°V.18 : Calcul des frais d'amortissement (R3-R4) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,080	1763	605	100261,81
0,100	1871	605	106403,77
0,125	2260	605	128526,2

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N°V.19 : Calcul du bilan (R3-R4) :

Φ en [mm]	80	100	125
F amrts,(Da)	100261,81	106403,77	128526,2
Frais exp,(Da)	123707,317	118605,497	117065,2007
Bilan (Da)	223969,127	225009,2674	245591,4007

Le diamètre le plus économique est **80 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,50 m/s et une Hmt de 102,34 m.

e) **Tronçon R4-R5 :**

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 71,64 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 400 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,036 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,054 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 40, 50, 63 mm avec une pression nominale de **10 bars** (PN10). En PEHD.

➤ **Calcul de la Hmt :**

Tableau N°V.20 : calcul de Hmt (R4-R5) :

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$D_{\text{int}}(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	ξ/D	λ	$J(\text{m/ml})$	H_L	H_T	Hmt
0,040	0,037	1,209	44758,13	0,027	0,0554362	0,1117462	44,69	51,40	123,04
0,050	0,0463	0,773	35767,84	0,022	0,0510761	0,0335553	13,42	15,43	87,08
0,063	0,0583	0,487	28405,68	0,017	0,0473219	0,0098213	3,929	4,518	76,16

➤ Calcul des frais d'exploitations :

Tableau N°V.21 : calcul des frais d'exploitations (R4-R5) :

D_{ext}(m)	D_{int}(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,040	0,037	2,24167253	16364,2094	76420,8581
0,050	0,0463	1,58639	11580,647	54081,6217
0,063	0,0583	1,38748607	10128,6483	47300,7875

➤ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau N°V.22 : Calcul des frais d'amortissement (R4-R5) :

D_{ext}(m)	D_{int}(m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,040	0,037	96,33	400	3622,008
0,050	0,0463	147,17	400	5533,592
0,063	0,0583	232,79	400	8752,904

➤ Calcul du bilan :

Tableau N°V.23 : Calcul du bilan (R4-R5) :

Φ en [mm]	40	50	63
F amrts,(Da)	3622,008	5533,592	8752,904
Frais exp,(Da)	76420,8581	54081,6217	47300,7875
Bilan (Da)	80042,8661	59615,2137	56053,6915

Le diamètre le plus économique est **50 mm** (PN10) avec une vitesse acceptable de 0,773 m/s et une Hmt de 87,08 m.

V-9-2- Dimensionnement de la chaîne d'adduction N°02 (Akarkar) :**a) Tronçon F2-R1 :**

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = C_{tp} \text{ SR1} - (C_{tn} \text{ F1} - N_d) = 290,29 - (156,93 - 1) = 132,36 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1520 \text{ m}$.

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,145 \text{ m}$.
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,218 \text{ m}$.

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200 et 250 mm avec une pression nominale de **25 bars** (PN25).

➤ Calcul de Hmt :

Tableau N° V.24 : calcul de Hmt (F2-R1) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T	Hmt
0,150	1,19	178500	0,0133	0,0421216	0,0202317	30,75	35,37	167,73
0,200	0,67	134000	0,0100	0,0383205	0,0043668	6,64	7,63	139,99
0,250	0,43	107500	0,0080	0,0358155	0,0013375	2,03	2,34	134,70

➤ Calcul des frais d'exploitations :

Tableau N° V.25 : calcul des frais d'exploitations (F2-R1) :

D (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	F _{exp} (Da)
0,150	49,36147	432409,902	2019354,24
0,200	41,1999844	360917,262	1685483,61
0,250	39,6416237	347261,542	1621711,4

➤ Calcul des frais d'amortissements :

Tableau N° V.26 : Calcul des frais d'amortissements (F2-R1) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	1520	347627,04
0,200	3407	1520	486792,16
0,250	4607	1520	658248,16

➤ Calcul du bilan :

Tableau N° V.27 : Calcul du bilan (F2-R1) :

Φ en [mm]	150	200	250
Frais amort (Da)	347627,04	486792,16	658248,16
Frais exp (Da)	2019354,24	1685483,61	1621711,4
Bilan (Da)	2366981,28	2172275,77	2279959,56

Le diamètre le plus économique est **200 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,67 m/s et une Hmt de 139,99 m.

b) Tronçon R1-R2 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 150,57\text{m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1084 \text{ m}$.

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,141$ m.
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,212$ m.

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200 et 250 mm avec une pression nominale de **25 bars (PN25)**.

➤ **Calcul de Hmt :**

Tableau N° V.28 : calcul de Hmt (R1-R2) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,150	1,1323	169851,38	0,0133	0,0421356	0,0183575	19,900	22,885	173,45
0,200	0,637	127388,54	0,010	0,0383427	0,0039642	4,297	4,942	155,51
0,250	0,408	101910,83	0,008	0,0358471	0,0012144	1,316	1,514	152,08

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Tableau N° V.29 : calcul des frais d'exploitations (R1-R2) :

D (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	Fexp (Da)
0,150	48,6168206	354902,79	1657396,03
0,200	43,5877257	318190,398	1485949,16
0,250	42,6269504	311176,738	1453195,37

➤ **Calcul des frais d'amortissements :**

Tableau N°V.30 : Calcul des frais d'amortissements (R1-R2) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	1084	247912,968
0,200	3407	1084	347159,672
0,250	4607	1084	469434,872

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N° V.31 : Calcul du bilan (R1-R2) :

Φ en [mm]	150	200	250
Frais amort (Da)	247912,968	347159,672	469434,872
Frais exp (Da)	1657396,03	1485949,16	1453195,37
Bilan (Da)	1905309	1833108,83	1922630,24

Le diamètre le plus économique est **200 mm (PN25)** avec une vitesse acceptable de 0,637 m/s et une Hmt de 155,51 m.

c) **Tronçon R2-R3 :**

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,018\text{m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 148,04\text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L=605\text{ m}$.

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,134\text{ m}$.
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,201\text{ m}$.

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200 et 250 mm avec une pression nominale de **25 bars (PN25)**.

➤ **Calcul de Hmt :**

Tableau N° V.32 : calcul de Hmt (R2-R3) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,150	1,02	153000	0,0133	0,0421682	0,0148782	9,00	10,35	158,39
0,200	0,57	114000	0,0100	0,0383945	0,0032150	1,95	2,24	150,28
0,250	0,37	92500	0,0080	0,0359208	0,0009854	0,60	0,69	148,73

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Tableau N° V.33 : calcul des frais d'exploitations (R2-R3) :

D (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	Fexp (Da)
0,150	39,9559026	291678,089	1362136,68
0,200	37,9084634	276731,783	1292337,42
0,250	37,5171487	273875,185	1278997,11

➤ **Calcul des frais d'amortissements :**

Tableau N°V.34 : Calcul des frais d'amortissements (R2-R3) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	605	138364,71
0,200	3407	605	193756,09
0,250	4607	605	262000,09

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N° V.35 : Calcul du bilan (R2-R3) :

Φ en [mm]	150	200	250
Frais amort (Da)	138364,71	193756,09	262000,09
Frais exp (Da)	1362136,68	1292337,42	1278997,11
Bilan (Da)	1500501,39	1486093,51	1540997,2

Le diamètre le plus économique est **200 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,57 m/s et une Hmt de 150,28 m.

d) Tronçon R3-RT1:

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0091 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 111,87 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 430 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,095 \text{ m}$.
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,143 \text{ m}$.

D'où les diamètres normalisés sont : 125, 150 et 200 mm avec une pression nominale de **25 bars** (PN25).

➤ **Calcul de Hmt :**

Tableau N° V.36 : calcul de Hmt (R3-RT1) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,125	0,7419	92738,85	0,0160	0,0451688	0,0101375	4,359	5,013	116,88
0,150	0,515	77282,38	0,013	0,0424845	0,0038319	1,648	1,895	113,76
0,200	0,290	57961,78	0,010	0,0388920	0,0008324	0,358	0,412	112,28

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Tableau N° V.37 : calcul des frais d'exploitations (R3-RT1) :

D (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	F_{exp} (Da)
0,125	14,9060907	108814,462	508163,5366
0,150	14,5084368	105911,589	494607,1191
0,200	14,319278	104530,729	488158,5057

➤ **Calcul des frais d'amortissements :**

Tableau N°V.38 : Calcul des frais d'amortissements (R3-RT1) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,125	2260	430	91349,2
0,150	2433	430	98341,86
0,200	3407	430	137710,94

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N° V.39 : Calcul du bilan (R3-RT1) :

Φ en [mm]	125	150	200
Frais amort(Da)	91349,2	98341,86	137710,94
Frais exp (Da)	508163,537	494607,119	488158,506
Bilan (Da)	599512,737	592948,979	625869,446

Le diamètre le plus économique est **150 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,515 m/s et une Hmt de 113,76 m.

Remarque : Ce tronçon R3 de la deuxième chaîne (Akarkar) et RT1 de la troisième chaîne (Tiklat) fonctionne qu'en cas de panne de cette dernière.

e) **Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire :**

1) **Tronçon R3-R4:**

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0012 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 46,73 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 141,5 \text{ m}$.

On fixe les vitesses maximale et minimale à 1,5 m/s et 0,5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont : **D=0,031m** et **D=0,055 m**.

Alors, les diamètres normalisés sont : 40, 50 et 63 mm avec une pression de **10 bars**

(PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.40 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R3-R4) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T
0,040	0,037	1,12	41440	0,0270	0,0554955	0,0953082	13,49	15,51
0,050	0,0463	0,71	32873	0,0216	0,0511597	0,0286385	4,05	4,66
0,063	0,0583	0,45	26235	0,0172	0,0474401	0,0083967	1,19	1,36

On optera pour un diamètre de **50 mm**, car $H_T = 4,66 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 46,73 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,71 m/s**.

2) Tronçon R3-Point (P_b) :

On déterminera les pertes de charge totales le long de ce tronçon pour enfin déterminer la cote piézométrique au point P_b.

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0106 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 85,14 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 370 \text{ m}$.

Les diamètres maximum et minimum sont : **0,0948 m** et **0,164 m**.

Les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160 mm avec une pression nominale de **10 bars**

(PN 10). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.41 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R3-P_b) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T
0,110	0,1034	1,26	130284	0,0097	0,0379169	0,0298129	11,031	12,685
0,125	0,1176	0,99	116424	0,0085	0,0364584	0,0150638	5,574	6,410
0,160	0,1505	0,6	90300	0,0066	0,0340009	0,0040924	1,514	1,741

On optera pour un diamètre de **110 mm**, car $H_T = 12,685 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 85,14 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,26 m/s**.

Donc, la cote piézométrique au point de burification est :

$$C_p (P_b) = CP (SR3) - H_t = 588,19 - 12,685 = \mathbf{575,5 \text{ m}}$$

3) Tronçon Point (P_b) –R5:

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0038 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = C_p (P_b) - CTP (R2) = 575,5 - 529,06 = 46,44 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1175 \text{ m}$.

Les diamètres maximum et minimum, qui sont : **D=0,056 m** et **D=0,098 m**.

Alors, les diamètres normalisés sont : 75, 90 et 110 mm avec une pression de **10 bars**

(PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.42 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon ($P_b - R5$) :

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$D_{\text{int}}(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	ξ/D	λ	$J(\text{m/ml})$	H_L	H_T
0,075	0,0694	1,0051	69751,65	0,0144	0,0436973	0,0324180	38,091	43,805
0,090	0,0846	0,676	57219,44	0,012	0,0410378	0,0113100	13,289	15,283
0,110	0,1034	0,453	46815,90	0,010	0,0387280	0,0039134	4,598	5,288

On optera pour un diamètre de **90 mm**, car $H_T = 15,283 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 46,44 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,676 m/s**.

4) Tronçon R5-R6 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 73,16 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 660 \text{ m}$.

Les diamètres maximum et minimum sont : **0,0291 m** et **0,050 m**.

Les diamètres normalisés sont : 40, 50 et 63 mm avec une pression nominale de **10 bars** (PN10). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.43 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R5-R6) :

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$D_{\text{int}}(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	ξ/D	λ	$J(\text{m/ml})$	H_L	H_T
0,040	0,037	0,9305	34429,33	0,0270	0,0556493	0,0663763	43,808	50,380
0,050	0,0463	0,594	27513,72	0,022	0,0513759	0,0199718	13,181	15,159
0,063	0,0583	0,375	21850,52	0,017	0,0477447	0,0058633	3,870	4,450

On optera pour un diamètre de **50 mm**, car $H_T = 15,159 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 73,16 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,594 m/s**.

5) Tronçon Point (P_b) - R7 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0068 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = \text{CP}(P) - \text{CTP}(R4) = 581,56 - 509,18 = 72,38 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1500 \text{ m}$.

Les diamètres maximum et minimum, qui sont : **D=0,076 m** et **D=0,131 m**.

Alors, les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160 mm avec une pression de **10 bars** (PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.44 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon ($P_b - R7$) :

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$V(m/s)$	Re	ξ/D	λ	$J(m/ml)$	H_L	H_T
0,110	0,1034	0,8102	83775,83	0,0097	0,0381747	0,0123524	18,529	21,308
0,125	0,1176	0,626	73660,04	0,009	0,0367740	0,0062529	9,379	10,786
0,160	0,1505	0,382	57557,61	0,007	0,0344622	0,0017070	2,561	2,945

On optera pour un diamètre de **110 mm**, car $H_T = 21,308 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 72,38 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,81 m/s**.

6) Tronçon R7-R8 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0054 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 71,28 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 615 \text{ m}$.

Les diamètres maximum et minimum sont : **0,067 m** et **0,117 m**.

Les diamètres normalisés sont : 90, 110 et 125 mm avec une pression nominale de **10 bars** (PN10). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.45 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R7-R8) :

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$V(m/s)$	Re	ξ/D	λ	$J(m/ml)$	H_L	H_T
0,090	0,0846	0,9611	81311,83	0,0118	0,0407664	0,0226882	13,953	16,046
0,110	0,1034	0,643	66527,86	0,010	0,0383585	0,0078272	4,814	5,536
0,125	0,1176	0,497	58494,74	0,009	0,0369981	0,0039673	2,440	2,806

On optera pour un diamètre de **90 mm**, car $H_T = 16,046 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 71,28 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,9611 m/s**.

7) Tronçon R8-R9:

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0023 \text{ m}^3 / \text{s}$.
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 59,42 \text{ m}$.
- ✓ Longueur du tronçon $L = 943 \text{ m}$.

Les diamètres maximum et minimum, qui sont : **D=0,044 m** et **D=0,076 m**.

Alors, les diamètres normalisés sont : 63, 75 et 90 mm avec une pression de **10 bars**

(PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.46 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R8 –R9) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T
0,063	0,0583	0,8620	50256,20	0,0172	0,0466946	0,0303348	28,606	32,897
0,075	0,0694	0,608	42218,10	0,014	0,0441284	0,0119933	11,310	13,006
0,090	0,0846	0,409	34632,82	0,012	0,0416209	0,0042022	3,963	4,557

On optera pour un diamètre de **63 mm**, car **H_T = 32,897 m** est inférieure à **H_g = 59,42 m**, avec une vitesse acceptable de **0,862 m/s**.

Pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre (63mm), on utilise une vanne de type papillon.

- Calcul des pertes de charges dans la vanne J_v :

$$J_v = H_g - H_T \quad (V-17)$$

$$J_v = 59,42 - 32,897 = 26,523 \text{ m.}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ:

$$\xi = J_v \times \frac{2g}{V^2} \quad (V-18)$$

$$\xi = 26,523 \times \frac{2 \times 9,81}{(0,862)^2} = 700,33$$

- Calcul l'angle d'ouverture de la vanne θ:

Le type de la vanne à papillon, donc l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque (Annexe(3)) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Alors, pour ξ=700,33, l'angle d'ouverture de la vanne (θ) sera de **69,19°**.

V-9-3- Dimensionnement de la chaîne d'adduction N°03 (Tiklat) :

a) Tronçon F3-R1 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0216 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 211,67 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 3050 \text{ m}$.

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,146$ m
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,220$ m

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm avec une pression nominale de **25 bars (PN25)**.

➤ **Calcul de Hmt :**

Tableau N°V.47 : calcul de Hmt (F3-R1) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,150	1,22	183000	0,0133	0,0421138	0,0213992	65,27	75,06	286,73
0,200	0,69	138000	0,0100	0,0383081	0,0046187	14,09	16,20	227,87
0,250	0,44	110000	0,0080	0,0357978	0,0014143	4,31	4,96	216,63

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Tableau N°V.48 : calcul des frais d'exploitations (F3-R1) :

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,150	86,7970097	760341,805	3550796,229
0,200	68,9792522	604258,249	2821886,025
0,250	65,5762479	574447,932	2682671,842

Calcul des frais d'amortissement :

Tableau N°V.49 : Calcul des frais d'amortissement (F3-R1) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	3050	697541,1
0,200	3407	3050	976786,9
0,250	4607	3050	1320826,9

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N°V.50 : Calcul du bilan (F3-R1) :

Φ en [mm]	150	200	250
F amrts,(Da)	697541,1	976786,9	1320826,9
Frais exp,(Da)	3550796,23	2821886,02	2682671,84
Bilan (Da)	4248337,33	3798672,92	4003498,74

Le diamètre le plus économique est **200 mm (PN25)** avec une vitesse acceptable de 0,69 m/s et une Hmt de 227,87 m.

b) Tronçon R1-R2 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0193 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 104,91 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 2405 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,138 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,208 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm avec une pression nominale de **25 bars (PN25)**.

➤ **Calcul de Hmt :***Tableau N°V.51 : calcul de Hmt (R1-R2) :*

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,150	1,09	163500	0,0133	0,0421462	0,0170968	41,12	47,29	152,20
0,200	0,61	122000	0,0100	0,0383596	0,0036932	8,88	10,21	115,12
0,250	0,39	97500	0,0080	0,0358712	0,0011316	2,72	3,13	108,04

➤ **Calcul des frais d'exploitations :***Tableau N°V.52 : calcul des frais d'exploitations (R1-R2) :*

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,150	41,1670681	300519,597	1403426,519
0,200	31,1383609	227310,034	1061537,861
0,250	29,2221786	213321,904	996213,29

➤ **Calcul des frais d'amortissement :***Tableau N°V.53 : Calcul des frais d'amortissement (R1-R2) :*

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	2405	550028,31
0,200	3407	2405	770220,49
0,250	4607	2405	1041504,49

➤ Calcul du bilan :

Tableau N°V.54 : Calcul du bilan (R1-R2) :

Φ en [mm]	150	200	250
F amrts (Da)	550028,31	770220,49	1041504,49
Frais exp (Da)	1403426,52	1061537,86	996213,29
Bilan (Da)	1953454,83	1831758,35	2037717,78

Le diamètre le plus économique est **200 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,61 m/s et une Hmt de 115,12 m.

c) Tronçon R2-R3

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 84,02 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1341 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,134 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,201 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm avec une pression nominale de **25 bars** (PN25).

➤ Calcul de Hmt :

Tableau N°V.55 : calcul de Hmt (R2-R3) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T	Hmt
0,150	1,0191	152866,24	0,0133	0,0421682	0,0148811	19,956	22,949	106,97
0,200	0,573	114649,68	0,010	0,0383945	0,0032153	4,312	4,959	88,98
0,250	0,367	91719,75	0,008	0,0359208	0,0009857	1,322	1,520	85,54

➤ Calcul des frais d'exploitations :

Tableau N°V.56: calcul des frais d'exploitations (R2-R3) :

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,150	26,9836761	196980,835	919900,5009
0,200	22,4454678	163851,915	765188,4411
0,250	21,5781074	157520,184	735619,2585

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Tableau N°V.57 : Calcul des frais d'amortissement (R2-R3) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	1341	306689,382
0,200	3407	1341	429465,978
0,250	4607	1341	580730,778

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N°V.58 : Calcul du bilan (R2-R3) :

Φ en [mm]	150	200	250
F amrts,(Da)	306689,382	429465,978	580730,778
Frais exp,(Da)	919900,501	765188,441	735619,259
Bilan (Da)	1226589,88	1194654,42	1316350,04

Le diamètre le plus économique est **200 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,573 m/s et une Hmt de 88,98 m.

d) Tronçon R3-RT1:

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 157,97 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 620 \text{ m}$

D'après :

- ✓ Bonnin : $D_{N1} = 0,125 \text{ m}$
- ✓ Bress : $D_{N2} = 0,190 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm avec une pression nominale de **25 bars** (PN25).

➤ **Calcul de Hmt :**

Tableau N°V.59 : calcul de Hmt (R3-RT1) :

D(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T	Hmt
0,150	0,91	136500	0,0133	0,0422090	0,0117668	7,30	8,39	166,36
0,200	0,51	102000	0,0100	0,0384589	0,0025442	1,58	1,81	159,78
0,250	0,33	82500	0,0080	0,0360123	0,0007806	0,48	0,56	158,53

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Tableau N°V.60 : calcul des frais d'exploitations (R3-RT1) :

D(m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,150	37,3030008	272311,906	1271696,602
0,200	35,8282329	261546,1	1221420,289
0,250	35,5462215	259487,417	1211806,238

➤ **Calcul des frais d'amortissement :**

Tableau N°V.61 : Calcul des frais d'amortissement (R3-RT1) :

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,150	2433	620	141795,24
0,200	3407	620	198559,96
0,250	4607	620	268495,96

➤ **Calcul du bilan :**

Tableau N°V.62 : Calcul du bilan (R3-RT1) :

Φ en [mm]	150	200	250
F amrts,(Da)	141795,24	198559,96	268495,96
Frais exp,(Da)	1271696,6	1221420,29	1211806,24
Bilan (Da)	1413491,84	1419980,25	1480302,2

Le diamètre le plus économique est **150 mm** (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,91 m/s et une Hmt de 166,36 m.

e) **Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire :**

1) **Tronçon RT1-(R3 chaîne N°02) :**

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0091 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 111,87 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 430 \text{ m}$

Les diamètres maximum et minimum sont : **0,089** et **0,152m**.

Les diamètres normalisés sont : 110,125 et 160 mm avec une pression nominale de **16 bars** (PN16). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.63 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT1 –R3 chaine N°02) :

D_{ext}(m)	D_{int}(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	Λ	J(m/ml)	H_L	H_T
0,110	0,100	1,1592	115923,5	0,010	0,038388	0,026293	11,30	13,00
0,125	0,114	0,898	102045,4	0,009	0,036927	0,013369	5,749	6,611
0,160	0,145	0,548	79727,35	0,007	0,034448	0,003630	1,561	1,795

On optera pour un diamètre de **110 mm**, car **H_T= 13 m** est inférieure à **H_g= 111,87 m**, avec une vitesse acceptable de **1,1592 m/s**.

Remarque : vue le déficit en eau qui existe au niveau de la 2eme chaine, on a relié cette dernière avec la 3eme chaine pour combler ce déficit.

2) Tronçon RT1-RT2:

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,0051 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 19,24 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 1445 \text{ m}$

Les diamètres maximum et minimum, qui sont : **D=0,065 m** et **D=0,113 m**.

Alors, les diamètres normalisés sont : 75, 110 et 125 mm avec une pression de **10 bars**

(PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.64 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT1 –RT2) :

D_{ext}(m)	D_{int}(m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H_L	H_T
0,75	0,0694	1,3489	93614,05	0,0144	0,0435262	0,0581641	84,047	96,654
0,110	0,1034	0,608	62831,87	0,010	0,0384106	0,0069912	10,102	11,618
0,125	0,1176	0,470	55245,03	0,009	0,0370615	0,0035448	5,122	5,891

On optera pour un diamètre de **110 mm**, car **H_T= 11,618 m** est inférieure à **H_g= 19,24 m**, avec une vitesse acceptable de **0,608 m/s**.

Pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre (110mm), on utilise une vanne de type papillon.

- Calcul des pertes de charges dans la vanne J_v : $J_v = 19,24 - 11,618 = 7,622 \text{ m}$
- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ : $\xi = 7,622 \times \frac{2 \times 9,81}{(0,608)^2} = 404,53$
- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ : Pour $\xi = 404,53$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) sera de **64,52°**.

3) Tronçon RT2-R4 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,00147 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 50,72\text{m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 615\text{m}$

Les diamètres maximum et minimum sont : **0,035** et **0,061m**.

Les diamètres normalisés sont : 50, 63 et 75 mm avec une pression nominale de **10 bars** (PN10). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.65 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT2–R4) :

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$D_{\text{int}}(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	ξ/D	λ	$J(\text{m/ml})$	H_L	H_T
0,050	0,0463	0,8735	40445,17	0,0216	0,0509595	0,0428072	26,326	30,275
0,063	0,0583	0,551	32120,27	0,017	0,0471568	0,0125140	7,696	8,851
0,075	0,0694	0,389	26982,87	0,014	0,0447294	0,0049658	3,054	3,512

On optera pour un diamètre de **50 mm**, car $H_T = 30,275 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 50,72 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0,8735 m/s**.

Pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre (50mm), on utilise une vanne de type papillon.

- Calcul des pertes de charges dans la vanne J_v : $J_v = 50,72 - 30,275 = 20,445 \text{ m}$
- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ : $\xi = 20,445 \times \frac{2 \times 9,81}{(0,87)^2} = 525,72$
- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ : Pour $\xi = 525,72$ l'angle d'ouverture de la vanne (θ) sera de **66,44°**.

4) Tronçon RT2-R5 :

Données :

- ✓ Le débit : $Q = 0,00175 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur géométrique $H_g = 31,42 \text{ m}$
- ✓ Longueur du tronçon $L = 770 \text{ m}$

Les diamètres maximum et minimum sont : **0,039** et **0,067m**.

Les diamètres normalisés sont : 50, 63 et 75 mm avec une pression nominale de **10 bars** (PN10). Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.66 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT2–R5) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V(m/s)	Re	ξ/D	λ	J(m/ml)	H _L	H _T
0,050	0,0463	1,0399	48149,01	0,0216	0,0508162	0,0604972	46,583	53,570
0,063	0,0583	0,656	38238,41	0,017	0,0469531	0,0176587	13,597	15,637
0,075	0,0694	0,463	32122,47	0,014	0,0444651	0,0069962	5,387	6,195

On optera pour un diamètre de **63 mm**, car **H_T = 15,637 m** est inférieure à **H_g = 31,42 m**, avec une vitesse acceptable de **0,656 m/s**.

Pour garder le même débit et la même vitesse dans la conduite ainsi que le même diamètre (63mm), on utilise une vanne de type papillon.

- Calcul des pertes de charges dans la vanne J_v : $J_v = 31,42 - 15,637 = 15,783 \text{ m}$
- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ : $\xi = 15,783 \times \frac{2 \times 9,81}{(0,65)^2} = 732,92$
- Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ : Pour ξ = 732,92 l'angle d'ouverture de la vanne (θ) sera de **69,71°**.

✚ Voici les tableaux récapitulatifs qui regroupent les résultats de chaque chaîne :

Tableau N° V.67 : Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} chaîne VSA :

Tronçon	Q (m ³ /j)	L (m)	V (m/s)	H _{mt} (m)	Φ _{eq} (mm)
F1-R1	0,0335	1000	0,68	44,04	250
R1-R2	0,0253	1065	0,81	163,74	200
R2-R3	0,0224	1085	0,71	171,82	200
R3-R4	0,00253	605	0,50	102,34	80
R4-R5	0,0013	400	0,77	87,08	50

Tableau N° V.68 : Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} chaine Akarkar :

Tronçon	Q (m ³ /j)	L (m)	V (m/s)	Hmt (m)	Φ _{eq} (mm)
F2-R1	0,021	1520	0,67	139,99	200
R1-R2	0,02	1084	0,63	155,51	200
R2-R3	0,018	605	0,57	150,28	200
R3-RT1	0,0091	430	0,51	113,76	150
R3-R4	0,0012	141,5	0,71	-	50
R3-P_b	0,0106	370	1,26	-	110
P_b-R5	0,0038	1175	0,67	-	90
R5-R6	0,001	660	0,59	-	50
P_b-R7	0,0068	1500	0,81	-	110
R7-R8	0,0054	615	0,96	-	90
R8-R9	0,0023	943	0,86	-	63

Tableau N° V.69 : Récapitulatif des résultats de la 3^{ème} chaine Tiklat :

Tronçon	Q (m ³ /j)	L (m)	V (m/s)	Hmt (m)	Φ _{eq} (mm)
F3-R1	0,0216	3050	0,69	227,87	200
R1-R2	0,0193	2405	0,61	115,12	200
R2-R3	0,018	1341	0,57	88,98	200
R3-RT1	0,016	620	0,91	166,36	150
RT1-R3 (02)	0,0091	430	1,08	-	110
RT1-RT2	0,0051	1445	0,6	-	110
RT2-R4	0,00147	615	0,87	-	50
RT2-R5	0,00175	770	0,65	-	63

V-10- Conclusion :

Afin d'établir un diamètre économique, nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, l'énergie consommée, ainsi que les frais d'exploitations, le chapitre suivant sera consacré au choix du types de pompes à utiliser dans notre projet.

Chapitre VI

pompes et automatisation

VI.1 Pompes:

Les pompes sont des appareils qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie.

Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide, de l'énergie potentielle par accroissement de la pression en aval soit de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

VI.1.1 Classification des pompes :

On distingue deux catégories de pompes [10] :

➤ *Les pompes volumétriques :*

Le volume de l'eau emprisonné dans le récipient de départ de la pompe est contraint à se déplacer de l'entrée vers la sortie de la pompe par un système mécanique, ce volume prélevé dans la conduite d'aspiration engendre une dépression qui fait avancer le fluide vers la pompe par aspiration. Cet effet confère aux pompes volumétriques d'être auto-amorçante.

Elles sont constituées de pompes alternatives (à piston, à diaphragme, ...) et de pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes, hélicoïdales, péristaltiques ...).

➤ *Les turbopompes :*

Elles sont essentiellement constituées d'une pièce en rotation, le rotor appelé aussi roue ou hélice qui tourne dans un carter appelé corps de pompe qui fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression.

La différence entre les pompes centrifuges, hélico-centrifuges et à hélices porte essentiellement sur la direction de la vitesse donnée au fluide.

On distingue suivant le type de roue et son mode d'action trois catégories, à savoir :

- **Pompes centrifuges** : hauteur d'élévation très importante.
- **Pompes hélices** : débit important et hauteur d'élévation faible.
- **Pompes hélico-centrifuges** : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25 à 30m.

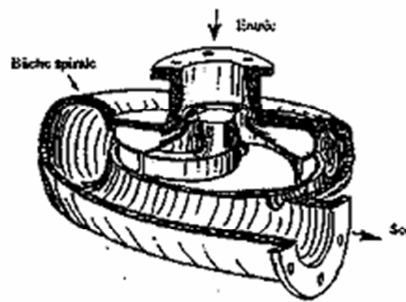


Figure (VI-1) :
Pompe centrifuge.

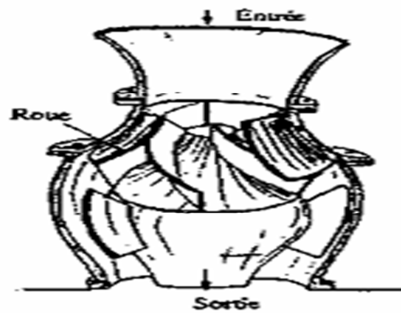


Figure (VI-2) :
Pompe hélico-centrifuge.

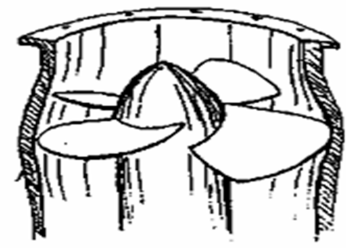


Figure (VI-3) :
Pompe axiale.

Pour notre projet, on s'intéressera à la deuxième catégorie qui est les turbopompes, qui sont actuellement les plus utilisées dans le monde.

Les pompes centrifuges sont classées selon les critères suivants :

- ✓ Le nombre de cellules (monocellulaire, multicellulaires).
- ✓ Le domaine d'utilisation.
- ✓ La disposition de l'axe de rotation (horizontal, vertical, incliné).
- ✓ L'importance de la pression produite.
- ✓ La nature du fluide.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

❖ ***Suivant la forme de la roue :***

- ✓ Pompes centrifuges radiales.
- ✓ Pompes centrifuges semi axiales.

❖ ***Suivant le nombre de roue :***

- ✓ Monocellulaire.
- ✓ Multicellulaires.

❖ ***Suivant la forme du corps de la pompe :***

- ✓ Pompe à volute ou colimaçon.
- ✓ Pompe à diffuseur circulaire.

❖ ***Suivant la position de son axe :***

- ✓ Pompe à axe horizontal.
- ✓ Pompe à axe vertical.

VI.1.2 Constitution d'une pompe centrifuge :

Une pompe se comporte de :

VI.1.2.1 Diffuseur et volute :

Constitue l'élément fixe de la pompe est destiné à recueillir le liquide qui sort de la roue et le diriger vers l'orifice de refoulement, de plus il transforme une partie de la vitesse en pression.

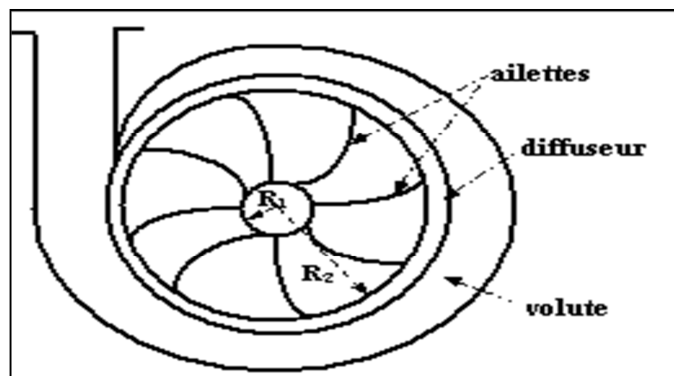


Figure (VI-4) : Diffuseur et volute.

VI.1.2.2 La roue :

C'est l'élément mobile de la pompe qui communique au liquide une partie de l'énergie transmise à l'arbre par l'intermédiaire de ses aubes.

VI.1.2.3 Vis de remplissage :

Elle est située sur le corps de la pompe.

VI.1.2.4 Presse-étoupe :

Un presse-étoupe est une pièce métallique cylindrique qui assure l'étanchéité entre l'axe et le corps d'une pompe.

VI.1.2.5 Flasques "disques" :

Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

VI.1.2.6 Le palier :

Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements.

VI.1.2.7 L'arbre :

L'accouplement se fait soit par moteur électrique soit par un moteur thermique.

La figure suivante donne d'une façon générale les éléments de base d'une turbopompe.

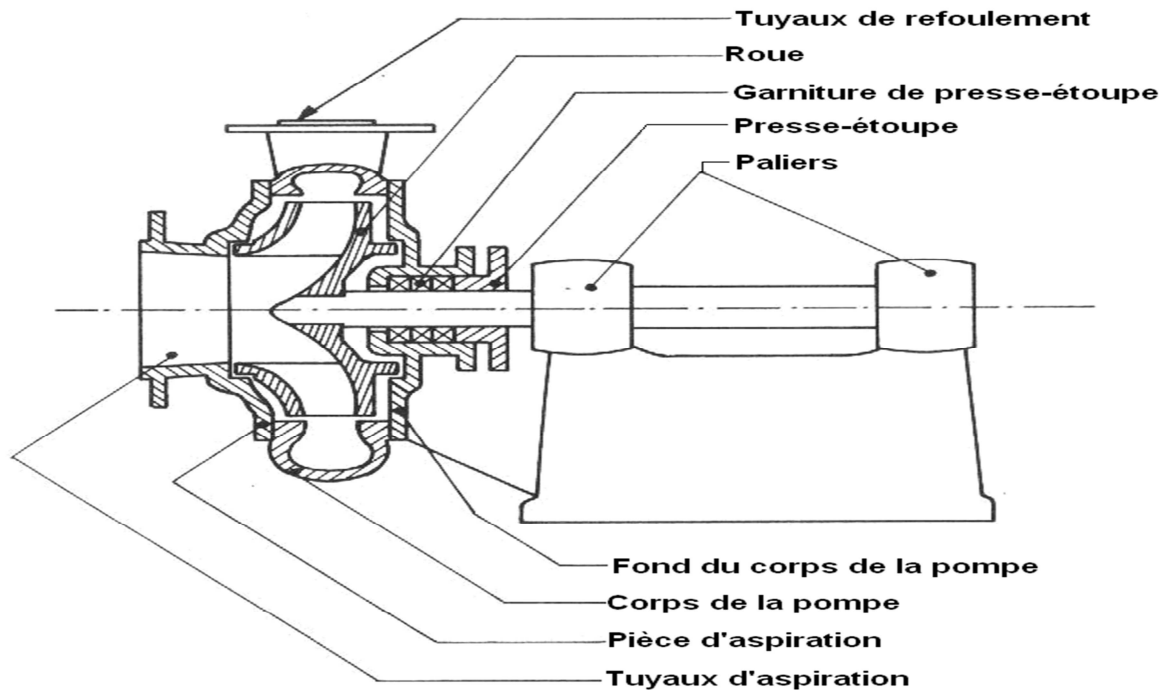


Figure (VI-5): Constitution d'une turbopompe.

VI.1.3. Choix de type de la pompe :

Le choix de la pompe se fait en tenant compte des critères suivants :

- ✓ Le débit à refouler Q .
- ✓ La hauteur d'élévation (Hmt).
- ✓ Le rendement de la pompe (η).

Ces caractéristiques nous permettent de choisir le type de pompe qui convient.

Dans notre cas pour les forages, on adaptera des groupe électropompes immergés, et pour les stations de pompage il existe des puisards au niveau de chaque station donc on fait le choix sur des groupe électropompes pompes immergées.

Pompe immergée :

C'est une pompe qui est totalement immergée dans l'eau à pomper, son moteur est donc automatiquement refroidi par l'eau.

Une installation complète d'un groupe électropompe immergé est présentée dans la figure suivante :

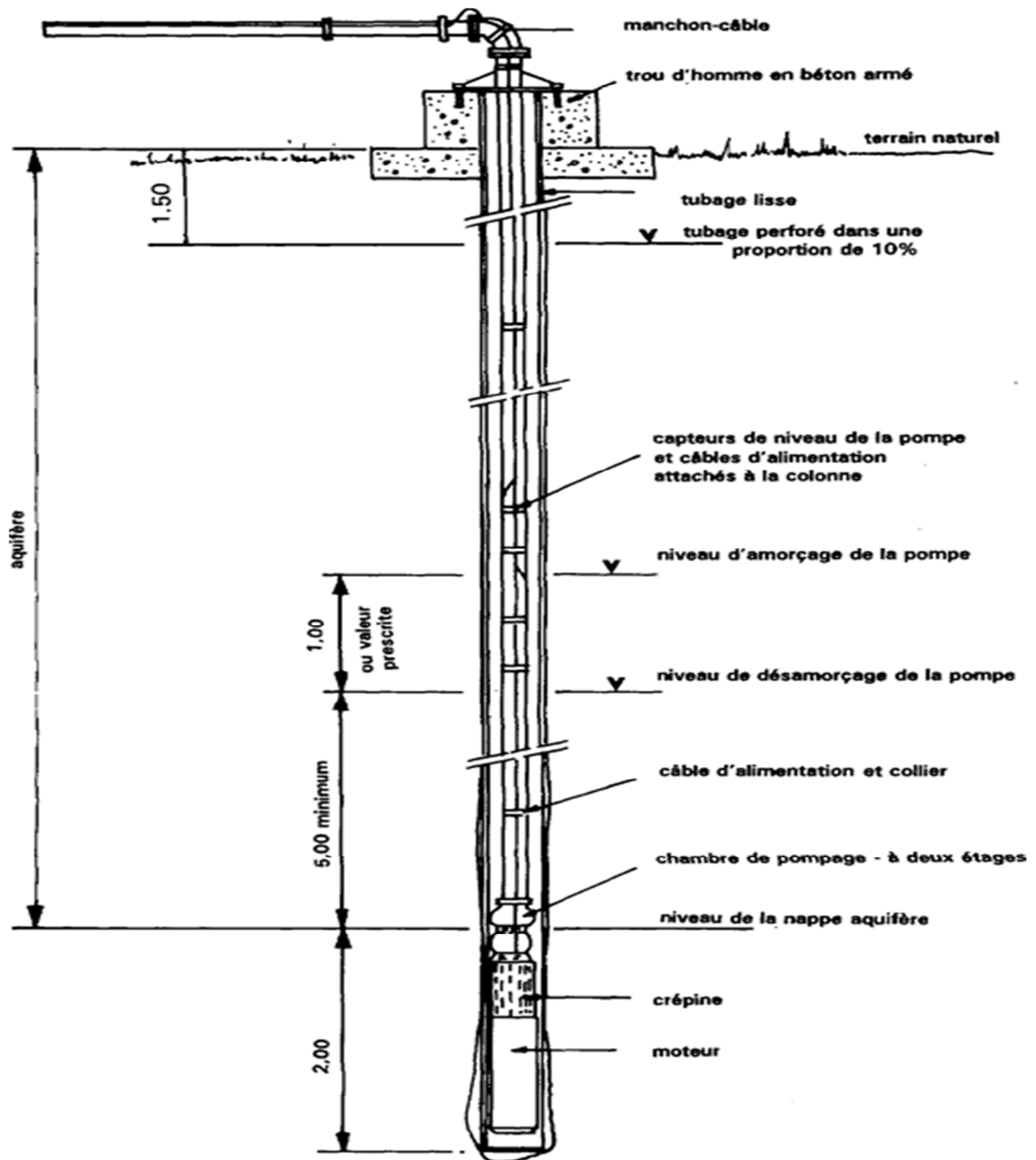


Figure (VI-6): Constitution d'une pompe immergée.

Les avantages de ces pompes sont :

- ✓ Fiabilité.
- ✓ Amorçage automatique.
- ✓ Rendement élevé.
- ✓ Refroidissement automatique.
- ✓ Entretien presque nul.
- ✓ Silencieuses.

VI.1.4 Courbes caractéristique d'une pompe :

En général pour une vitesse de rotation donnée, les courbes caractéristiques sont [3] :

- **La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :**

Elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

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

Elle représente la valeur maximum du rendement pour une certaine valeur du débit.

- **La courbe des puissances absorbées – débit « $Pa = f(Q)$ » :**

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

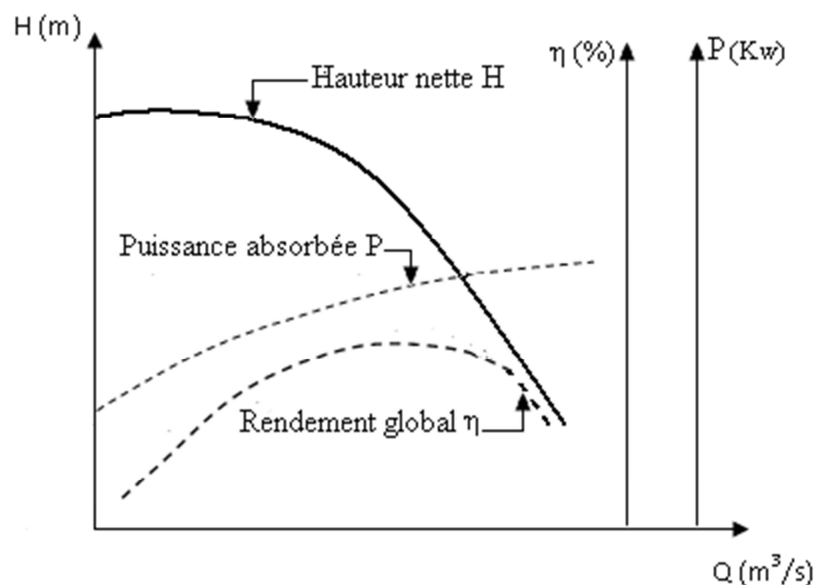


Figure (VI-7): Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

VI.1.4.1 Puissance absorbée :

C'est la puissance d'entraînement nécessaire pour que la pompe donne les caractéristiques demandées.

L'expression permettant de calculer la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P_a = \frac{9.81 \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée en (Kw).

Q : Débit à refouler en (m³/s).

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

η : Rendement de la pompe.

VI.1.4.2 Hauteur manométrique totale (Hmt) :

La hauteur manométrique totale est la hauteur que la pompe engendrée pour un débit donné.

La Hmt est la somme des termes suivant :

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_T \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

Ha : Hauteur d'aspiration (m).

Hr : Hauteur de refoulement (m).

Ja : Pertes de charge à l'aspiration (m).

J_T : Les pertes de charges totales (m).

a) La hauteur géométrique de refoulement (Hr) :

Elle est toujours positive [3], pour un groupe horizontal, est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe, et pour un groupe vertical, représente la distance séparent le point le plus haut et le plan de la première roue si la pompe est multicellulaire, c'est-à-dire celle située à la cote la plus basse.

b) La hauteur géométrique d'aspiration (Ha) :

Elle sera négative pour une aspiration en dépression et positive pour une aspiration en charge [3]. Elle sera la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, et sera la distance séparant le plan de la première roue si la pompe est multicellulaire et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

c) Les pertes de charges totales (d'aspiration et de refoulement) :

L'expression permettant de calculer les pertes de charges totales est :

$$J_T = J_a + J_r \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

J_T : Pertes de charge totale (m).

J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m).

J_r : Pertes de charge au refoulement (m).

VI.1.5 Le point de fonctionnement de la pompe [9] :

Le point de fonctionnement de la pompe est le couple H_{mt} / Débit correspondant en fonctionnement de la pompe compte tenu des pertes de charge dans la conduite. Lors de l'installation de la pompe un point de fonctionnement sera trouvé, le débit et H_{mt} vont s'équilibrer.

VI.1.5.1 Caractéristique de la conduite :

Connaissant les caractéristiques de la conduite de refoulement (longueur, diamètre, rugosité) et les accessoires qui se trouve intercalé, il est possible de calculer pour défient débit les pertes de charge totale (J) qui en résultent pour l'ensemble de la conduite d'aspiration et de refoulement.

La courbe caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_C = H_g + RQ^2 \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

$$R = 1.15 (8 \lambda L / \pi^2 D^5 g) \quad (\text{VI-5})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

D : Diamètre de la conduite (m).

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2).

On peut traduire ces résultats on traçant sur deux axe de coordonnées (Q, H) la courbe correspondante.

Graphiquement, le point de fonctionnement de la pompe est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ » et celle de la pompe « $H = f(Q)$ ». Le point d'intersection doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe, pour avoir un meilleur fonctionnement de la pompe.

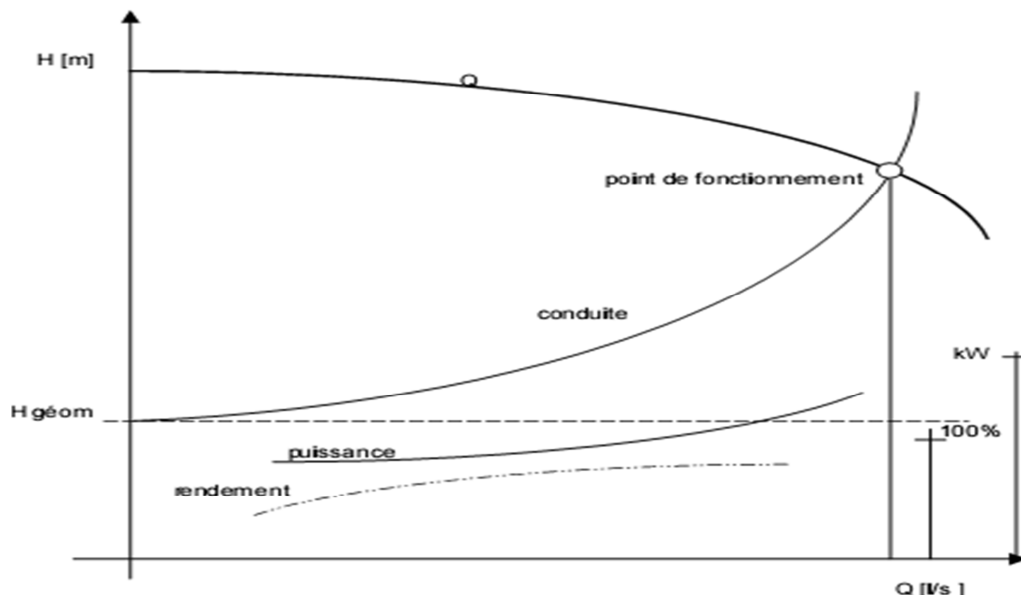


Figure (VI-8) : Point de fonctionnement d'une pompe.

Dans la plupart des cas, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec celui désiré, pour obtenir le débit recherché, un certain nombre de solutions sont possibles à savoir.

a) Réduction ou augmentation du temps de pompage :

On accepte la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le point de fonctionnement (P') est à droite de (P) donc le débit sera plus grand que le débit désiré, pour cela il faut diminuer le temps de pompage on garde le volume d'eau constant [3].

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T = 20$ heures est de: $V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_1$, ce volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T' . Donc, on peut écrire :

$$Q \times T' = 20 \times Q_1 \quad (\text{VI-6})$$

D'où :

$$T' = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (\text{VI-7})$$

Et la puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{VI-8})$$

b) Le vannage :

On accepte la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, et vanner sur la conduite de refoulement, donc le vannage consiste à diminuer la section de passage de l'eau par un serrage du robinet vanne, l'application de vannage engendre des pertes de charge afin d'obtenir le débit désirer Q_1 . La puissance absorbée sera [3]:

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{VI-9})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{VI-10})$$

Où

h : Perte de charge engendrée par vannage (m).

H' : La hauteur crée par la pompe pour le débit désiré Q_1 .

η : Le rendement.

c) Le rognage de la roue :

Le rognage correspond à la diminution du diamètre extérieur de la roue on 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 (P). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point p' (Q' , H') [3].

On aura alors la formule suivante :

$$m = \left(\frac{Q}{Q'} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H}{H'} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{VI-11})$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (\text{VI-12})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{VI-13})$$

d) Variation de la vitesse de rotation [3]:

Dans ce cas on varie la vitesse de rotation et cela provoque une diminution de débit et la puissance absorbée. Pour cela on choisit la vitesse qui convient pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous tracerons la parabole $H = a Q^2$ qui passe par l'origine du graphe.

La valeur du facteur (a) est donnée par la formule suivant :

$$a = \frac{H}{Q^2} \quad (\text{VI-14})$$

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

$$\frac{N}{N_1} = \left(\frac{Q}{Q_1}\right)^2 = \frac{H}{H_1} \quad (\text{VI-15})$$

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

$$N = N_1 \left(\frac{Q}{Q_1}\right)^2 = N_1 \frac{H}{H_1} \quad (\text{VI-16})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = p_f \frac{N_h}{N_f} \quad (\text{VI-17})$$

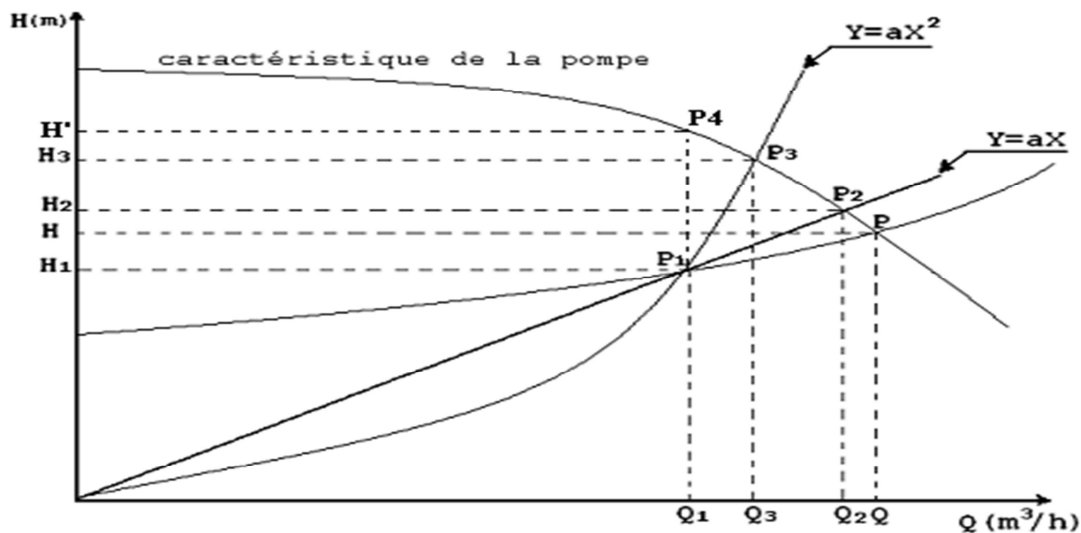


Figure (VI-9) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

VI.1.6 Couplage des pompes :

Dans le cas où il y'a une insuffisance des besoins en eau avec une seule pompe, donc on va procéder à un couplage de deux ou plusieurs pompes soit un couplage en parallèle ou bien en série, cela doit être effectué de manière la plus économique possible [11].

VI.1.6.1 Couplage en série :

Dans ce cas, le débit refoulé est le même pour toutes les pompes et la hauteur manométrique totale est égale à la somme des hauteurs assurées par les pompes.

VI.1.6.2 Couplage en parallèle :

Dans ce mode de couplage, les pompes couplées doivent assurer la même hauteur manométrique totale et le débit refoulé est égal à la somme des débits de ces pompes.

VI.1.7 La Cavitation :

La cavitation est un terme employé pour décrire le phénomène qui se produit dans une pompe quand le NPSH est insuffisamment disponible. La pression du liquide est réduite à une valeur égale ou inférieure à sa pression de vapeur là où les poches de vapeur commençant à se former.

Le phénomène de cavitation est un générateur de bruit et de vibration dans l'écoulement lorsque les bulles de vapeur atteignent les zones de haute pression absolue, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : *Charge nette minimale disponible à l'aspiration* $(NPSH)_d$ donnée par l'utilisateur, qui sera supérieure à la *Charge nette minimale requise à l'aspiration* $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur :

- **$NPSH_d$** : Est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.
- **$NPSH_r$** : Est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour éviter la cavitation. Elle dépend de :
 - Type de la pompe.
 - Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Soit la condition de non cavitation :

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

Pour une aspiration en charge, le $(NPSH)_d$ est donné par :

$$(NPSH)_d = \frac{P_o}{w} - H_a + (H_v + J_{asp}) \quad (V.18)$$

Pour une aspiration en dépression, le $(NPSH)_d$ est donné par :

$$(NPSH)_d = \frac{P_o}{w} - H_a - (H_v + J_{asp}) \quad (V.19)$$

Et :

$$\frac{P_0}{\varpi} = P_{\text{atm}} - 0,0012 \cdot \delta \quad (\text{V.20})$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression au point d'aspiration en (m).

P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.

δ : Altitude du plan d'aspiration (m).

H_a : Hauteur totale d'aspiration (peut être positive pour une pompe en charge et négative pour une pompe en dépression).

J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m).

H_v : Tension maximale de vapeur d'eau.

Tableau (VI-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température :

T °C	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T _v (mce)	0,06	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,33

VI.1.8 Choix du type des pompes du projet :

VI.1.8.1 Type des pompes de la chaîne VSA N°01:

a) Les pompes installées sur F1 :

Caractéristiques de la conduite:

$$Q = 33,5 \text{ l/s}$$

$$H_g = 40,15 \text{ m}$$

$$H_{\text{mt}} = 44,04 \text{ m}$$

Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour une pompe immergée et les références sont présentées dans l'annexe (4).

Pompe : E9S50/4L+MCH630

$N=2900\text{r/min}$

$\eta=73,1\%$

$NPSH_r=5,58\text{m}$

$P=20\text{KW}$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=33,8\text{ l/s}$, $H_1=44,1\text{m}$)

Le point désiré P_2 : ($Q_2=33,5\text{ l/s}$, $H_2=44,04\text{m}$)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ($Q=33,5\text{ l/s}$, $H=44,04$), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F1 sont représentées dans la figure (VI-10) suivante :

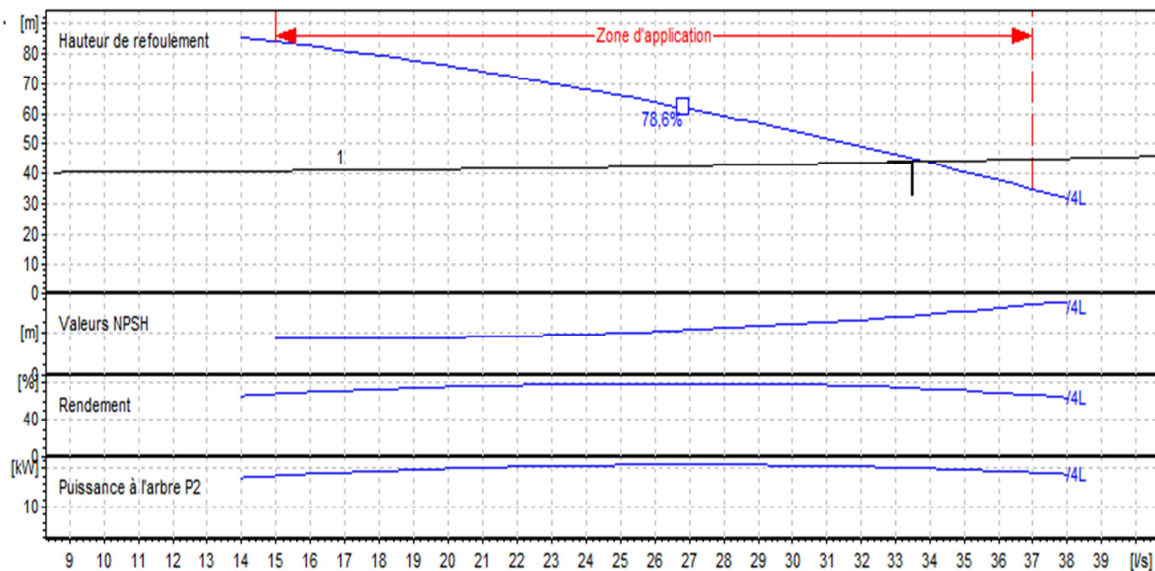


Figure (VI-10) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite du forage F1 :

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s'avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est d'accepter le point de fonctionnement tel qu'il est et de réduire le temps de pompage :

Le temps de pompage sera :

$$\frac{T_1}{Q_1} = \frac{T_2}{Q_2} \Rightarrow T_2 = \frac{T_1}{Q_1} \cdot Q_2$$

Avec : $T_1 = 24\text{ h}$.

D'où $T_2 = 19,82 \text{ h}$.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_2 \cdot H_{mt}}{\eta}$$

$$\text{Donc : } P = \frac{9,81 \cdot 0,0338 \cdot 44,1}{0,731} = 20 \text{ KW}$$

➤ **Le vannage :**

Créer des pertes de charge dans la conduite afin d'obtenir le point de fonctionnement désirer.

$$H = H' - H_{mt} = 45,1 - 44,04 = 1,06 \text{ m}$$

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 45,1 \text{ m}$, $Q' = 33,5 \text{ l/s}$ et $\eta = 73,7 \%$.

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta_2} = \frac{9,81 \times 0,0335 \times 45,1}{0,737}$$

D'où : $P_2 = 20,11 \text{ KW}$

➤ **Le rognage :**

Le rognage n'est pas une solution pour des pompes multicellulaire, vu le nombre de cellule qu'il faut rogner.

➤ **Modification de la vitesse de rotation de pompe :**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \text{ (tr/mn)}$$

❖ *L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :*

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{44,15}{33,5^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 0,03934 \times Q^2}$$

Cette courbe $H = 0,03934 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci.

❖ L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = aQ^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 97,5 \text{ m.} \\ Q = 33,5 \text{ l/s, } H = 45,1 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } 45,1 = a \times 33,5^2 + 97,5 \text{ donc } a = -0,0466.$$

$$\text{Ce qui donne : } H_p = -0,0466Q^2 + 97,5$$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$. Les coordonnées du point P_3 sont (33,62 l/s, 44,6 m).

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times (33,5/33,62) = \mathbf{2889,64 \text{ tr/mn.}}$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1}\right)^3$$

$$\text{D'où : } P_{a3} = 20 \times \left(\frac{2889,64}{2900}\right)^3 = \mathbf{19,78KW}$$

b) Les pompes installées sur (R1) :

🚦 *Caractéristiques de la conduite :*

$$Q = 25,3 \text{ l/s}$$

$$H_g = 155,99\text{m}$$

$$H_{mt} = 163,74\text{m}$$

🚦 *Caractéristiques de la pompe :*

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour une pompe immergée et les références sont présentées dans l'annexe (5).

Pompe : E8S55/12A+MC880

$$N = 2900 \text{ r/min}$$

$$\eta = 74,3\%$$

$$NPSH_r = 4,27\text{m}$$

$$P = 55,4 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=25,3\text{l/s}$, $H_1=164\text{m}$)

Le point désiré P_2 : ($Q_1= 25,3 \text{ l/s}$, $H_1=164\text{m}$)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ($Q=25,3\text{l/s}$, $H=164\text{m}$), donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe du R1 sont représentées dans la figure (VI-11) suivante :

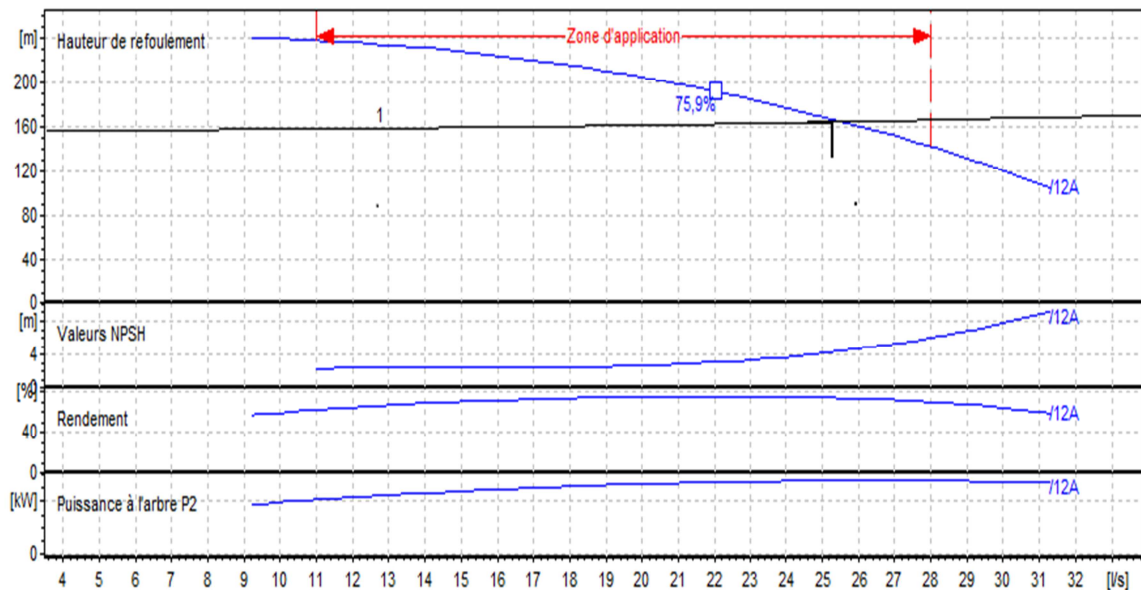


Figure (VI-11) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R1) :

c) Les pompes installées sur (R2) :

+ Caractéristiques de la conduite :

$$Q = 22,4 \text{ l/s}$$

$$H_g = 165,62\text{m}$$

$$H_{mt} = 171,82\text{m}$$

+ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour une pompe immergée et les références sont présentées dans l'annexe (6).

Pompe : E9S50/9W+MC870

$N=2900\text{r/min}$

$\eta = 77\%$

$NPSH_r = 3,72\text{m}$

$P = 50,3\text{KW}$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=22,9$ l/s, $H_1=172\text{m}$)

Le point désiré P_2 : ($Q_2= 22,4$ l/s, $H_2=172\text{m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ($Q=22,4$ l/s, $H=172\text{m}$), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe du R2 sont représentées dans la figure (VI-12) suivante :

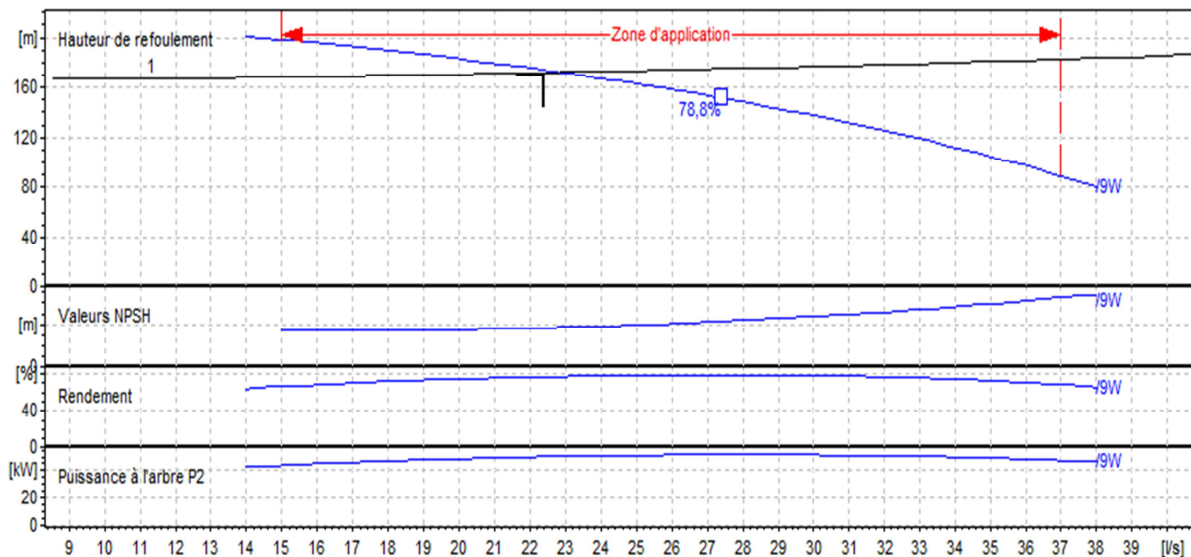


Figure (VI-12) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R2) :

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s'avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est d'accepter le point de fonctionnement tel qu'il est et de réduire le temps de pompage :

Le temps de pompage sera :

$$\frac{T_1}{Q_1} = \frac{T_2}{Q_2} \Rightarrow T_2 = \frac{T_1}{Q_1} \cdot Q_2$$

$$T_2 = \frac{20}{22,9} \cdot 22,4$$

Avec : $T_1 = 20$ h.

D'où : $T_2 = 19,56$ h.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad [kw]$$

$$\Rightarrow P = \frac{9,81 \cdot 0,0229 \cdot 172}{0,77} = 50,18 \text{ KW}$$

➤ **Modification de la vitesse de rotation de pompe :**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \quad (tr/mn)$$

❖ *L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :*

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{174}{22,4^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 0,3467 \times Q^2}$$

Cette courbe $H = 0,3467 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci

❖ *L'équation de la pompe est donnée comme suit :*

$$H_p = aQ^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 230 \text{ m.} \\ Q = 22,4 \text{ l/s, } H = 174 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } 174 = a \times 22,4^2 + 230, \text{ donc } a = -0,1116.$$

$$\text{Ce qui donne : } \mathbf{H_p = -0,1116Q^2 + 230}$$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$. Les coordonnées du point P_3 sont (22,402 l/s, 174 m).

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times (22,4/22,402) = \mathbf{2899,74} \approx 2900$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1}\right)^3$$

$$\text{D'où : } P_3 = 50,3 * \left(\frac{2899,74}{2900}\right)^3 = 50,28\text{KW} \approx P_1$$

d) Les pompes installées sur (R3) :

✚ *Caractéristiques de la conduite :*

$$Q = 2,53 \text{ l/s}$$

$$H_g = 96,29\text{m}$$

$$H_{mt} = 102,34\text{m}$$

✚ *Caractéristiques de la pompe :*

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour une pompe immergée et les références sont présentées dans l'annexe (7).

Pompe : E4XFS/29+MCK455

$$N = 2850 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 66,8\%$$

$$NPSH_r = 3,4\text{m}$$

$$P = 3,98\text{KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1 = 2,63 \text{ l/s}$, $H_1 = 103\text{m}$)

Le point désiré : P_2 ($Q_2 = 2,53 \text{ l/s}$, $H_2 = 102,34\text{m}$)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ($Q = 2,53 \text{ l/s}$, $H = 102,34\text{m}$), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R3 sont représentées dans la figure (VI-13) suivante :

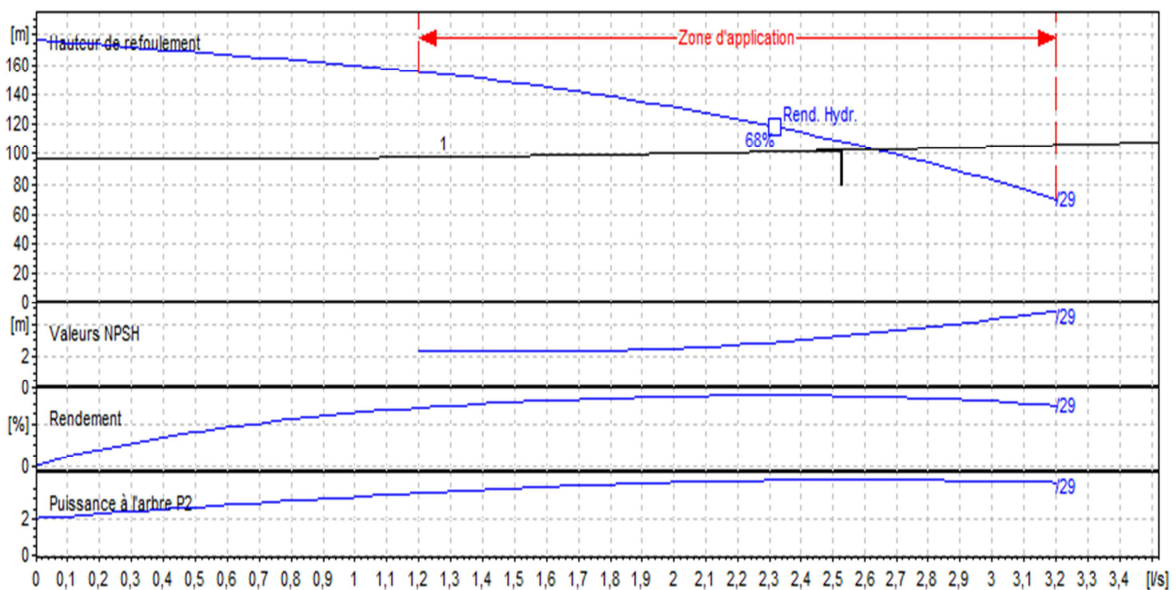


Figure (VI-13) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R3) :

Afin d’adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s’avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est accepter le point de fonctionnement tel qu’il est et de réduire le temps de pompage :

Le temps de pompage sera :

$$\frac{T_1}{Q_1} = \frac{T_2}{Q_2} \Rightarrow T_2 = \frac{T_1}{Q_1} \cdot Q_2$$

Avec : $T_1 = 20 \text{ h}$;

D’où $T_2 = \mathbf{19,23 \text{ h}}$.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad [kw]$$

$$\Rightarrow P = \frac{9.81 \cdot 0.00263 \cdot 103}{0.668} = \mathbf{3,978 \text{ KW}}$$

➤ **Le vannage :**

Créer des pertes de charge dans la conduite afin d’obtenir le point de fonctionnement désirer.

$$H = H' - H_{mt} = 108 - 102,34 = \mathbf{5,66 \text{ m}}$$

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 108$ m, $Q' = 2,53$ l/s et $\eta = 67,5$ %.

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta_2} = \frac{9,81 \times 0,00253 \times 108}{0,675}$$

D'où : $P_2 = 3,97$ KW

➤ **Modification de la vitesse de rotation de la pompe :**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \text{ (tr/mn)}$$

❖ *L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :*

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{108}{2,53^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 16,87 \times Q^2}$$

Cette courbe $H = 16,87 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci.

❖ *L'équation de la pompe est donnée comme suit :*

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 230 \text{ m.} \\ Q = 2,53 \text{ l/s, } H = 108 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } 108 = a \times 2,53^2 + 230 \text{ donc } a = -19,059$$

$$\text{Alors : } \mathbf{H_p = -19,059 \times Q^2 + 230}$$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$.

Les coordonnées du point homologue : $P_3 (2,537 \text{ l/s, } 108 \text{ m})$.

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times (2,53/2,537) = \mathbf{2891,99 \text{ tr/mn}}$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1} \right)^3$$

$$\text{D'où : } \mathbf{P_{a3} = 3,98 \times \left(\frac{2891,99}{2900} \right)^3 = 3,94 \text{ KW}}$$

e) Les pompes installées sur (R4) :✚ *Caractéristiques de la conduite :*

$$Q = 1,31/s$$

$$H_g = 71,64m$$

$$H_{mt} = 87,08m$$

✚ *Caractéristiques de la pompe :*

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour une pompe immergée et les références sont présentées dans l'annexe (9).

Pompe : E6X25-4/10+MCH43

$$N=2850tr/mn$$

$$\eta = 64,8\%$$

$$NPSH_r = 2,16m$$

$$P = 1,72KW$$

Le point de fonctionnement : $P_1 (Q_1=1,32 \text{ l/s}, H_1=87,7m)$

Le point désiré $P_2 : (Q_1= 1,3 \text{ l/s}, H_1=87,08m)$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ($Q=1,3 \text{ l/s}, H=87,08m$), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R4 sont représentées dans la figure (VI-14) suivante :

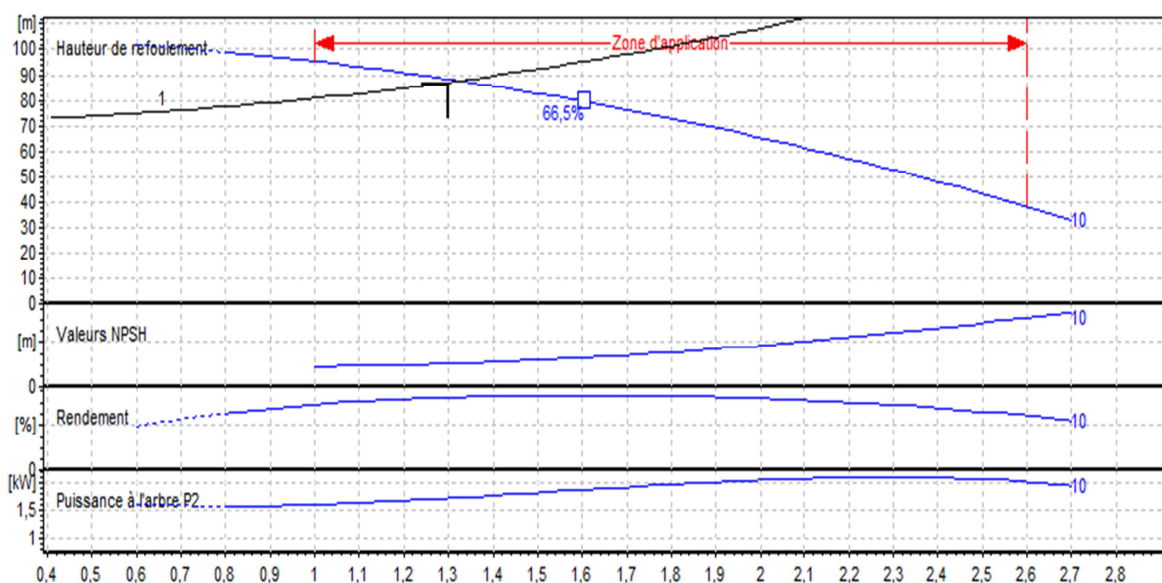


Figure (VI-14) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R4) :

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s'avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est d'accepter le point de fonctionnement tel qu'il est et de réduire le temps de pompage :

Le temps de pompage sera :

$$\frac{T_1}{Q_1} = \frac{T_2}{Q_2} \Rightarrow T_2 = \frac{T_1}{Q_1} \cdot Q_2$$

Avec : $T_1 = 20$ h.

D'où $T_2 = \mathbf{19,69}$ h.

La puissance absorbée sera :

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

$$\Leftrightarrow P = \frac{9,81 \cdot 0,00132 \cdot 87,7}{0,648} = \mathbf{1,75 \text{ KW}}$$

➤ **Le vannage :**

Créer des pertes de charge dans la conduite afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré.

$$H = H' - H_{mt} = 88,2 - 87,08 = \mathbf{1,12 \text{ m}}$$

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 88,2$ m, $Q' = 1,3$ l/s et $\eta = 64,5$ %.

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta_2} = \frac{9,81 \times 0,0013 \times 88,2}{0,645}$$

D'où : $P_2 = \mathbf{1,74 \text{ KW}}$

➤ **Modification de la vitesse de rotation de pompe :**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \text{ (tr/mn)}$$

❖ L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{88,3}{1,3^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 52,24 \times Q^2}$$

Cette courbe $H = 52,24 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci.

❖ L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 106 \text{ m.} \\ Q = 1,3 \text{ l/s, } H = 88,3 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } 88,3 = a \times 1,3^2 + 106 \text{ donc } a = -10,47.$$

$$\text{Alors : } \mathbf{H_p = -10,47 \times Q^2 + 106}$$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$.

Les coordonnées du point homologue : $P_3 (1,300123 \text{ l/s, } 88,3 \text{ m})$.

$$\text{D'où : } \mathbf{N = 2900 \times (1,3/1,300123) = 2899,72 \text{ tr/mn}}$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1}\right)^3$$

$$\text{D'où : } \mathbf{P_{a3} = 1,72 \times \left(\frac{2899,72}{2900}\right)^3 = 1,719 \text{ KW}}$$

Les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies de la chaîne VSA sont regroupés dans le tableau (VI.2) suivant :

Tableau (VI.2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies de la chaîne VSA :

Station	Type des pompes	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	Puissance (KW)	NPSH _r (m)
F1	E9S50/4L+MCH630	2889,64	73,7	19,78	5,58
R1	E8S55/12A+MC880	2900	74,3	55,4	4,27
R2	E9S50/9W+MC870	2899,74	77	50,28	3,72
R3	E4XFS/29+MCK455	2891,99	67,5	3,94	3,4
R4	E6X25-4/10+MCH43	2899,72	64,5	1,719	2,16

VI.1.8.2 Type des pompes de la chaine Akarkar N°02 :**a) Les pompes installées sur F2:****✚ *Caractéristiques de la conduite:***

$$Q = 21 \text{ l/s}$$

$$H_g = 132,36 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 139,99 \text{ m}$$

✚ *Caractéristiques de la pompe :*

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (9).

Pompe : E8S50/12A+MC860

$$N=2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta=72,7 \%$$

$$(NPSH)_r = 3,68 \text{ m}$$

$$P = 37,5 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=21 \text{ l/s}$, $H_1=139,99 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2=21 \text{ l/s}$, $H_2=139,99 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ($Q=21 \text{ l/s}$, $H=139,99\text{m}$), donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 sont représentées dans la figure (VI-15) suivante :

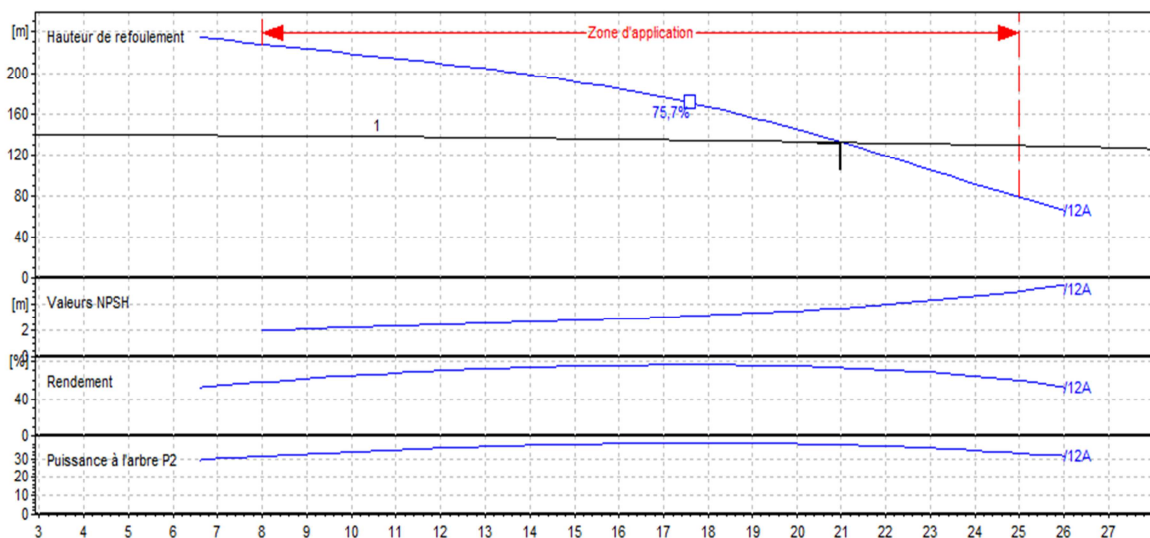


Figure (VI-15) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite du forage F2:

b) Les pompes installées sur (R1):

✚ Caractéristiques de la conduite:

$$Q = 20 \text{ l/s}$$

$$H_g = 150,57 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 155,51 \text{ m}$$

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (10).

Pompe : E8S55/9A+MC860

$$N=2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta=75,5 \%$$

$$(NPSH)_r = 2,72 \text{ m}$$

$$P= 40,4 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=20 \text{ l/s}$, $H_1=155,51 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2=20 \text{ l/s}$, $H_2=155,51 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ($Q=20 \text{ l/s}$, $H=155,51 \text{ m}$), donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe du R1 sont représentées dans la figure (VI-16) suivante :

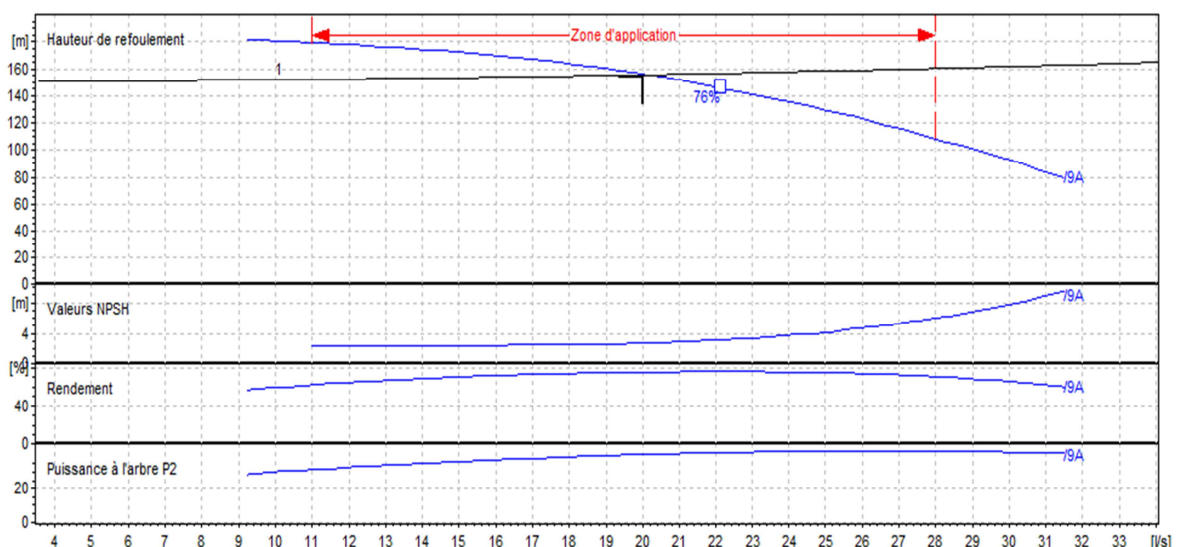


Figure (VI-16) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R1) :

c) Les pompes installées sur (R2):✚ *Caractéristiques de la conduite :*

$$Q = 18 \text{ l/s}$$

$$H_g = 148,04 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 150,28 \text{ m}$$

✚ *Caractéristiques de la pompe :*

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (11).

Pompe : E8S50/11A+MC850

$$N=2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta=75,6 \%$$

$$(NPSH)_r = 3,12 \text{ m}$$

$$P= 34,8 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=18 \text{ l/s}$, $H_1=150,28 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2=18 \text{ l/s}$, $H_2=150,28 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ($Q=18 \text{ l/s}$, $H=150,28 \text{ m}$), donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R2 sont représentées dans la figure (VI-17) suivante :

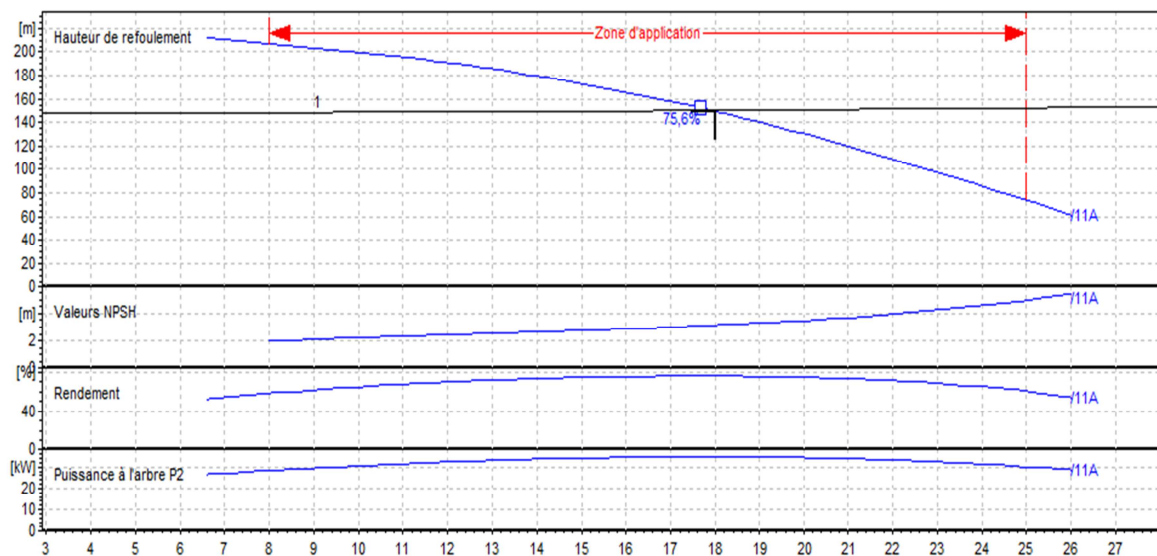


Figure (VI-17) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R2) :

d) Les pompes installées sur (R3):

✚ Caractéristiques de la conduite:

$$Q = 9,1 \text{ l/s}$$

$$H_g = 111,87 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 113,76 \text{ m}$$

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (12).

Pompe : E6S64/10A+MC625

$$N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 65,9 \%$$

$$(NPSH)_r = 3,99 \text{ m}$$

$$P = 15,9 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1 = 9,41 \text{ l/s}$, $H_1 = 114 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2 = 9,1 \text{ l/s}$, $H_2 = 113,76 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ($Q = 9,1 \text{ l/s}$, $H = 113,76 \text{ m}$), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R3 sont représentées dans la figure (VI-18) suivante :

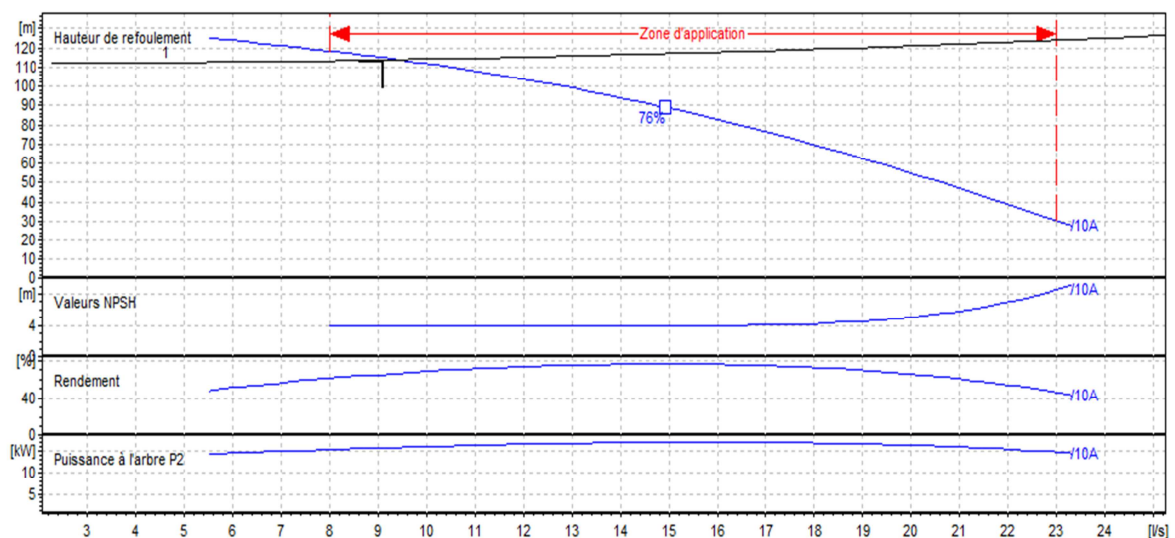


Figure (VI-18) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R3) :

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s'avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est d'accepter le point de fonctionnement tel qu'il est et de réduire le temps de pompage.

Le temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

D'où : $T_2 = T_1 \times (Q_1 / Q_2)$

Donc : $T_2 = 20 \times (9,1 / 9,41) = \mathbf{19,34 \text{ h} \approx 20 \text{ h}}$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a1} = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,00941 \times 114}{0,659}$$

D'où : $P_{a1} = \mathbf{15,96 \text{ KW}}$

➤ **Vannage :**

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$H = H' - H_{mt} = 115 - 113,76 = \mathbf{1,24 \text{ m}}$$

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 115 \text{ m}$, $Q' = 9,1 \text{ l/s}$ et $\eta = 64,8 \%$.

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta_2} = \frac{9,81 \times 0,0091 \times 115}{0,648}$$

D'où : $P_{a2} = \mathbf{15,84 \text{ KW}}$

➤ **Rognage :**

Le rognage consiste à réduire le diamètre extérieur de la roue, dans le cas des pompes multicellulaires, le rognage n'est pas une solution vue au nombre de cellules qu'il faut rogner.

➤ Variation de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \text{ (tr/mn)}$$

❖ *L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :*

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{115}{9,1^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 1,38 \times Q^2}$$

Cette courbe $H = 1,38 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci.

❖ *L'équation de la pompe est donnée comme suit :*

$$H_p = aQ^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 138 \text{ m.} \\ Q = 9,1 \text{ l/s, } H = 115 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } 115 = a \times 9,1^2 + 138 \text{ donc } a = -0,27$$

$$\text{Ce qui donne : } \mathbf{H_p = -0,27Q^2 + 138}$$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$. Les coordonnées du point P_3 sont (9,1 l/s, 115 m).

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times (9,1/9,14) = \mathbf{2887,3 \text{ tr/mn}}$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1} \right)^3$$

$$\text{Donc : } \mathbf{P_{a3} = 15,9 \times \left(\frac{2887,3}{2900} \right)^3 = 15,69 \text{ KW}}$$

Les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies de la chaîne Akarkar sont regroupés dans le tableau (VI.3) suivant :

Tableau (VI.3) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies de la chaîne Akarkar :

Station	Type des pompes	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	Puissance (KW)	NPSH _r (m)
F2	E8S50/12A+MC860	2900	72,7	37,5	3,68
R1	E8S55/9A+MC860	2900	75,5	40,4	2,72
R2	E8S50/11A+MC850	2900	75,6	34,8	3,12
R3	E6S64/10A+MC625	2887,3	64,8	15,69	3,99

VI.1.8.3 Type des pompes de la chaîne Tiklat N°03 :

a) Les pompes installées sur F3:

Caractéristiques de la conduite:

$$Q = 21,6 \text{ l/s}$$

$$H_g = 211,67 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 227,87 \text{ m}$$

Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (13).

Pompe : E8S64/11A+MC8125

$$N=2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 66 \%$$

$$(NPSH)_r = 3,33 \text{ m}$$

$$P= 74,3 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P1 (Q1=22 l/s, H1=228 m).

Le point désiré P2 (Q2=21,6 l/s, H2=227,87 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Q=21,6 l/s, H=227,87m), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F3 sont représentées dans la figure (VI-18) suivante :

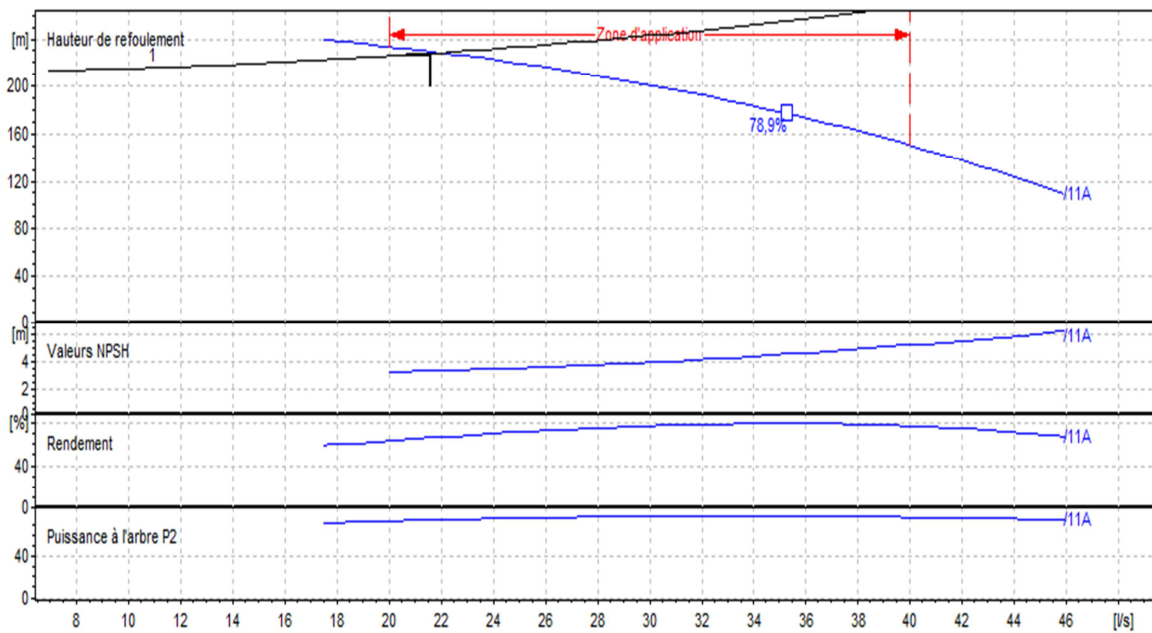


Figure (VI-19) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite du forage F3 :

Afin d’adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s’avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est accepter le point de fonctionnement tel qu’il est et de réduire le temps de pompage :

Le temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

D’où : $T_2 = T_1 \times (Q_1 / Q_2)$

Donc : $T_2 = 24 \times (21,6 / 22) = 23,56h \approx 24 h$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a1} = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,022 \times 228}{0,66}$$

D’où : $P_{a1} = 74,5 \text{ KW}$

➤ **Vannage :**

Les pertes de charge créer par la vanne d’étouffement sont égales à :

$$H = H' - H_{mt} = 229 - 227,87 = 1,13 \text{ m}$$

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 229 \text{ m}$, $Q' = 21,6 \text{ l/s}$ et $\eta = 65,4 \%$.

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta_2} = \frac{9,81 \times 0,0216 \times 229}{0,654}$$

D'où : $P_{a2} = 74,19 \text{ KW}$

➤ **Rognage :**

Le rognage consiste à réduire le diamètre extérieur de la roue, dans le cas des pompes multicellulaire, le rognage n'est pas une solution vu au nombre de cellules qu'il faut rogner.

➤ **Variation de la vitesse de rotation :**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \text{ (tr/mn)}$$

❖ *L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :*

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{229}{21,6^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 0,4908 \times Q^2}$$

Cette courbe $H=0.4908 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci.

❖ *L'équation de la pompe est donnée comme suit :*

$$H_p = aQ^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 264 \text{ m.} \\ Q = 21,6 \text{ l/s, } H = 229 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } 229 = a \times 21,6^2 + 264 \text{ donc } a = -0,075.$$

$$\text{Ce qui donne : } \mathbf{H_p = -0,075Q^2 + 229}$$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$. Les coordonnées du point P_3 sont (21,616 l/s, 229 m).

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times (21,6/21,616) = \mathbf{2897,85 \text{ tr/mn}}$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1} \right)^3$$

$$\text{Donc : } \mathbf{P_{a3} = 74,3 \times \left(\frac{2897,85}{2900} \right)^3 = 74,24 \text{ KW}}$$

b) Les pompes installées sur (R1) :

✚ Caractéristiques de la conduite:

$$Q = 19,3 \text{ l/s}$$

$$H_g = 104,91 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 115,12 \text{ m}$$

✚ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (14).

Pompe: E6S64/20A+MEH650

$$N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 66,2 \%$$

$$(NPSH)_r = 4,76 \text{ m}$$

$$P = 33,4 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=19,6 \text{ l/s}$, $H_1=115 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2=19,3 \text{ l/s}$, $H_2=115 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ($Q=19,3 \text{ l/s}$, $H=115 \text{ m}$), donc cette pompe nécessite une modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R1 sont représentées dans la figure (VI-19) suivante :

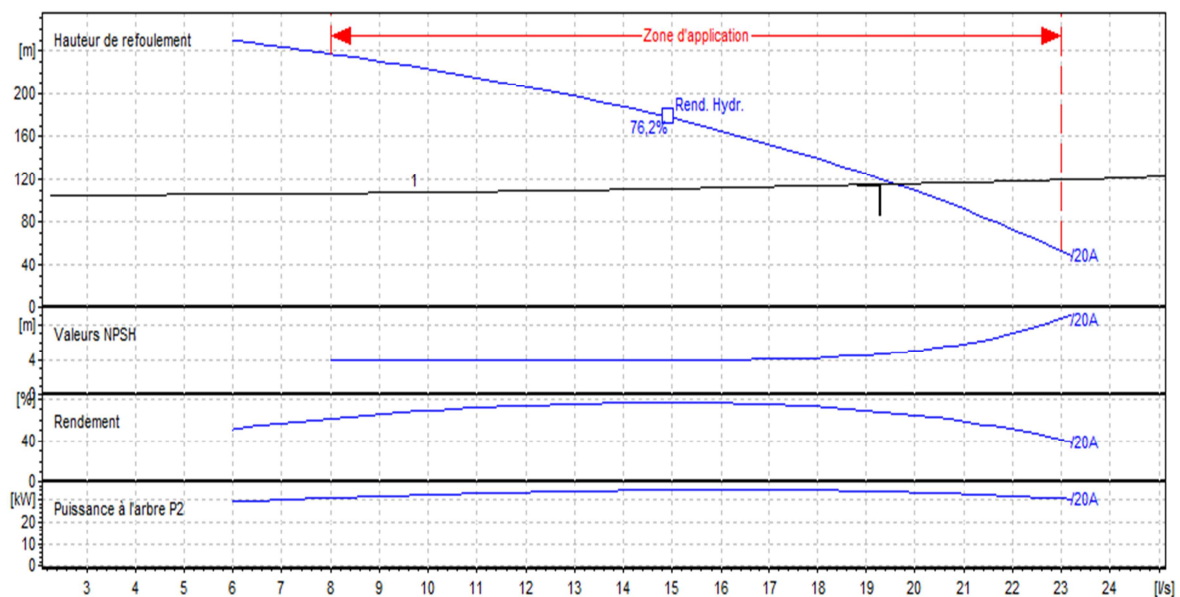


Figure (VI-20) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R1) :

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, des modifications s'avèrent nécessaires :

➤ **Réduction du temps de pompage :**

Le principe est d'accepter le point de fonctionnement tel qu'il est et de réduire le temps de pompage :

Le temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

D'où : $T_2 = T_1 \times (Q_1 / Q_2)$

Donc : $T_2 = 20 \times (19,3 / 19,6) = \mathbf{19,69h \approx 20 h}$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a1} = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} = \frac{9,81 \times 0,0196 \times 115}{0,662}$$

D'où : $P_{a1} = \mathbf{33,4 KW}$

➤ **Variation de la vitesse de rotation :**

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_2}{Q_3} \text{ (tr/mn)}$$

❖ *L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :*

$$H = \frac{H_2}{Q_2^2} \times Q^2 = \frac{120}{19,3^2} \times Q^2$$

$$\mathbf{H = 0,3221 \times Q^2}$$

Cette courbe $H = 0,3221 \times Q^2$ est appelée courbe iso-rendement, donc tous les points homologues appartiennent à celle-ci.

❖ *L'équation de la pompe est donnée comme suit :*

$$H_p = aQ^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s, } H_p = 282 \text{ m.} \\ Q = 19,3 \text{ l/s, } H = 120 \text{ m.} \end{cases}$$

D'où, $120 = a \times 19,3^2 + 282$ donc $a = -0,4349$.

Ce qui donne : $H_p = \mathbf{-0,4349Q^2 + 120}$

Elle coupe la caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3 , H_3). Les coordonnées du point P_3 sont (19,3008 l/s, 120 m).

$$D'où : N' = 2900 \times (19,3/19,3008) = \mathbf{2899,87 \text{ tr/mn}}$$

La puissance absorbée sera :

$$\frac{P_3}{P_1} = \left(\frac{N_3}{N_1}\right)^3$$

$$\text{Donc : } P_{a3} = 33,4 \times \left(\frac{2899,87}{2900}\right)^3 = \mathbf{33,39 \text{ KW}}$$

c) **Les pompes installées sur (R2) :**

 **Caractéristiques de la conduite:**

$$Q = 18 \text{ l/s}$$

$$H_g = 84,02 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 88,98 \text{ m}$$

 **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (15).

Pompe : E8R40/7+MC835

$$N=2900 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 68,9 \%$$

$$(NPSH)_r = 5,72 \text{ m}$$

$$P = 23,6 \text{ KW}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=18 \text{ l/s}$, $H_1=88,98 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2=18 \text{ l/s}$, $H_2=88,98 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ($Q=18 \text{ l/s}$, $H=88,98 \text{ m}$), donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R2 sont représentées dans la figure (VI-20) suivante :

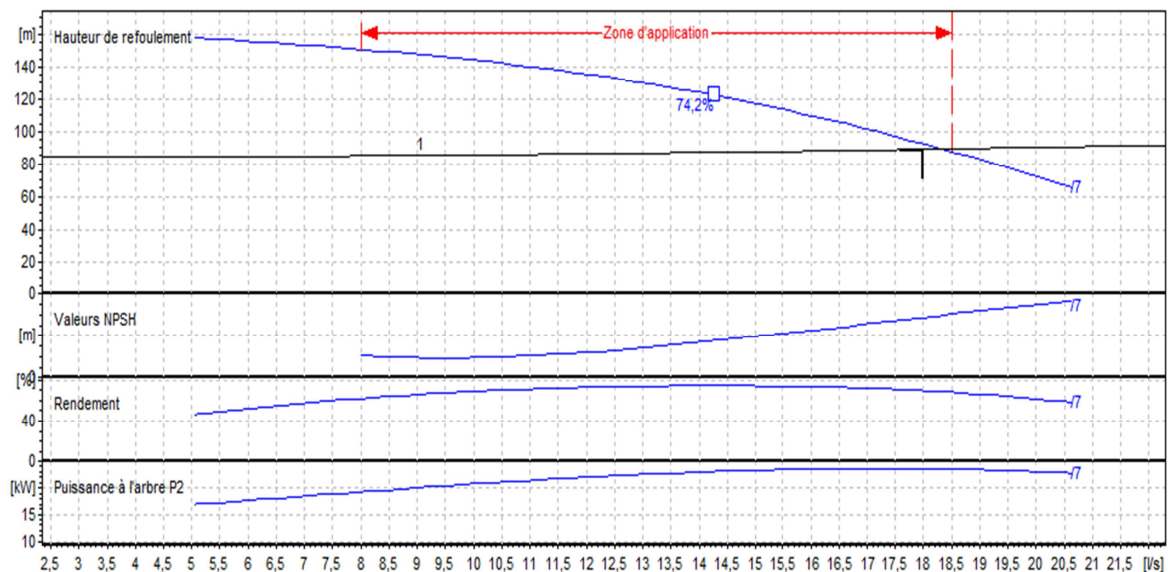


Figure (VI-21) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R2) :

d) Les pompes installées sur (R3) :

Caractéristiques de la conduite:

$$\begin{aligned} Q &= 16 \text{ l/s} \\ H_g &= 157,97 \text{ m} \\ H_{mt} &= 166,36 \text{ m} \end{aligned}$$

Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI [8], on opte pour un groupe électropompe immergé dont les références sont présentées dans l'annexe (16).

Pompe : E8S50/11A+MC850

$$\begin{aligned} N &= 2900 \text{ tr/min} \\ \eta &= 75,1 \% \\ (NPSH)_r &= 2,85 \text{ m} \\ P &= 34,6 \text{ KW} \end{aligned}$$

Le point de fonctionnement : P_1 ($Q_1=16 \text{ l/s}$, $H_1=166,36 \text{ m}$).

Le point désiré P_2 : ($Q_2=16 \text{ l/s}$, $H_2= 166,36 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ($Q=16 \text{ l/s}$, $H= 166,36 \text{ m}$), donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les courbes caractéristiques de la pompe de R3 sont représentées dans la figure (VI-21) suivante :

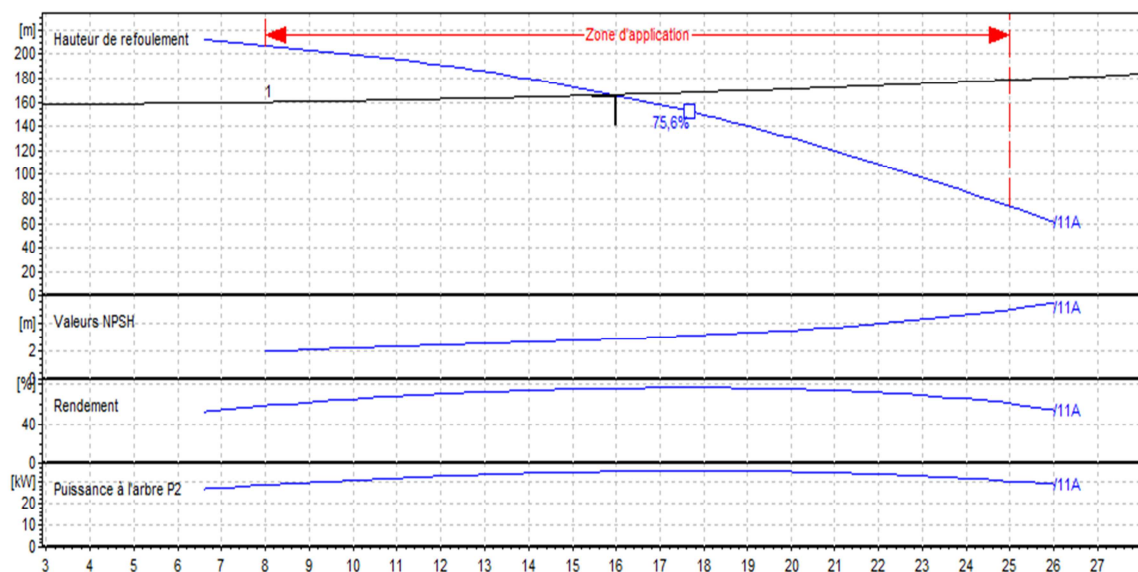


Figure (VI-22) : Caractéristiques de la pompe et de la conduite de (R3) :

Les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies de la chaîne Tiklat sont regroupés dans le tableau (VI.4) suivant :

Tableau (VI.4) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies de la chaîne Tiklat:

Station	Type des pompes	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	Puissance (KW)	NPSH _r (m)
F3	E8S64/11A+MC8125	2897,85	65,4	74,24	3,33
R1	E6S64/20A+MEH650	2899,87	67,5	33,39	4,76
R2	E8R40/7+MC835	2900	68,9	23,6	5,72
R3	E8S50/11A+MC850	2900	75,1	34,6	2,85

➤ **Vérification de la cavitation des pompes choisies :**

Par mesure de sécurité, les pompes immergées seront placées à **1m** au-dessous du niveau dynamique des forages, aussi pour les autres pompes immergées des stations de reprise travaillent en charge et par conséquent il n'y a pas de cavitation.

VI.1.9 Equipements des stations de pompage :

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent [3]:

- ✓ Les équipements d'aspiration.
- ✓ Les équipements de refoulement.

VI.1.9.1 Les équipements d'aspiration :

- ***Crépine :***

La crépine est placée sur le haut de la conduite d'aspiration, son rôle est d'éviter l'entrée des corps solides dans cette dernière.

- ***Clapet anti-retour :***

Le clapet anti-retour est un dispositif placé sur la canalisation d'aspiration permettant de contrôler le sens de circulation d'eau, il permet le passage de l'eau dans un sens et empêche le retour de l'eau au sens inverse. Il est ménagé dans les stations de pompage où les pompes travaillent en dépression.

- ***Vanne :***

La vanne est utilisée comme organe de réglage dans différents boucles de régulation. Son rôle est d'isoler la pompe en cas de besoin, cette vanne doit être placée dans les stations de pompage où les pompes travaillent en charge.

VI.1.9.2 Les équipements de refoulement :

- ***Joint de raccordement :***

Son rôle est de raccorder la conduite de refoulement à la pompe.

- ***Clapet de refoulement :***

En cas de l'arrêt de la pompe, le clapet de refoulement empêche l'inversion du débit.

- ***Vanne de refoulement :***

Son rôle est isolé la pompe lors des entretiens ou des démontages, elle est placée après la pompe.

VI.2 Automatisation :

Un système automatisé ou automatique est un système réalisant des opérations et pour lequel l'homme n'intervient que dans la programmation du système et dans son réglage.

Le but d'un système automatisé est de réaliser des tâches complexes ou dangereuses pour l'homme, effectuer des tâches pénibles ou répétitives ou encore gagner en efficacité et en précision.

Pour qu'une station de pompage ait un fonctionnement rationnel et économique une automatisation des ouvrages de cette station est nécessaire.

Les installations automatiques devront être visitées et entretenues par des agents spécialisés, avec si possible un contrôle visuel ou audible en vue d'alerter le personnel d'exploitation, dans le cas d'une anomalie de fonctionnement, et ce dans les meilleurs délais.

Il est important aussi de réaliser :

- ✓ L'arrêt de pompage quand le réservoir est plein.
- ✓ L'arrêt de pompage lorsque le niveau d'eau à l'aspiration atteint son niveau minimal.
- ✓ La reprise du pompage lorsque les conditions d'aspiration redeviennent normales.

VI.2.1 Différents types de liaisons [3] :

VI.2.1.1 Liaison aspiration-moteur :

Elle peut être réalisée par l'installation dans le puits, d'un flotteur en liaison avec un interrupteur, lui-même raccordé au contacteur de protection du moteur. Ce dispositif doit être réglé afin d'interdire toute marche à vide.

Une marche à vide de la pompe peut également être interdite en utilisant un relais à minimum de puissance, basé sur le fait que la puissance absorbée par le moteur diminue quand la pompe se désamorçe.

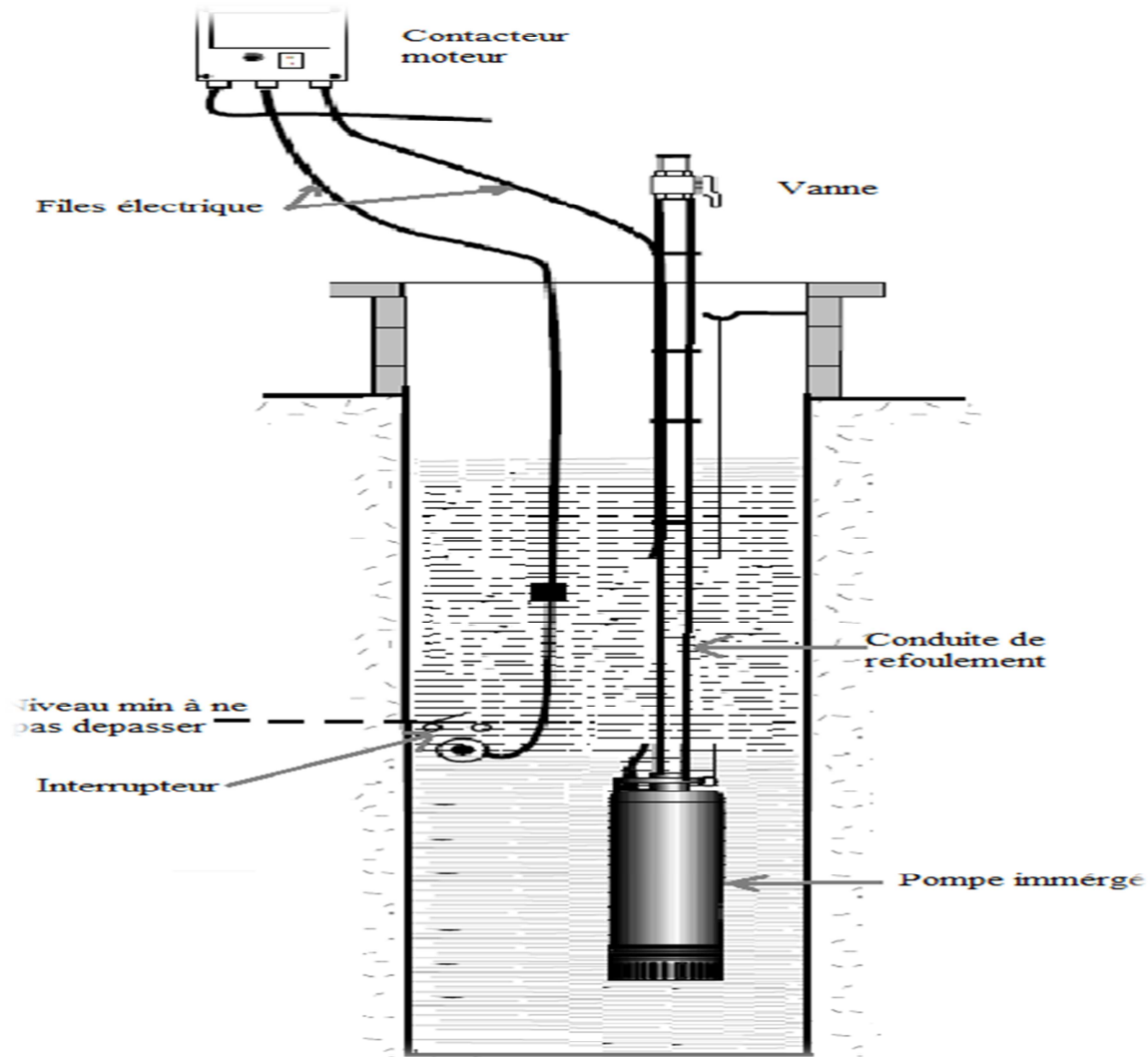


Figure (VI-23) : Interrupteur à flotteur

VI.2.1.2 Liaison moteur - réservoir :

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne électrique, encore appelée ligne pilote. son but est d'interrompre le pompage dès que le réservoir est plein.

VI.2.2 Commande par ligne pilote :

Dans sa forme la plus simple [11], un interrupteur à flotteur est disposé à la partie haute du réservoir, il est relié par un câble enterré ou sur poteaux, au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur et le déclenche pour un niveau d'eau inférieur au niveau minimal.

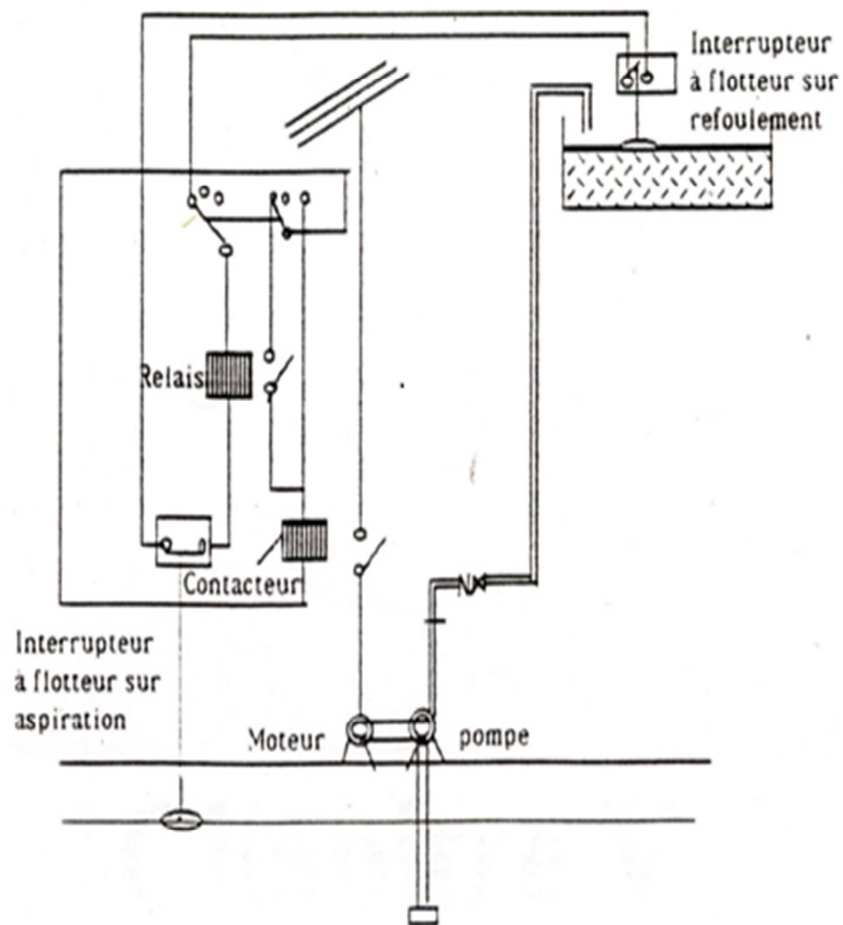


Figure (VI-24) : Commande avec ligne pilote :

VI.2.3 Commande sans ligne pilote :

L'installation d'une ligne pilote devient onéreuse dans le cas où la distance entre la station de reprise et le réservoir est très importante, et on peut envisager un dispositif qui peut la supprimer [11].

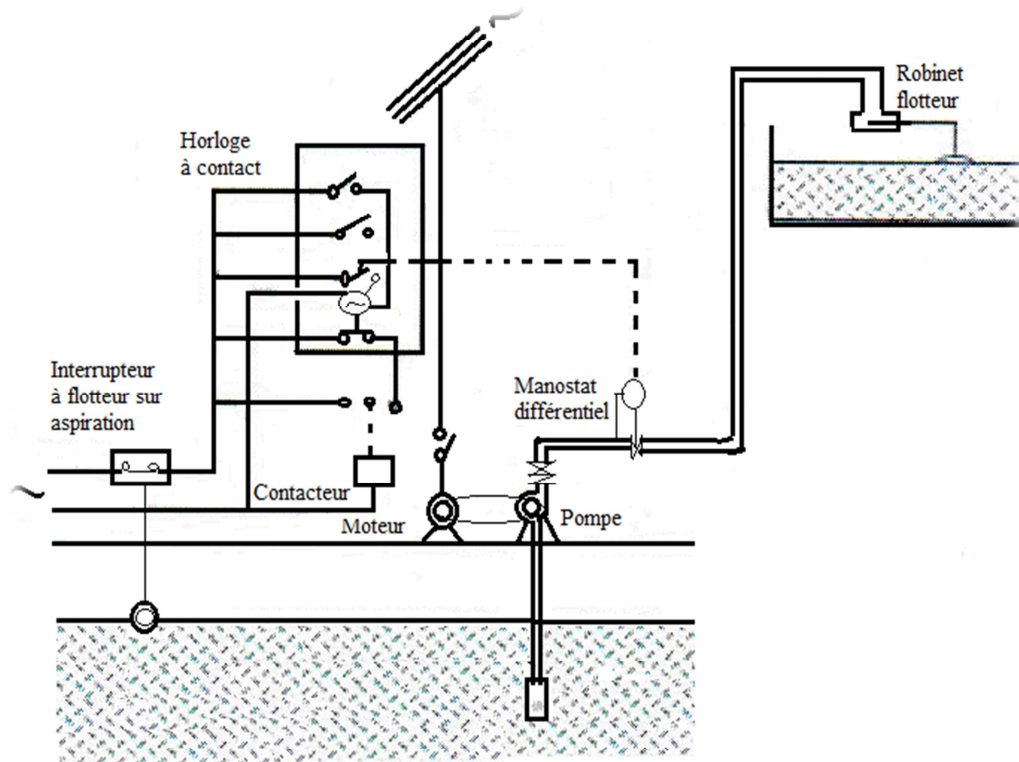


Figure (VI-25) : Commande sans ligne pilote.

VI.2.4 Avantages et inconvénients des deux systèmes [9]:

- ✓ Si la liaison par ligne pilote, le système à qui la solution la plus simple et la plus sûre, dès que l'installation est peu importante. Elle permet de réaliser la transmission des niveaux à distance et de renseigner à tout moment le personnel d'exploitation. L'inconvénient et le prix de cette installation si elle doit être posé sur une grande longueur.
- ✓ Si la liaison sans ligne pilote, elle peut rendre le service dans les installations peu importantes ou l'on peut s'accommoder d'un non redémarrage de la pompe après un arrêt.

VI.2.5 Le choix des automatismes (aspect économique) :

Il doit évidemment se baser sur une analyse du point de vue économique [10] :

- ✓ Les coûts des capteurs, des automates et de la motorisation des organes.
- ✓ Coûts d'installation, y compris l'adaptation des ouvrages.
- ✓ Coûts de fonctionnement et d'entretien.
- ✓ Frais du personnel, y compris la formation.

VI.2.6 Les contraintes soulevées par l'automatisation :

- ✓ Les tâches complexes sont dangereuses.
- ✓ La maintenance du système.
- ✓ Les limites du processus.
- ✓ L'efficacité et la précision.

VI.3 Conclusion :

Dans ce présent chapitre, on a utilisé des pompes de type « CAPRARI PUMP TUTOR », pour les forages et les stations de reprises on a opté pour des pompes immergées vue l'existence des puisards et les avantages qu'elles représentent. Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est nécessaire de prévoir des pompes de secours en cas de panne.

Afin que le réseau hydraulique soit en sécurité et le rendre rationnel et économique, l'automatisation au niveau de ce réseau s'avère nécessaire. Dans notre cas, on optera pour les commandes sans ligne pilote vu l'importance des distances séparant les stations de pompage et les réservoirs.

Chapitre VII

protection et pose des conduites

VII-1 Introduction :

La conduite a pour but de transporter un débit désiré en résistant à des contraintes éventuelles comme surpression et dépression ainsi que l'agressivité du sol et la flexion longitudinale due à son propre poids, au poids du sol et celui du terrain.

L'un des problèmes majeurs des conduites et la variation des pressions dues au changement des régimes, pour cela il est toujours nécessaire d'examiner le point de vue de protection contre ces variations.

VII-2 Protection des conduites contre le coup de bélier :

VII-2-1 Définition :

Le coup de bélier est défini comme étant des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est très fortement recommandé d'éviter les coups de bélier qui peuvent provoquer des dégâts extrêmement importants, parfois à retardement.

Cette surpression peut être importante, elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti-bélier.

VII-2-2 Causes du phénomène :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont [3] :

- ✓ Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimente une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- ✓ Fermeture instantanée ou trop rapide d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- ✓ Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert.
- ✓ Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

VII-2-3 Analyse physique du phénomène :

Dans le cas d'une conduite de refoulement dont le débit Q se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction. Nous admettrons une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau.

Supposons la colonne liquide constituée de tranches infiniment rapprochées. Survient l'arrêt brusque et instantané. Quatre phases peuvent être envisagées [3] :

1^{er} phase : Par suite de l'inertie de la conduite, l'eau poursuit son chemin ascendant mais la conduite n'est plus alimentée, il va en résulter derrière elle une dépression. Chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre.

Une onde de dépression prend au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est **L**, le temps (**T**) mis par cette onde pour atteindre le réservoir est **L/a**, alors la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

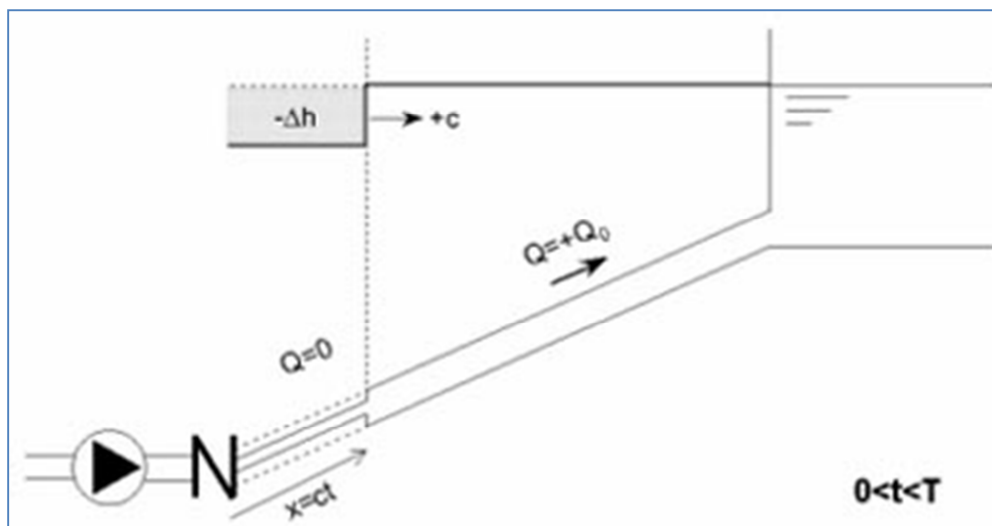


Figure VII.1 : Contraction de la conduite :

2^{ème} phase : Par suite de l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend son diamètre primitif, donc en considérant les tranches successives à partir du réservoir. L'eau redescend au bout d'un nouveau temps (**2T**) égale à **2L/a**, mais va se trouver arrêté par le clapet de la pompe. Cela endommage la conduite par une surpression.

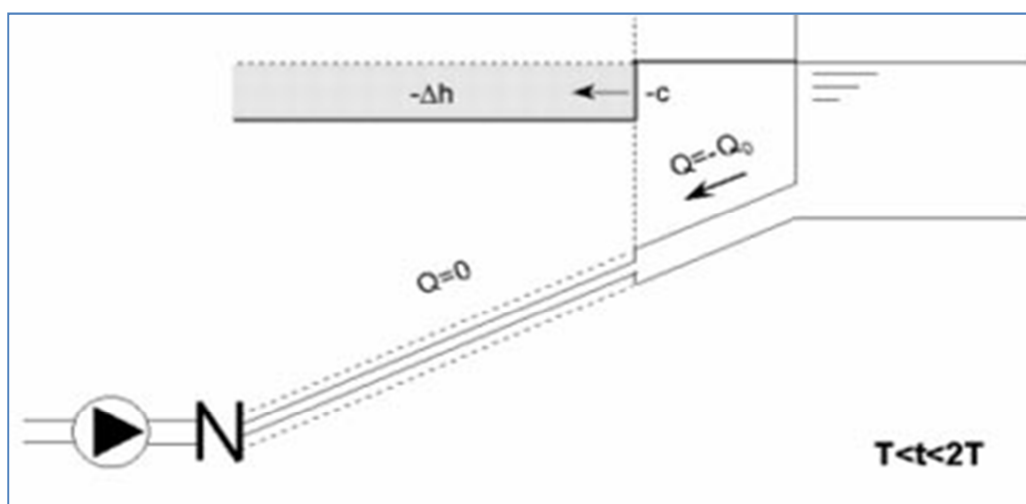


Figure VII.2 : écoulement au sens inverse :

3^{ème} phase : En raison de l'arrêt de la pompe, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite, et de même pour les tranches suivantes.

L'onde de pression gagnant de proche en proche dans le sens pompe-réservoir, au bout d'un nouveau temps (**3T**) égale à **3L/a**, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée.

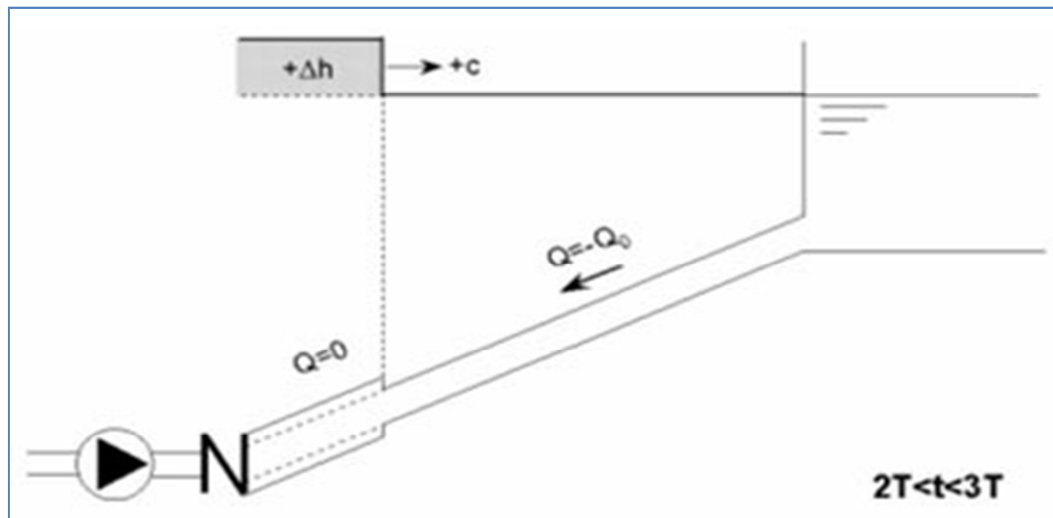


Figure VII.3 : Dilatation de la conduite :

4^{ème} phase : Avec l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend son diamètre primitif, les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions premières. Au bout d'un nouveau temps (**4T**) égale à **4L/a**, on revient à la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

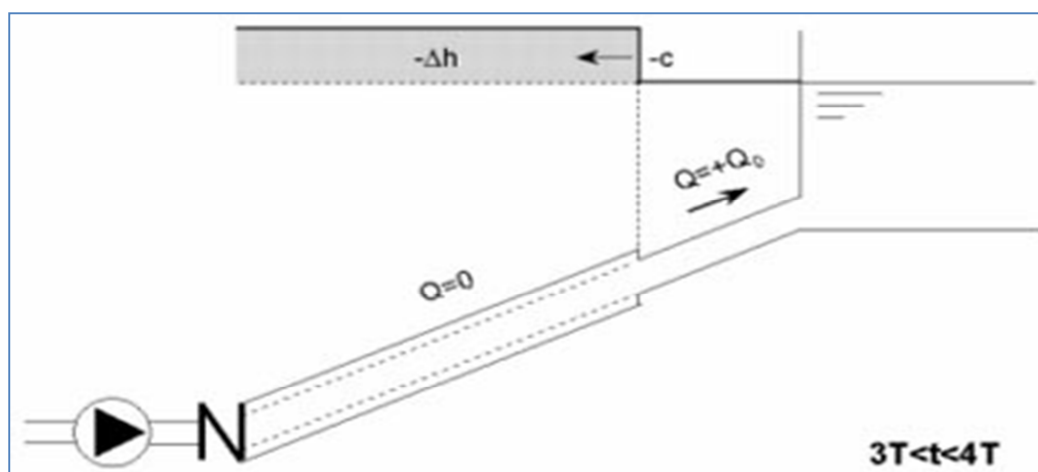


Figure VII.4 : Retour aux conditions initiales :

VII-2-4 Les dispositifs de protection :

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants :

VII-2-4-1 Réservoir d'air comprimé :

Un réservoir d'air comprimé est un Cylindre qui contient de l'air comprimé utilisé pour régulariser un débit et pour supprimer ou réduire les coups de bélier. Il permet de stocker une quantité suffisante d'air à la pression de travail du compresseur, cette capacité d'air évite un fonctionnement permanent du compresseur, assure une sécurité d'approvisionnement du réseau et une pression constante en cas de forte variation de la demande en air.

En cas de dépression au niveau de la conduite, l'air se trouvant au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers la conduite de refoulement. Par contre, en cas d'une surpression dans la conduite de refoulement, l'eau se trouvant dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important alors que l'air occupe un volume minimal.

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- ✓ Il présente des dimensions réduites par rapport à l'autre dispositif (cheminée d'équilibre).
- ✓ Il peut être une solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel
- ✓ Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

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

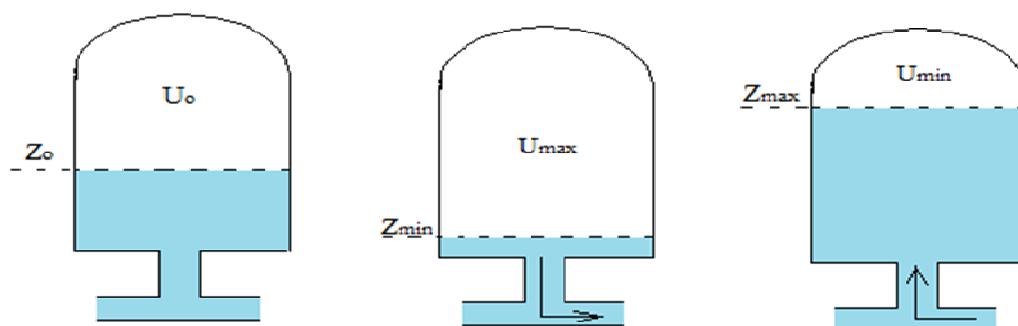


Figure (VII-5) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VII-2-4-2 La cheminée d'équilibre :

L'intérêt d'une cheminée d'équilibre est d'autant plus important la hauteur de chute est élevée et le système d'adduction est long.

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier.

VII-2-4-3 Les soupapes de décharge :

La soupape de décharge est un appareil de sécurité capable d'évacuer instantanément un débit important. Il protège les conduites contre les surpressions dues au changement brutal du régime dans la conduite.

VII-2-4-4 Les volants d'inertie :

Un volant d'inertie est une masse liée à la partie animée d'un mouvement de rotation dans une machine tournante, répartie autour de l'axe de telle sorte qu'elle confère à l'ensemble une plus grande inertie en rotation, dans le but de rendre plus régulier le régime de fonctionnement.

VII-2-4-5 Les Ventouses :

Le rôle principal de la ventouse est l'évacuation de l'air contenue dans les conduites. On procède à leur vidange lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

VII-2-5 Valeur numérique de coup de bélier :

La célérité de l'onde (α) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [3]:

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

α : Célérité de l'onde.

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).

K : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, ($K= 0,6$ pour la fonte ductile).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Pour la valeur maximale de coup de bélier, on distingue deux cas :

A) Cas d'une fermeture brusque :

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture (t_f), tel que : $t_f < \frac{2.L}{a}$

Avec : t_f : temps d'annulation de débit.

La valeur maximale du coup de bélier (B) est donnée comme suit :

$$\mathbf{B} = \frac{a.V_0}{g} \quad (\text{VII.2})$$

B) Cas d'une fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture : $t_f > \frac{2.L}{a}$

Dans ce cas, la valeur maximale de coup de bélier (B) est calculée par la formule de MICHAUD suivante :

$$\mathbf{B} = \frac{2.L.V_0}{g.t_f} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

B : Valeur maximale du coup de bélier (m).

V₀ : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s).

t_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

L : Longueur de la conduite(m).

Après avoir calculé la valeur du coup de bélier (B), la surpression maximale (H_s) dans la conduite est donnée par :

$$\mathbf{H_s} = \mathbf{Z_0} + \mathbf{B} \quad (\text{VII.4})$$

La valeur de la dépression maximale (H_d) est donnée par :

$$\mathbf{H_d} = \mathbf{Z_0} - \mathbf{B} \quad (\text{VII.5})$$

Telle que :

$$\mathbf{Z_0} = \mathbf{H_g} + \mathbf{10} \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

Z_0 : Pression absolue dans la conduite en (m.c.e).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

10 : Pression atmosphérique en (m.c.e).

VII-2-6 Calcul du coup de bélier :

VII-2-6-1 La chaîne N° 01 VSA :

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (VII-1) : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons :

Tronçons	Caractéristiques de la conduite			$Z_0=H_g+10$ (m)	Célérité (a) (m/s)	Le temps d'aller-retour de l'onde t (s)	Valeur du coup de bélier B (m)	Dépression H_d (m)	Surpression H_s (m)	PN (bars)
	D_{int} (mm)	e (mm)	V (m/s)							
F1-R1	250	5,8	0,68	50,15	1149,59	1,74	79,68	-29,53	129,83	25
R1-R2	200	5,4	0,81	165,99	1178,88	2,213	97,33	68,66	263,32	25
R2-R3	200	5,4	0,71	175,62	1178,88	1,84	85,32	90,3	260,94	25
R3-R4	80	4,8	0,5	106,29	1296,58	0,93	66,08	40,72	172,37	25
R4-R5	46,3	3,7	0,773	81,64	300,28	2,66	23,66	57,98	105,3	25

Remarque :

D'après les résultats obtenus sur le tableau on remarque que le long de la chaîne de refoulement il n'existe pas des surpressions qui dépassent la majoration des conduites qui est de 10 à 30%, on obtient une résistance de **(27,5 bars)** avec une majoration de **10%** de la conduite du tronçon (R1-R2) et on compare avec la valeur de la surpression qui égal à **(26,3 bars)**, par conséquent il n'y'a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier. Par contre il existe une dépression au niveau du tronçon (F1-R1), pour cela on optera pour la protection au moyen des réservoirs d'air.

VII-2-6-2 La chaîne N°02 Akarkar :

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII-2) : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons :

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				$Z_0=H_g+10$ (m)	Célérité (a) (m/s)	Le temps d'aller-retour de l'onde t (s)	Valeur du coup de bélier B (m)	Dépression H_d (m)	Surpression H_s (m)	PN (bars)
	D_{int} (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)							
F2-R1	200	5,4	0,67	1520	142,36	1178,89	2,58	80,52	61,84	222,88	25
R1-R2	200	5,4	0,637	1084	160,57	1178,89	1,84	76,55	84,02	237,12	25
R2-R3	200	5,4	0,57	605	158,04	1178,89	1,03	68,50	89,54	226,54	25
R3-RT1	150	5	0,51	430	121,87	1215,85	0,71	63,21	58,66	185,08	25
R3-R4	46,3	3,7	0,71	141,5	56,73	300,29	0,94	21,73	35,00	78,46	10
R3-(P_b)	103,4	6,6	1,26	370	95,14	269,58	2,75	34,63	60,51	129,77	10
(P_b)-R5	84,6	5,4	0,67	1175	56,44	269,58	8,72	18,41	38,03	74,85	10
R5-R6	46,3	3,7	0,59	660	83,16	300,29	4,40	18,06	65,10	101,22	10
(P_b)-R7	103,4	6,6	0,81	1500	82,38	269,58	11,13	22,26	60,12	104,64	10
R7-R8	84,6	5,4	0,96	615	81,28	269,58	4,56	26,38	54,90	107,66	10
R8-R9	58,3	5	0,86	943	69,42	310,58	6,07	27,23	42,19	96,65	10

Remarque:

D'après les résultats obtenus sur le tableau on remarque que le tronçon R3-(P_b) présente le cas le plus défavorable, la meilleure façon de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier est la disposition d'une vanne à fermeture lente.

VII-2-6-3 La chaîne N°03 Tiklat :

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau (VII-3) : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de différents tronçons :

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				$Z_0=H_g+10$ (m)	Célérité a (m/s)	Le temps d'aller-retour de l'onde t (s)	Valeur du coup de bélier B(m)	Dépression H_d (m)	Surpression H_s (m)	PN (bars)
	D int (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)							
F3-R1	200	5,4	0,69	3050	221,67	1178,89	5,17	82,92	138,75	304,59	25
R1-R2	200	5,4	0,61	2405	114,91	1178,89	4,08	73,30	41,61	188,21	25
R2-R3	200	5,4	0,57	1341	94,02	1178,89	2,28	68,50	25,52	162,52	25
R3-RT1	150	5	0,91	620	167,97	1215,85	1,02	112,78	55,19	280,75	25
RT1-R3 (Chaîne02)	100	10	1,16	430	121,87	334,05	2,57	39,5	82,37	161,37	16
RT1-RT2	103,4	6,6	0,61	1445	29,24	269,58	10,72	16,76	12,48	46,00	10
RT2-R4	46,3	3,7	0,87	615	60,72	300,29	4,10	26,63	34,09	87,35	10
RT2-R5	58,3	5	0,65	770	41,42	310,58	4,96	20,58	20,84	62,00	10

Remarque:

D'après Les résultats obtenus dans le tableau on remarque l'existence des surpressions sur les tronçons F3-R1 et R3-RT1. Par conséquent, on optera pour la protection au moyen des réservoirs d'air.

VII-2-7 Principe de calcul de réservoir d'air :

Les calculs consistent à déterminer la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON, après s'être fixé, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement [3].

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissible pour la dépression ou la surpression ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir des nouvelles caractéristiques du réservoir et de l'étranglement. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements, mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Une fois on a fixé les dimensions du réservoir d'air et de l'étranglement :

- ✓ Il sera fait application du diagramme de BERGERON où l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement.
- ✓ Les régimes seront considérés à rythme entier en prenant "L/a" comme unité de temps.

Dans notre cas, le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé à U_0 . Sur le diagramme $H = f(v)$, on trace la droite de pente a/g qui passe par le point d'intersection de la verticale qui passe par la vitesse V_0 du régime normal et de l'horizontale Z_0 qui est donnée comme suit :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.7})$$

Où :

Z_0 : Pression absolue en (m)

H_g : Hauteur géométrique en (m).

En choisissant une vitesse finale V_f de telle sorte qu'après les calculs on trouve une pression Z . La droite qui passe par cette pression doit couper la droite de pente a/g au point V_f choisie au préalable (Figure(VII.6)), sinon on refait le calcul avec une autre vitesse finale.

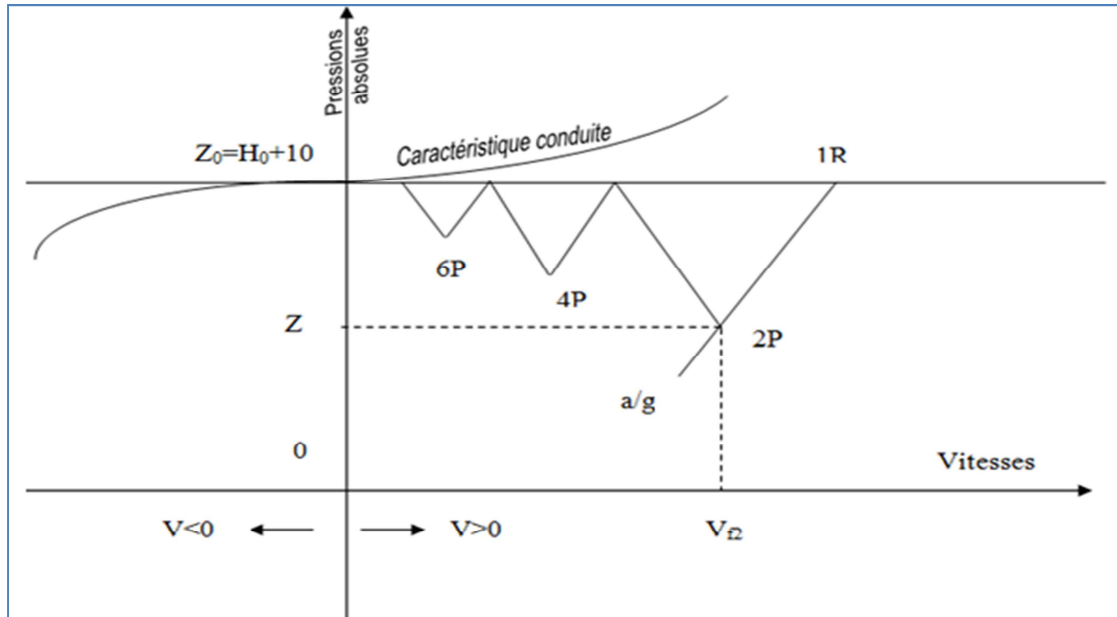


Figure (VII.6) : L'épure de Bergeron.

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

- 1- Les temps se suivent selon les valeurs de $\theta = \frac{2 \times L}{a}$
- 2- L'augmentation ou la diminution de (ΔU) est due à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m \tag{VII.8}$$

Où :

- S** : Section de la conduite,
- θ** : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite,
- V_m** : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie :

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \tag{VII.9}$$

- 3- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement U₀ au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente Δ U.
- 4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \tag{VII.10}$$

Où :

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,

Z_0 : Pression absolue,

U_0 : Volume d'air initial,

V : Volume nouveau de l'air,

Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure :

❖ *Cas de la montée de l'eau :*

Le diamètre de la tubulure sera pris :

$$d_{tb} = \frac{D_{\acute{e}q}}{2} \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

d_{tb} : Diamètre de la tubulure (m).

$D_{\acute{e}q}$: Diamètre équivalent de la conduite de refoulement (m).

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de **0.92**.

$$V_1/V_f = D^2/d'^2 = K \quad (\text{VII.12})$$

Où :

V_1 : Vitesse dans la tuyère,

V_f : Vitesse finale choisie,

D : Diamètre de la conduite,

d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d \quad (\text{VII.13})$$

d : Sera choisi d'une manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \quad \text{compris entre 15 et 20} \quad (\text{VII.14})$$

❖ *Cas de la descente de l'eau :*

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de **0,5** à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 \quad (\text{VII.15})$$

Où :

V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère,
 V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6- Calcul des pertes de charge :

❖ *Cas de la montée de l'eau :*

$$\Delta h_1 = C \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{VII.16})$$

Avec :

$$C = f(m)$$

$$m = (0,92.d)^2/D^2 \quad (\text{VII.17})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (17)).

❖ *Cas de la descente de l'eau :*

$$\Delta h_2 = C' \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{VII.18})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 0,5 \times (d/D)^2 \quad (\text{VII.19})$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (Annexe (17)).

La Perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOCK :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{VII.20})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

➤ Cas de la montée : $Z - \Delta h_1 - \delta$ (VII.21)

➤ Cas de la descente : $Z' + \Delta h_2 + \delta$ (VII.22)

VII-2-8 Application du calcul pour les différents tronçons :

VII-2-8-1 Tronçon F1-R1 de la chaîne N°01 :

On a:

- ✓ $\Phi = 250$ mm.
- ✓ $Q = 0,0335$ m³/s.
- ✓ $H_g = 40,15$ m.
- ✓ $L = 1000$ m.
- ✓ $K = 0,6$.
- ✓ $e = 5,8$ mm.

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon F1-R1 de la chaîne N°01 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VII.4) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VII.7).

Les résultats du calcul du réservoir d'air sont représentés dans le tableau (VII.4) suivant et la figure (VII.7) ci-après :

Tableau (VII.4) : Résultats de calcul du réservoir d'air de tronçon (F1-R1) :

Intervalles de temps θ (s)	0	1,740	3,479	5,219	6,959	8,699	10,438	12,178	13,918	15,658	17,397	19,137	20,877	22,617	24,356
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P	24P	26P	28P
$\Delta U = S.0.Vm = 0,085.Vm$	0	0,052	0,034	0,008	-0,017	-0,032	-0,035	-0,026	-0,009	0,010	0,022	0,023	0,014	0,001	-0,011
Volume d'Air U (m3)	0,2	0,252	0,286	0,294	0,277	0,244	0,209	0,183	0,175	0,185	0,208	0,230	0,245	0,246	0,235
$Z = (Hg + \Delta H0 + 10).Uo^{1,4}/U^{1,4}$	54,030	39,022	32,742	31,569	34,277	40,798	50,691	61,016	65,252	60,162	51,291	44,331	40,781	40,492	43,189
Montée : V1 (m/s)	0	9,495	4,296						0,332	3,941	5,210	4,118	1,675		
Descente : V2 (m/s)				-2,038	-9,583	-12,858	-11,481	-6,512						-1,971	-5,697
Montée : $\Delta H1$ (m)	0	2,664	0,546						0,003	0,459	0,802	0,501	0,083		
Descente : $\Delta H2$ (m)				0,154	3,416	6,150	4,904	1,577						0,144	1,207
Montée : $Z - \Delta H1$ (m)	54,030	36,357	32,197						65,249	59,703	50,489	43,830	40,698		
Descente : $Z + \Delta H2$ (m)				31,723	37,693	46,948	55,595	62,593						40,636	44,396
Perte de charge aux refoulements (m)	3,890	2,549	0,587	0,056	0,978	1,686	1,367	0,478	0,005	0,500	0,839	0,543	0,103	0,052	0,373
Montée : $Z - \Delta H1 - \Delta H0$ (m)	50,14	33,808	31,610						65,243	59,203	49,650	43,288	40,596		
Descente : $Z + \Delta H2 + \Delta H0$ (m)				31,779	38,671	48,634	56,962	63,071						40,688	44,770
Vitesse final Vf lue sur le graphique (m/s)	0,683	0,543	0,246	-0,069	-0,323	-0,434	-0,389	-0,220	0,019	0,225	0,298	0,236	0,096	-0,066	-0,193
Vitesse moyenne Vm (m/s)	0	0,613	0,395	0,089	-0,196	-0,379	-0,411	-0,304	-0,101	0,122	0,262	0,267	0,166	0,015	-0,130
Vitesse finale Vf choisie (m/s)	0	0,543	0,246	-0,069	-0,324	-0,435	-0,388	-0,220	0,019	0,226	0,298	0,236	0,096	-0,067	-0,193

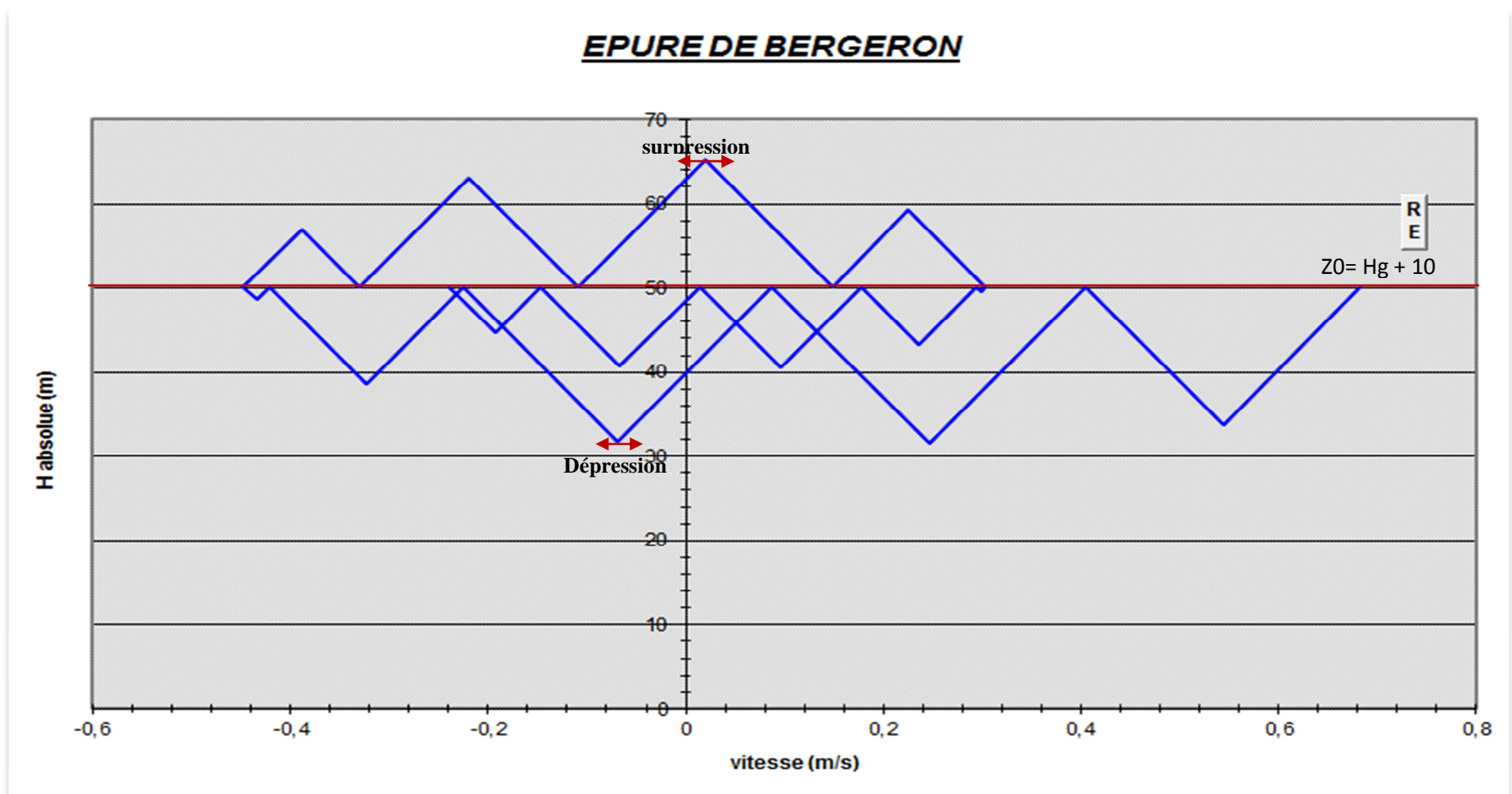


Figure (VII.7) : Epure de BERGERON (F1-R1):

Interprétation des résultats :

D'après le tableau (VII-4) et l'épure caractéristique du tronçon F1-R1 (Figure (VII-7)), on déduit que :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **18,417 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,294 m³**.
- ◆ Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **15,11 m** le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,175 m³**.

Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (VII-4), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,294 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon F1-R1, tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} \quad (\text{VII-23})$$

$$V_t = 1,2 \times 0,294 = 0,353 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de **0,4 m³**.

VII-2-8-2 Tronçon F3-R1 de la chaîne N°03 :

On a:

- ✓ $\Phi = 200 \text{ mm}$.
- ✓ $Q = 0,0216 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $H_g = 211,67 \text{ m}$.
- ✓ $L = 3050 \text{ m}$.
- ✓ $K = 0,6$.
- ✓ $e = 5 \text{ mm}$.

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon F3-R1 de la chaîne N°03 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VII.5) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VII.8).

Les résultats du calcul du réservoir d'air sont représentés dans le tableau (VII.5) suivant et la figure (VII.8) ci-après :

Tableau (VII.5) : Résultats de calcul du réservoir d'air de tronçon (F3-R1):

Intervalles de temps θ (s)	0	5,2392	10,4784	15,7176	20,9567	26,1959	31,4351	36,6743	41,9135	47,1527	52,3919	57,6310	62,8702	68,1094	73,3486
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P	24P	26P	28P
$\Delta U = S.\theta.V_m=0,16V_m$	0	0,087	0,011	-0,056	-0,052	0,002	0,041	0,029	-0,012	-0,034	-0,017	0,016	0,027	0,007	-0,018
Volume d'Air U (m ³)	0,5	0,587	0,598	0,541	0,489	0,491	0,532	0,561	0,550	0,516	0,498	0,514	0,541	0,548	0,530
$Z = (Hg + \Delta H_0 + 10).U_0^{1,4}/U^{1,4}$	237,273	189,709	184,881	212,409	244,867	243,642	217,543	201,774	207,810	227,241	238,274	228,253	212,607	208,688	218,663
Montée : V_1 (m/s)	0	6,906				3,854	5,649	1,101			0,078	3,492	2,654		
Descente : V_2 (m/s)			-7,452	-14,489	-5,843				-6,415	-6,812				-1,679	-5,314
Montée : ΔH_1 (m)	0	1,556				0,485	1,041	0,040			0,001	0,398	0,230		
Descente : $\Delta H_2 V_2^2$ (m)			2,207	8,344	1,357				1,636	1,844				0,112	1,122
Montée : $Z - \Delta H_1$ (m)	237,273	188,154				243,157	216,502	201,734			238,274	227,855	212,377		
Descente : $Z + \Delta H_2$ (m)			187,089	220,754	246,224				209,445	229,086				208,800	219,785
Perte de charge aux refoulements (m)	15,603	4,835	2,099	7,192	1,338	1,642	3,332	0,161	1,590	1,778	0,001	1,367	0,822	0,133	1,122
Montée : $Z - \Delta H_1 - \Delta H_0$ (m)	221,67	183,319				241,515	213,170	201,573			238,273	226,488	211,555		
Descente : $Z + \Delta H_2 + \Delta H_0$ (m)			189,188	227,946	247,562				211,036	230,863				208,933	220,907
Vitesse final V_f lue sur le graphique (m/s)	0,687	0,365	-0,232	-0,453	-0,182	0,204	0,299	0,058	-0,201	-0,213	0,004	0,185	0,140	-0,052	-0,166
Vitesse moyenne V_m (m/s)	0	0,527	0,066	-0,343	-0,318	0,011	0,251	0,179	-0,071	-0,207	-0,104	0,094	0,163	0,044	-0,109
Vitesse finale V_f choisie (m/s)	0	0,365	-0,233	-0,453	-0,183	0,204	0,299	0,058	-0,200	-0,213	0,004	0,185	0,140	-0,052	-0,166

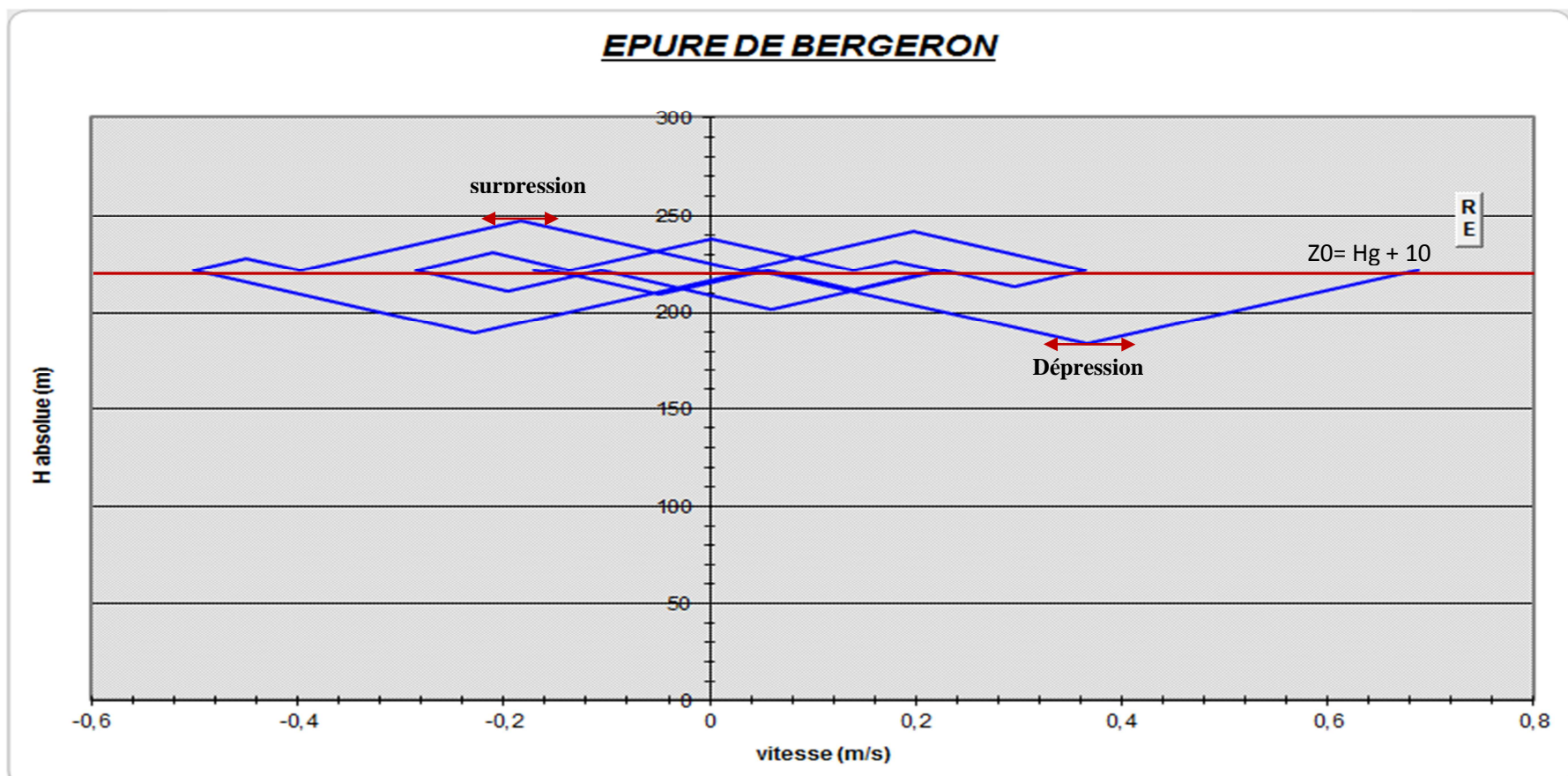


Figure (VII.8) : Epure de BERGERON (F3-R1):

Interprétation des résultats :

D'après le tableau (VII-5) et l'épure caractéristique du tronçon F3-R1 (Figure (VII-8)), on déduit que :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **34,58 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,598 m³**.
- ◆ Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **25,89 m** le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,489 m³**.

Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (VII-5), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,598 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon F3-R1, tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max}$$

$$V_t = 1,2 \times 0,598 = 0,717 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de **0,750 m³**.

VII-2-8-3 Tronçon R3-RT1 de la chaîne N°03 :

On a:

- ✓ $\Phi = 150 \text{ mm}$.
- ✓ $Q = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $H_g = 157,97 \text{ m}$.
- ✓ $L = 620 \text{ m}$.
- ✓ $K = 0,6$.
- ✓ $e = 5 \text{ mm}$.

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon R3-RT1 de la chaîne N°03 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VII.6) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VII.9).

Les résultats du calcul du réservoir d'air sont représentés dans le tableau (VII.6) suivant et la figure (VII.9) ci-après :

Tableau (VII.6) : Résultats de calcul du réservoir d'air de tronçon (R3-RT1):

Intervalles de temps θ (s)	0	0,884	1,768	2,652	3,536	4,419	5,303	6,187	7,071	7,955	8,839	9,723	10,607	11,491	12,375
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P	24P	26P	28P
$\Delta U = S.0.V_m = 0,018.V_m$	0	0,013	0,008	0,001	-0,005	-0,008	-0,008	-0,005	0,000	0,004	0,006	0,005	0,002	-0,001	-0,004
Volume d'Air U (m ³)	0,1	0,113	0,120	0,120	0,116	0,108	0,100	0,095	0,095	0,099	0,105	0,109	0,111	0,110	0,107
$Z = (Hg + \Delta H_0 + 10).U_0^{1,4}/U^{1,4}$	176,359	149,339	136,086	134,821	143,494	159,280	176,816	188,698	189,067	179,005	165,738	155,660	151,486	153,624	160,978
Montée : V_1 (m/s)	0	11,793	4,653						2,331	5,735	6,170	4,024	0,537		
Descente : V_2 (m/s)				-4,976	-14,033	-15,954	-11,897	-4,425						-4,910	-8,149
Montée : ΔH_1 (m)	0	4,040	0,629						0,158	0,956	1,106	0,470	0,008		
Descente : ΔH_2 (m)				0,934	7,426	9,599	5,338	0,738						0,909	2,504
Montée : $Z - \Delta H_1$ (m)	176,359	145,298	135,457						188,909	178,049	164,632	155,190	151,477		
Descente : $Z + \Delta H_2$ (m)				135,755	150,920	168,879	182,154	189,436						154,533	163,483
Perte de charge aux refoulements (m)	8,389	5,342	0,954	0,408	2,781	3,527	2,048	0,328	0,265	1,406	1,609	0,729	0,017	0,398	1,016
Montée : $Z - \Delta H_1 - \Delta H_0$ (m)	167,97	139,956	134,503						188,644	176,644	163,023	154,460	151,460		
Descente : $Z + \Delta H_2 + \Delta H_0$ (m)				136,162	153,701	172,406	184,202	189,764						154,931	164,499
Vitesse final V_f lue sur le graphique (m/s)	0,906	0,710	0,280	-0,176	-0,499	-0,567	-0,423	-0,157	0,140	0,345	0,371	0,242	0,032	-0,174	-0,290
Vitesse moyenne V_m (m/s)		0,808	0,495	0,052	-0,338	-0,533	-0,495	-0,290	-0,009	0,243	0,358	0,307	0,137	-0,071	-0,232
Vitesse finale V_f choisie (m/s)		0,710	0,280	-0,177	-0,499	-0,567	-0,423	-0,157	0,140	0,345	0,371	0,242	0,032	-0,175	-0,290

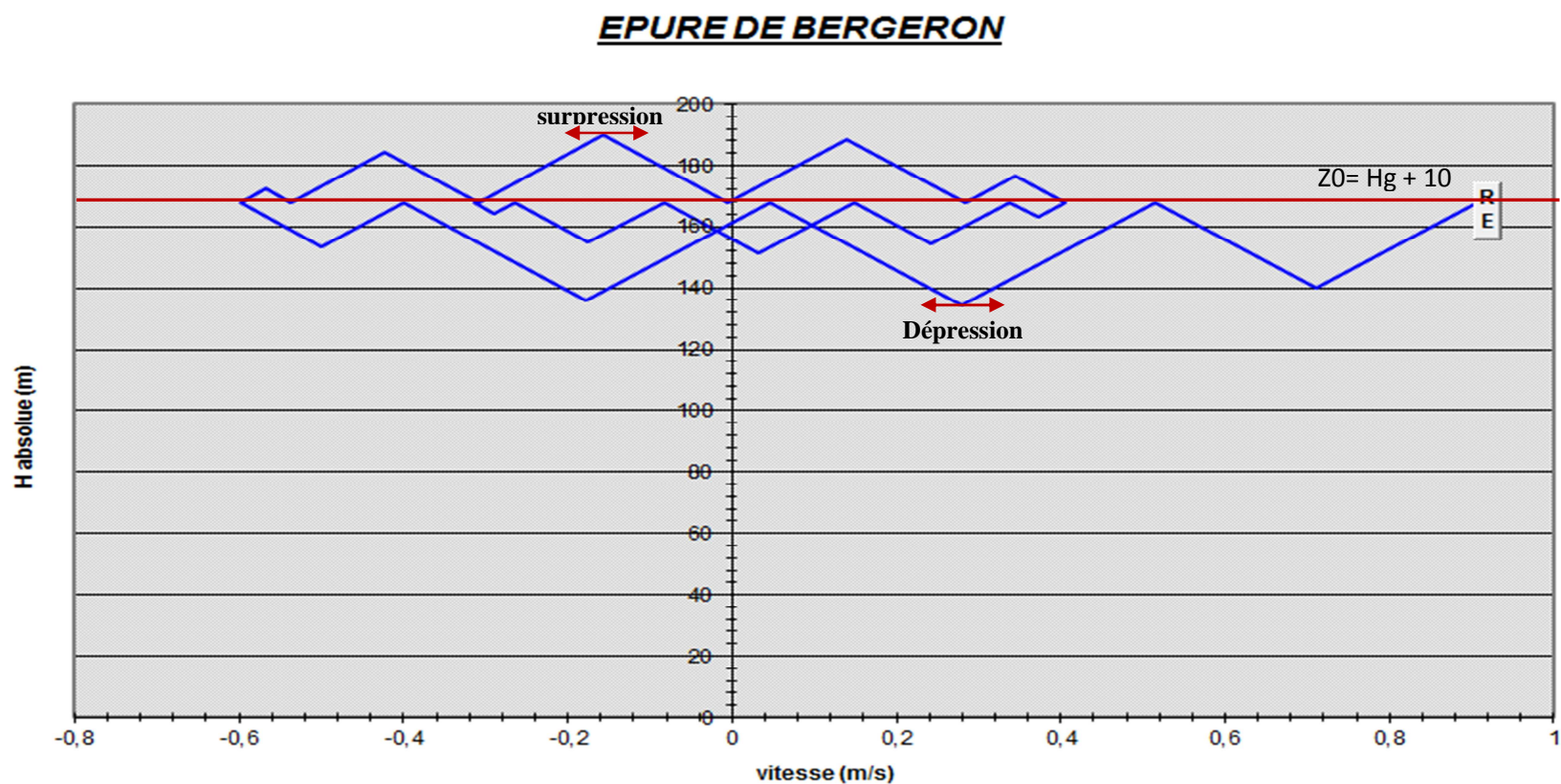


Figure (VII.9) : Epure de BERGERON (R3-RT1):

Interprétation des résultats :

D'après le tableau (VII-6) et l'épure caractéristique du tronçon R3-RT1 (Figure (VII-9)), on déduit que :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **35,51 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,12 m³**.
- ◆ Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **21,466 m** le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,095 m³**.

Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (VII-6), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,12 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon R3-RT1, tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max}$$

$$V_t = 1,2 \times 0,12 = \mathbf{0,144 \text{ m}^3}$$

On optera alors pour un réservoir de **0,2 m³**.

VII-3 Pose des conduites :

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol. Par mesure de sécurité on doit suivre certaines instructions pendant la pose des conduites :

- La pose des conduites se fera par l'intermédiaire d'un engin de pose.
- Faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration on débutant les travaux par le point le plus haut.
- Protéger le revêtement on descendant lentement et attentivement ces conduites.
- Elles doivent être posées en file bien alignées. Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de terre.
- La pose des conduites se fera avec un très grand soin afin d'éviter la détérioration de la protection.
- La pose se fait seulement après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus.
- La conduite doit épouser le lit de pose dans toute sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au-dessous et qu'elle n'est pas en contact avec des grosses pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement.
- A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon pour éviter l'introduction des corps étrangers.
- La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte et le compactage du remblai.

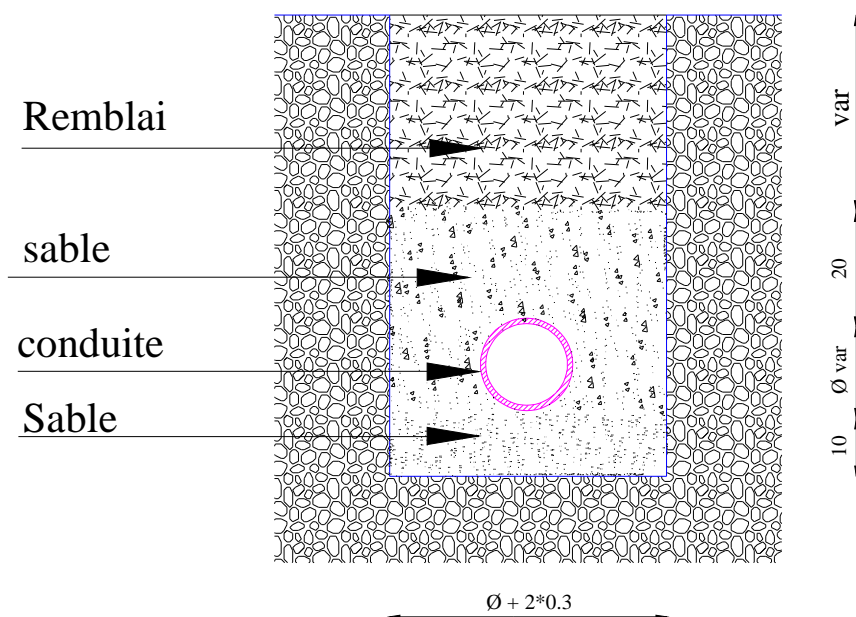


Figure (VII.10) : Pose de la conduite en tranchée.

VII-3-1 Pose en tranchée :

Lors de l'exécution d'une tranchée on doit tenir compte des normes suivantes [10]:

- La pose s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante (60cm minimum), au niveau des joints on établit des niches (élargissement) pour faciliter leur exécution.
- La profondeur de cette tranchée est déterminée de façon qu'une distance de 60 à 120 cm au-dessus de la génératrice supérieure à la conduite pour éviter les dégâts qui pourraient être causés par le gel.
- Le fond de fouille est ensuite recouvert d'un lit de pose de 15 à 20cm d'épaisseur bien nivelé suivant les côtes du profil en long.
- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur. La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler facilement : on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne pas causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. A partir de la hauteur fixée précédemment, le remblaiement se poursuit manuellement.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour réduire le phénomène de corrosion.

VII-3-2 Réalisation des tranchées :

La section transversale de la tranchée est fonction de :

- ✓ Sa profondeur (H).
- ✓ Sa largeur (L).
- ✓ Son coefficient du talus (m).

a) La profondeur :

$$H = H_1 + D + H_2 \quad (\text{VII-24})$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée ;

H₁ : Epaisseur du lit de pose qui varie de 0,15 à 0,2 m ;

H₂ : Distance au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite qui est de 0,6 à 1,2 m.

D : Diamètre de la conduite en (m).

b) La largeur :

Elle est en fonction du diamètre de la conduite, en prévoyant 0,3 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle se calcul par :

$$L = D + 2 \times 0,3 \quad (\text{VII-25})$$

Avec :

L : Largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

c) Coefficient du talus :

Il est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau (VII-7): Coefficient du talus pour les tranchées :

Type de sol	Profondeur de la tranchée	
	H > 1,5 m	H < 1,5 m
Sable	m = 1	m = 0,5
Limon sableux	m = 0,65	m = 0,25
Limon argileux	m = 0,5	m = 0,5

VII-3-3 Traversée des points spéciaux :**VII-3-3-1 Traversée d'une route :**

A cause des charges supportées qui peuvent provoquer des ruptures et ainsi des infiltrations nuisible au niveau de la conduite, la pose de cette dernière s'effectuera dans une buse de diamètre supérieure dans laquelle la conduite est introduite et cela pour protéger la canalisation du chocs et du vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée.

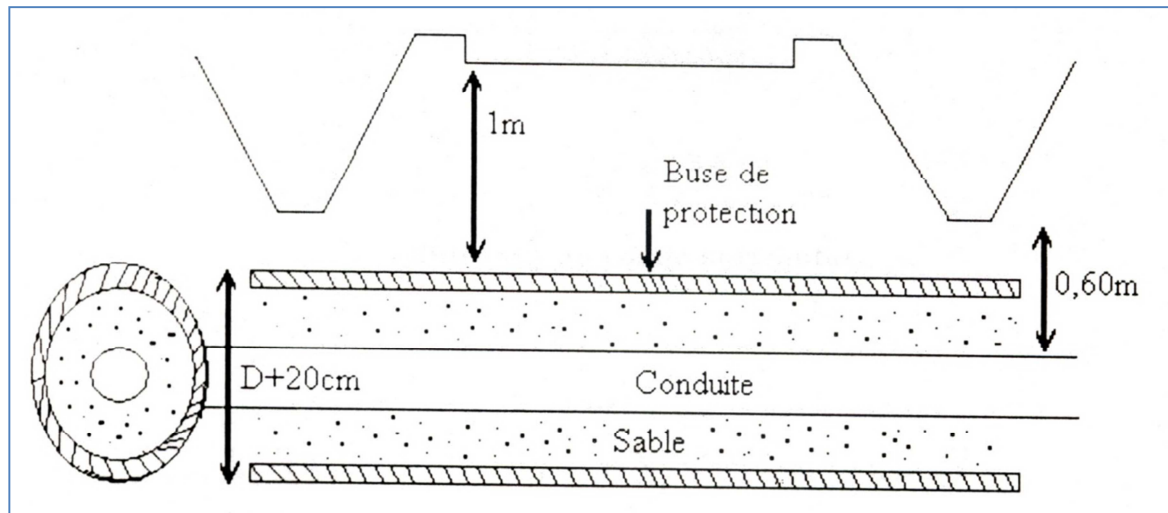


Figure (VII-11): Protection pour la traversés des routes.

VII-3-3-2 Traversée d'une rivière ou d'un oued :

Vue de l'importance de l'adduction et l'utilité de la traversée, la pose d'une conduite à travers une rivière ou un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter [9]:

- ✓ 1^{er} cas : l'existence d'un pont route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- ✓ 2^{eme} cas : si le pont route n'existe pas, la conduite pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseau), et pour la protéger on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux côtés de la canalisation.

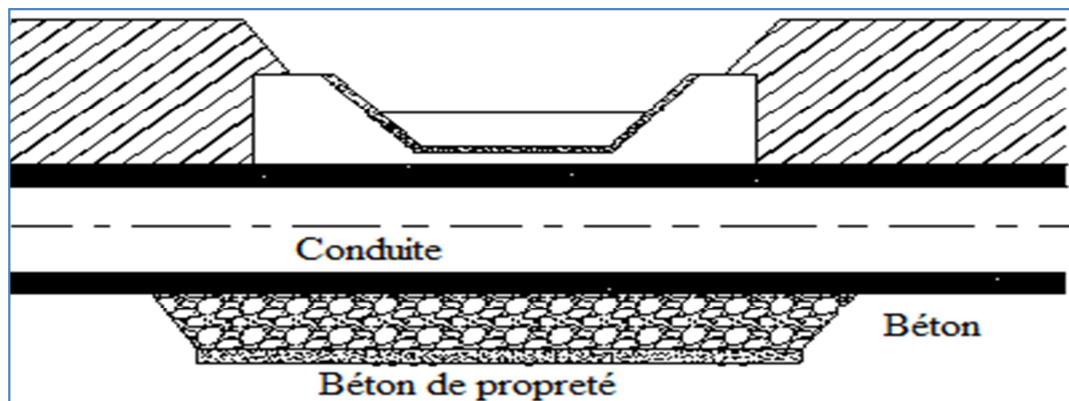


Figure (VII-12) : Traversée d'une rivière ou d'un Oued.

VII-3-3-3 Traversée de chemin de fer :

La conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine d'un diamètre $D + 30\text{cm}$, ensuite on va la remplir avec du gravier afin d'amortir les vibrations causées par le passage des trains.

Donc le tronçon sera isolé par deux regards de visite pour faciliter le retrait de la conduite en cas d'éventuelle réparation.

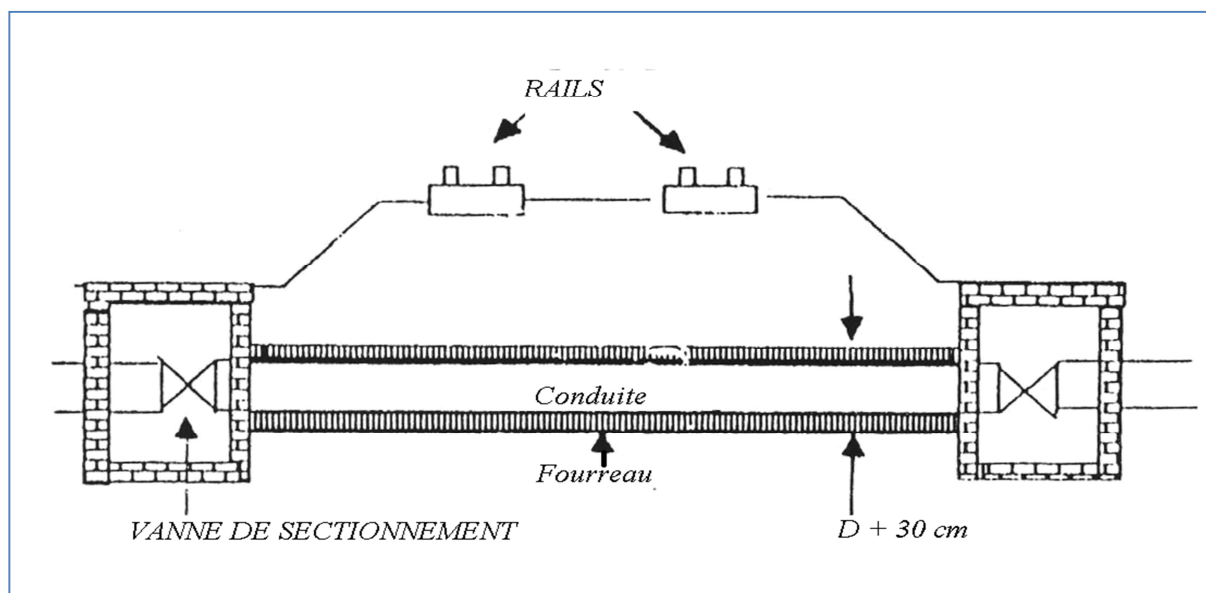


Figure (VII-13): Traversée de chemin de fer.

VII-3-4 Stabilisation des conduites :

En raison de la poussée due à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y'a risque de la rupture des soudures au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. Donc il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton, et pour cela on distingue [3]:

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

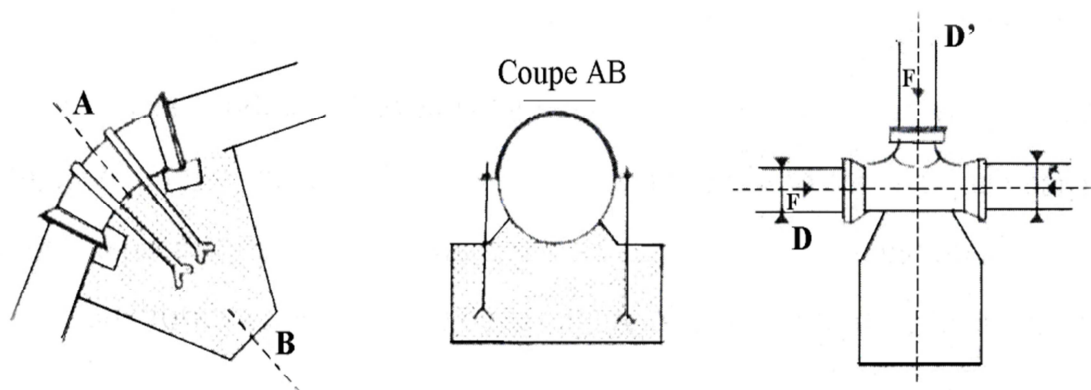


Figure (VII-14) : Butée sur coude horizontale.

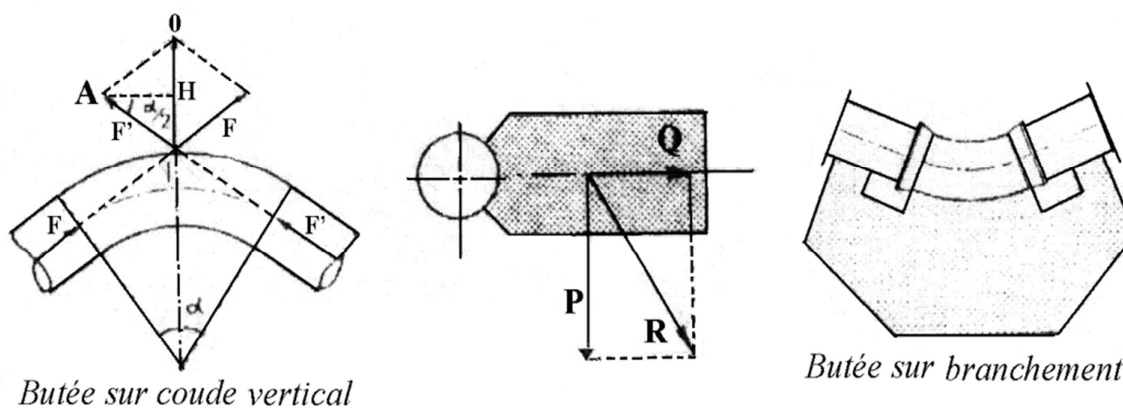


Figure (VII-15) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

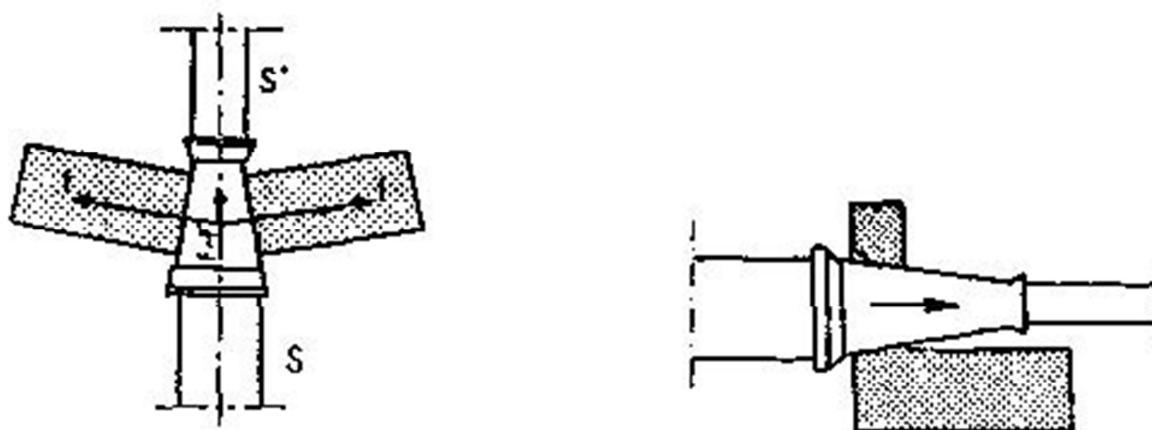


Figure (VII-16) : Butée sur un cône :

VII-3-5 Pose en élévation :

La conduite reposera sur des tasseaux en béton lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression. Les tasseaux peuvent être au nombre de un ou deux par tuyau [11].

VII-3-6 La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :

Elle doit être précédée d'un nettoyage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un nettoyage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique [9].

VII-4 Conclusion :

D'après les résultats obtenus nous remarquons que les dépressions et les surpressions sont importantes et la protection contre celles-ci ne peut se faire qu'à l'aide des réservoirs d'airs.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière qui assure l'équilibre des tuyaux. En cas d'une mauvaise pose, ce dernier influe sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien.

Une pose convenable permet une stabilité très importante et une durée d'exploitation allongée.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Pour atteindre l'objectif assigné dans notre projet d'alimentation en eau potable, nous avons établi un état des lieux des trois chaînes de la commune de Fenaia II-Maten, afin de comprendre le fonctionnement de ces dernières.

Le diagnostic physique que nous avons réalisé nous a permis d'élaborer un plan d'urgence pour la réhabilitation des trois chaînes. Il s'agit essentiellement d'une opération de remplacement de tous les équipements hydrauliques défectueux pour mettre fin aux pertes hors normes, et des travaux de génie civil pour une protection des infrastructures.

L'estimation des différents besoins en eau à l'horizon actuel et futur pour la commune Fenaia II-Maten et leur confrontation avec les ressources disponibles des trois chaînes nous a permis d'élaborer un bilan hydrique qui fait une satisfaction théorique de la demande actuelle, tout en signalant le problème des pertes hors normes que connaît ce réseau, l'enjeu qui influe considérablement sur la dotation réelle disponible pour chaque consommateur.

L'autre partie de notre travail a consisté en la vérification hydraulique qui nous a permis de conclure ce qui suit :

- Pour l'adduction on a proposé d'adopter de nouvelles canalisations avec des nouveaux diamètres pour mettre fin à des fuites et de véhiculer le débit nécessaire à une alimentation optimale. De même nous avons préconisé au remplacement de l'acier noir par des conduites en fonte ductile.
- La vérification des besoins en matière de capacité de stockage montre que la commune de Fenaia II-Maten accuse un déficit pour différents horizons, pour pouvoir stocker les volumes d'eau nécessaires à différents horizons, la solution préconisée est de renforcer les réservoirs en les jumelant avec d'autres réservoirs.
- En ce qui concerne les pompes nous avons opté pour des pompes immergées vu les avantages qu'elle représente, le choix des pompes est réalisé par le logiciel CAPRARI, qui donne des résultats plus précis que l'utilisation d'un catalogue.
- La dernière partie de notre travail a concerné la sécurisation des installations contre le phénomène transitoire du coup de bélier dont les tronçons ayant une surpression ou une dépression, la solution préconisée à ce phénomène pour les adductions par refoulement est l'installation des réservoirs d'air par contre pour les adductions gravitaires on a préconisé l'utilisation des vannes à fermeture lente.

Enfin nous souhaitons que ce modeste travail puisse être utilisé comme un avant projet pour régler l'ensemble d'anomalie que connaît le réseau d'AEP de la commune de Fenaia II-Maten.

Bibliographie

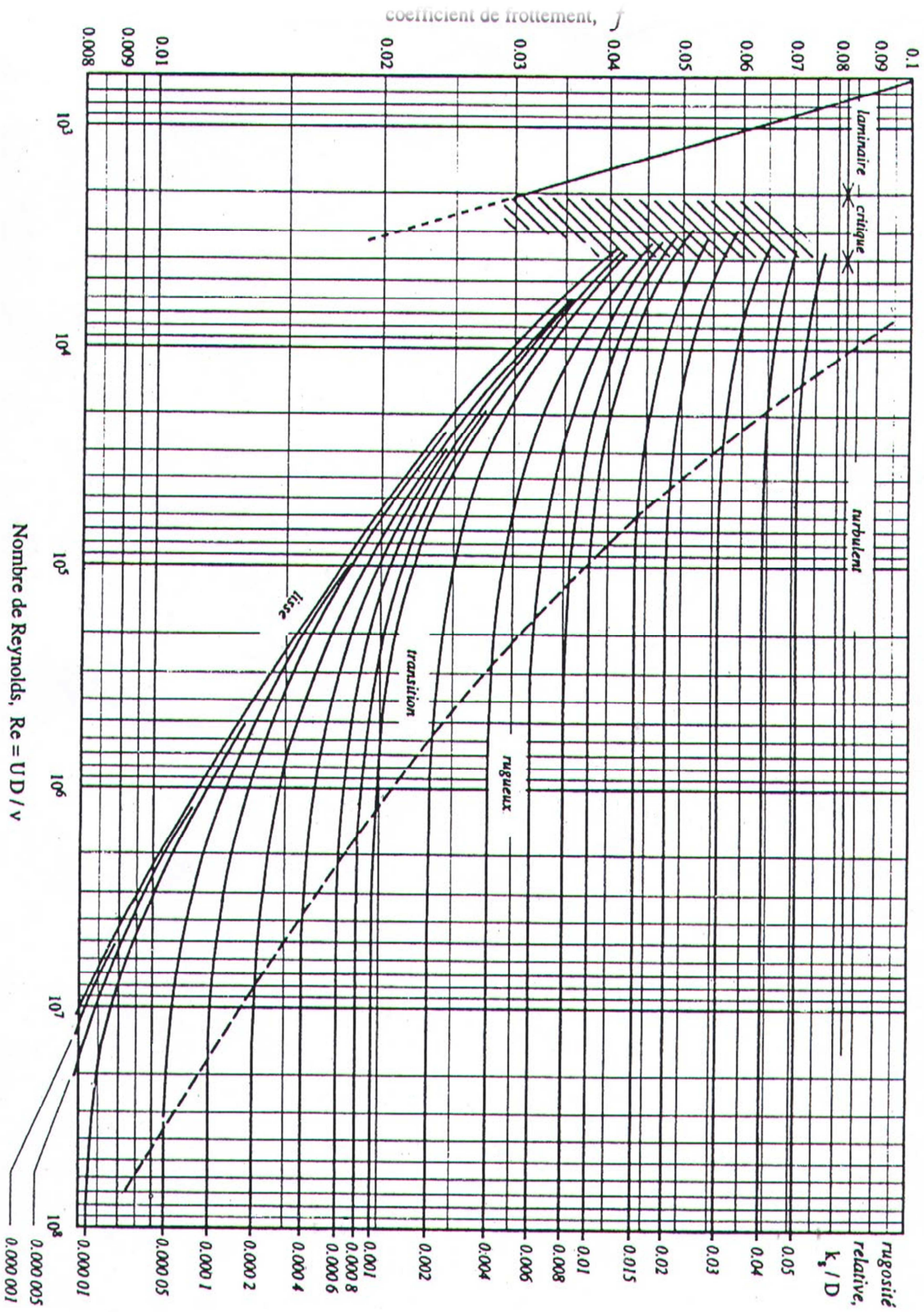
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] : Données recueillies auprès des services : APC de la commune Fenaia Il-Maten et la subdivision d'hydraulique de la commune d'El-kseur.
- [2] : **J. BONVIN** : Hydraulique urbaine tome I. Version 2005.
- [3] : **DUPONT** : Hydraulique urbaine tome II. Edition Eyrolles, Paris (1979).
- [4] **BONIN. J** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Edition Eyrolles (1977).
- [5] **CARLIER. M** : Hydraulique générale, Edition Eyrolles, 1980 Paris.
- [6] Catalogue **PAM de Saint-Gobain** Algérie.
- [7] Catalogue de **STPM Chiali** Bejaia.
- [8] Catalogue **Caprari** (logiciel).
- [9] : **Mémoire fin d'étude** : Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia Wilaya de Sétif (2011).
- [10] : **Mémoire fin d'étude** : Etude du renforcement de la chaine d'adduction des villages d'Ait Melloul commune de Tichy willaya de Bejaia (2007).
- [11] : **Mémoire fin d'étude** : Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou – Bejaia à partir du barrage Tichi-Haf (2010).

Annexes

Annexes

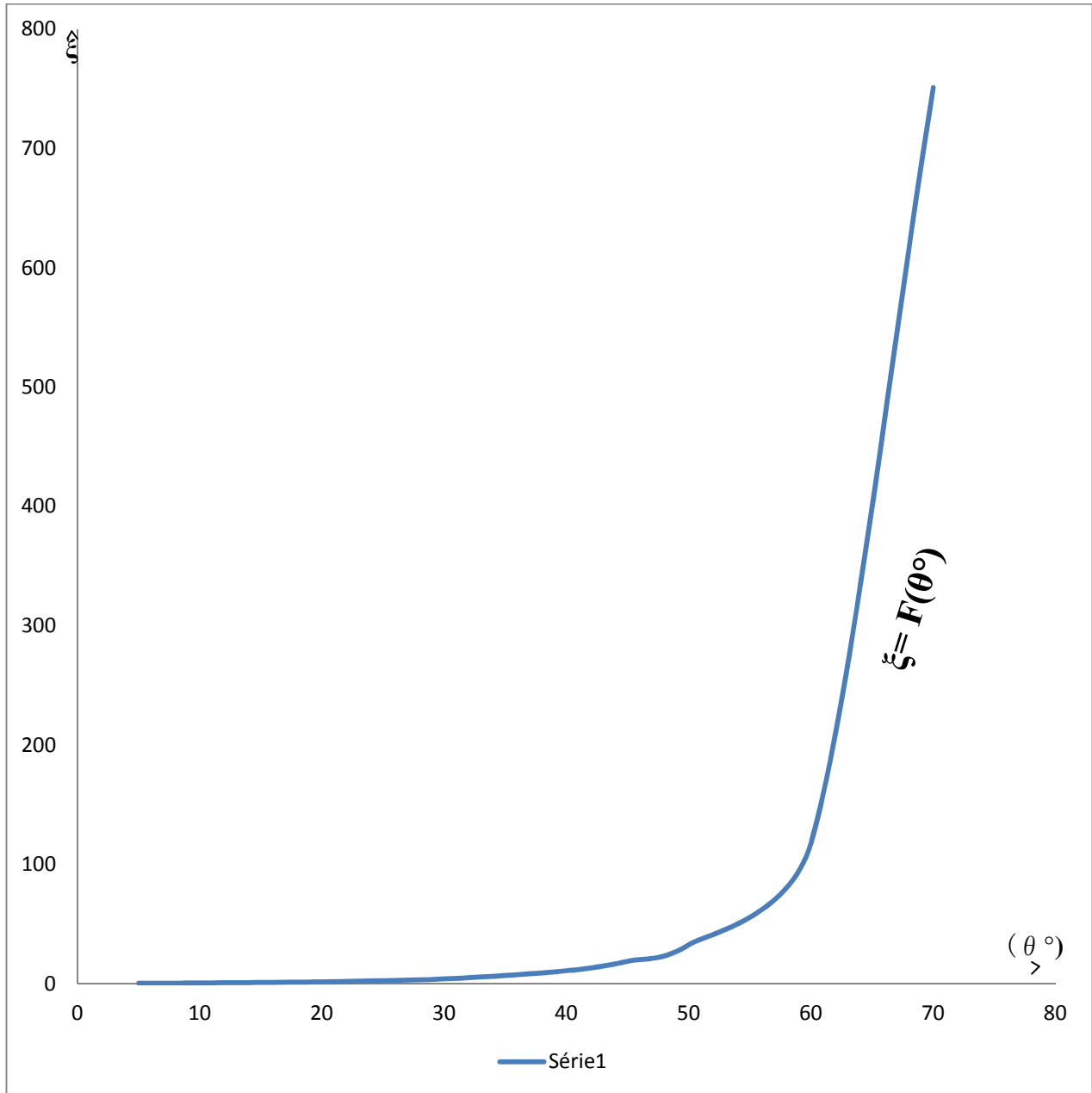
Annexe (2) : Abaque de Moody



Annexes

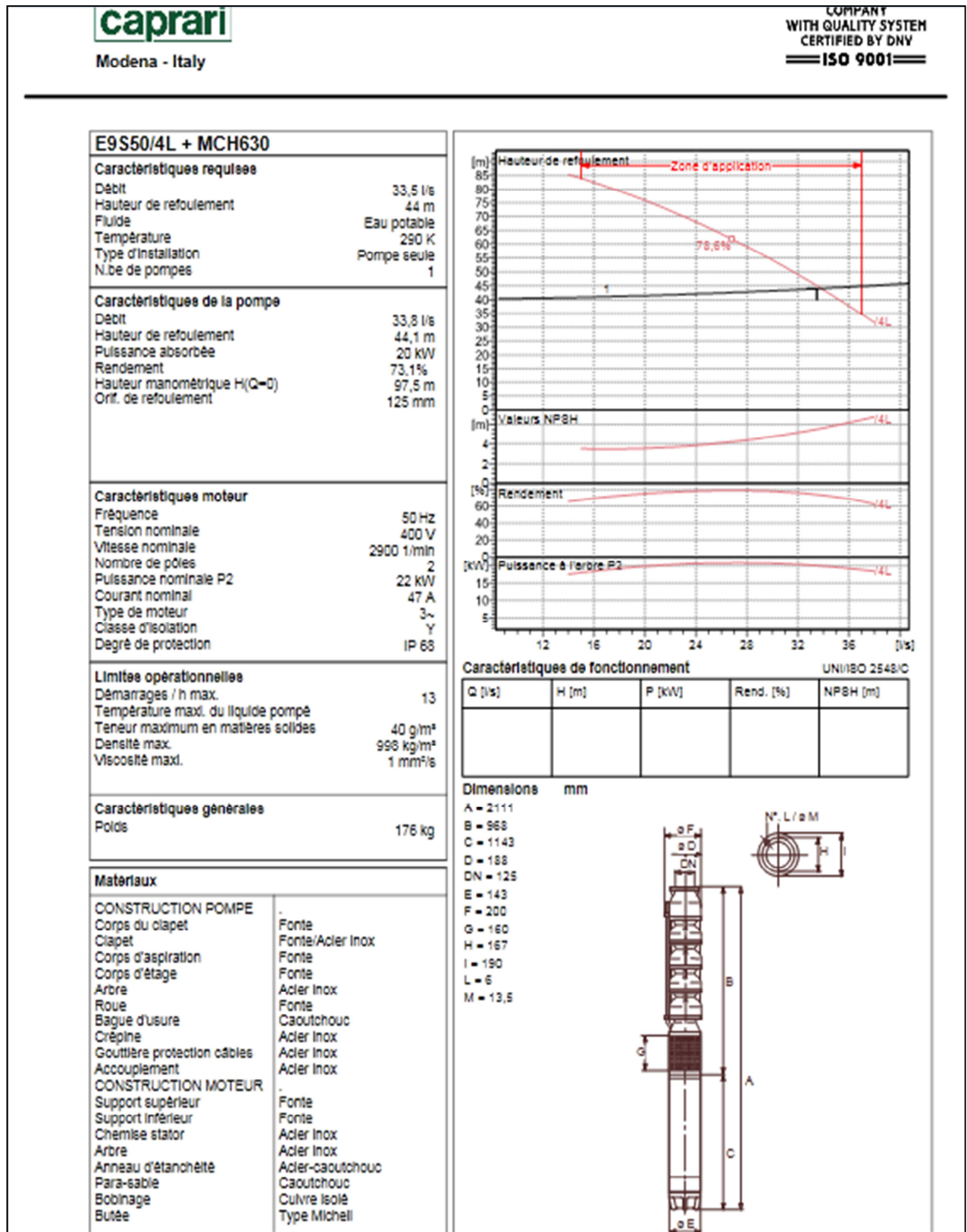
Annexe (3) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture :

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70
ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



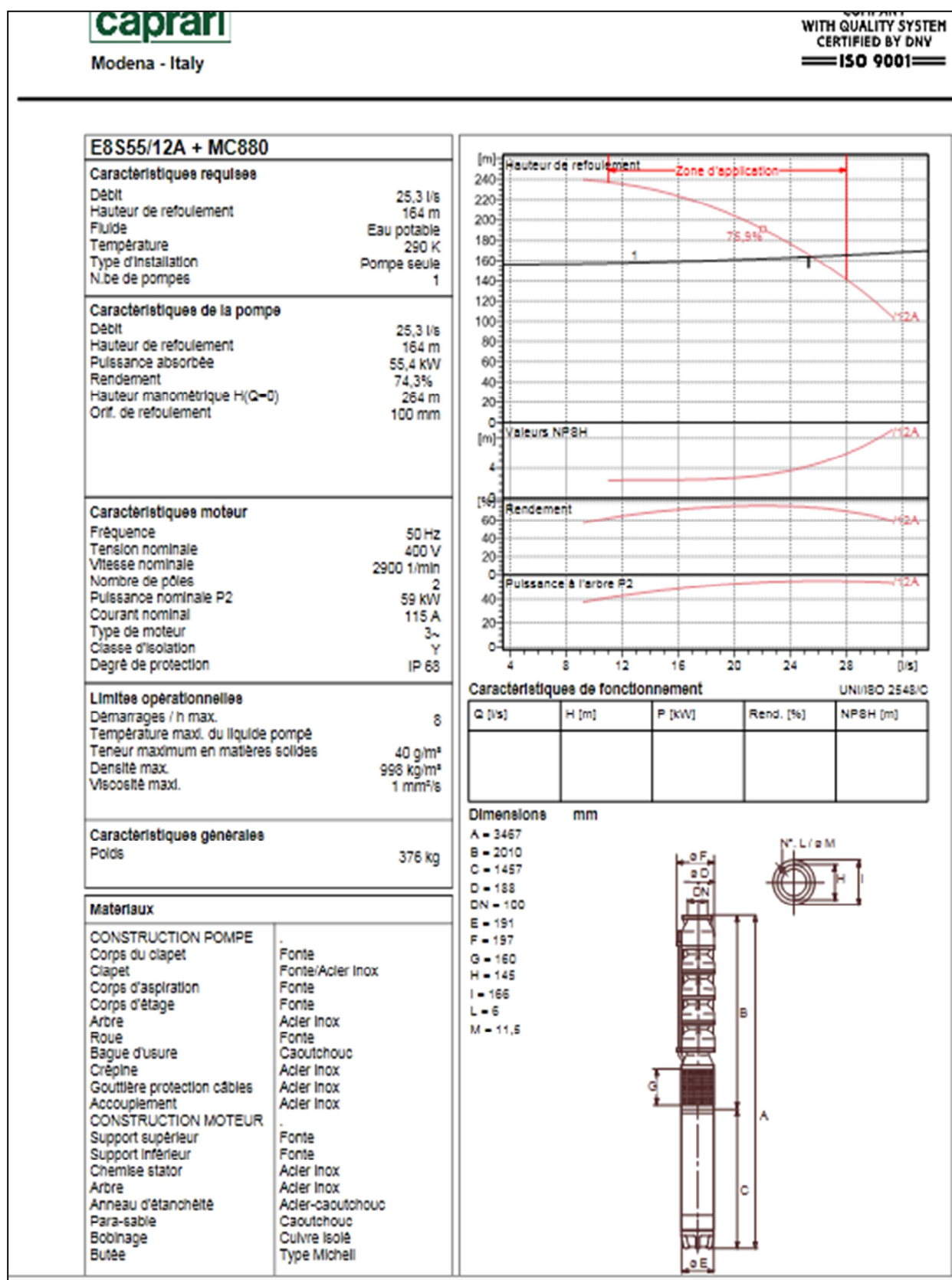
Annexes

Annexe (4) : Caractéristique de la pompe installée sur forage F1 de la chaîne N°1 :



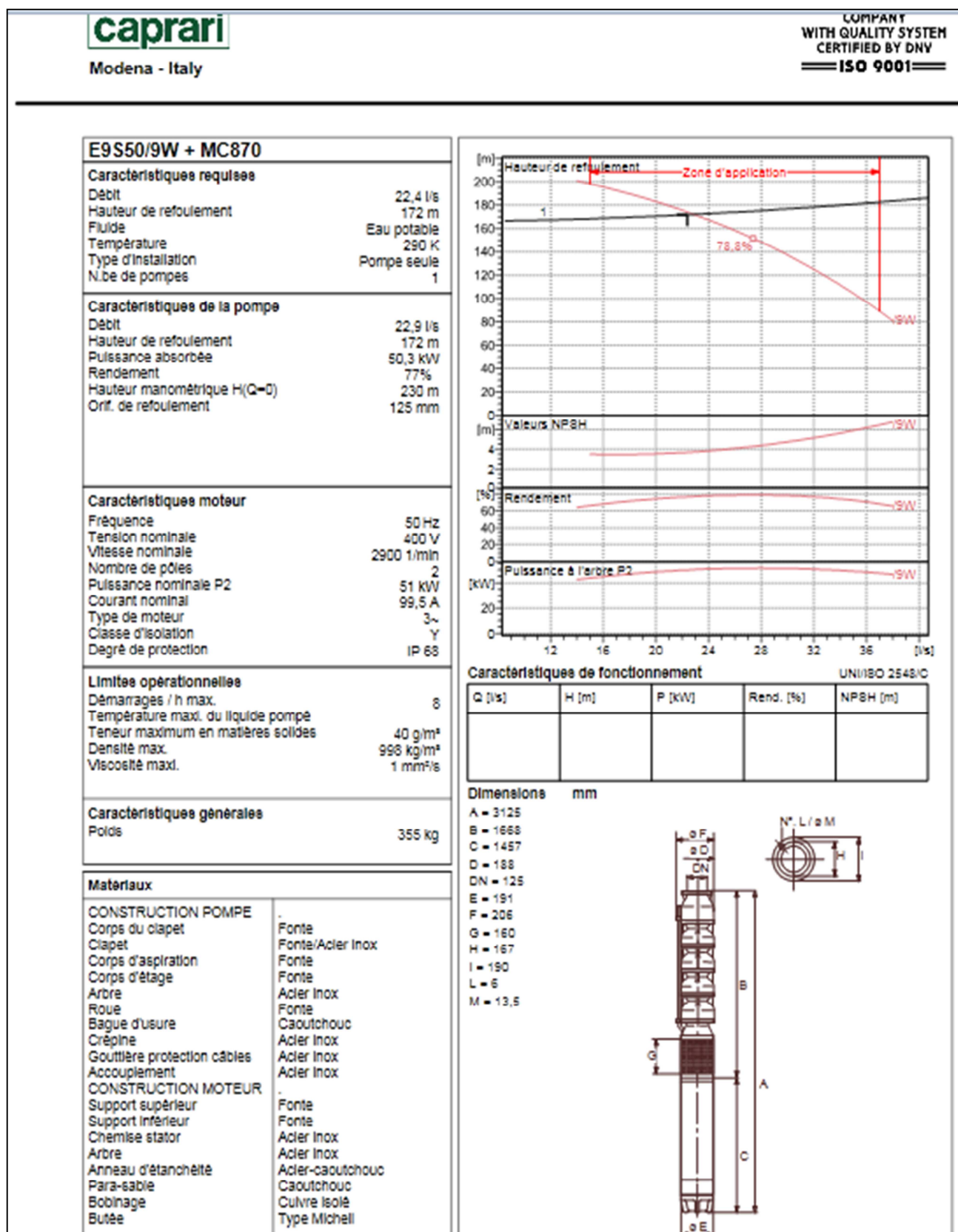
Annexes

Annexe (5) : Caractéristique de la pompe installée sur R1 de la chaîne N°1 :



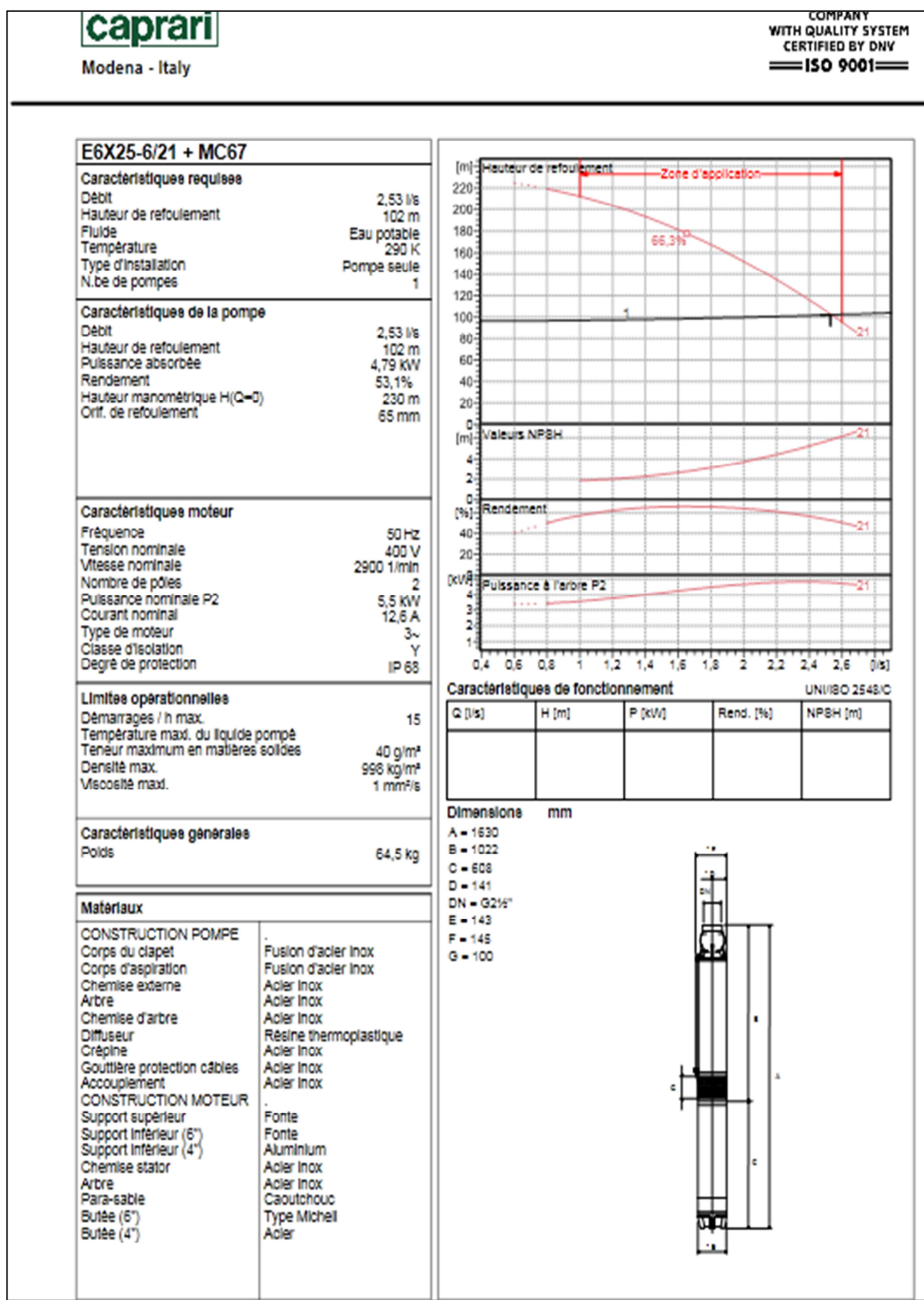
Annexes

Annexe (6) : Caractéristique de la pompe installée sur R2 de la chaîne N°1 :



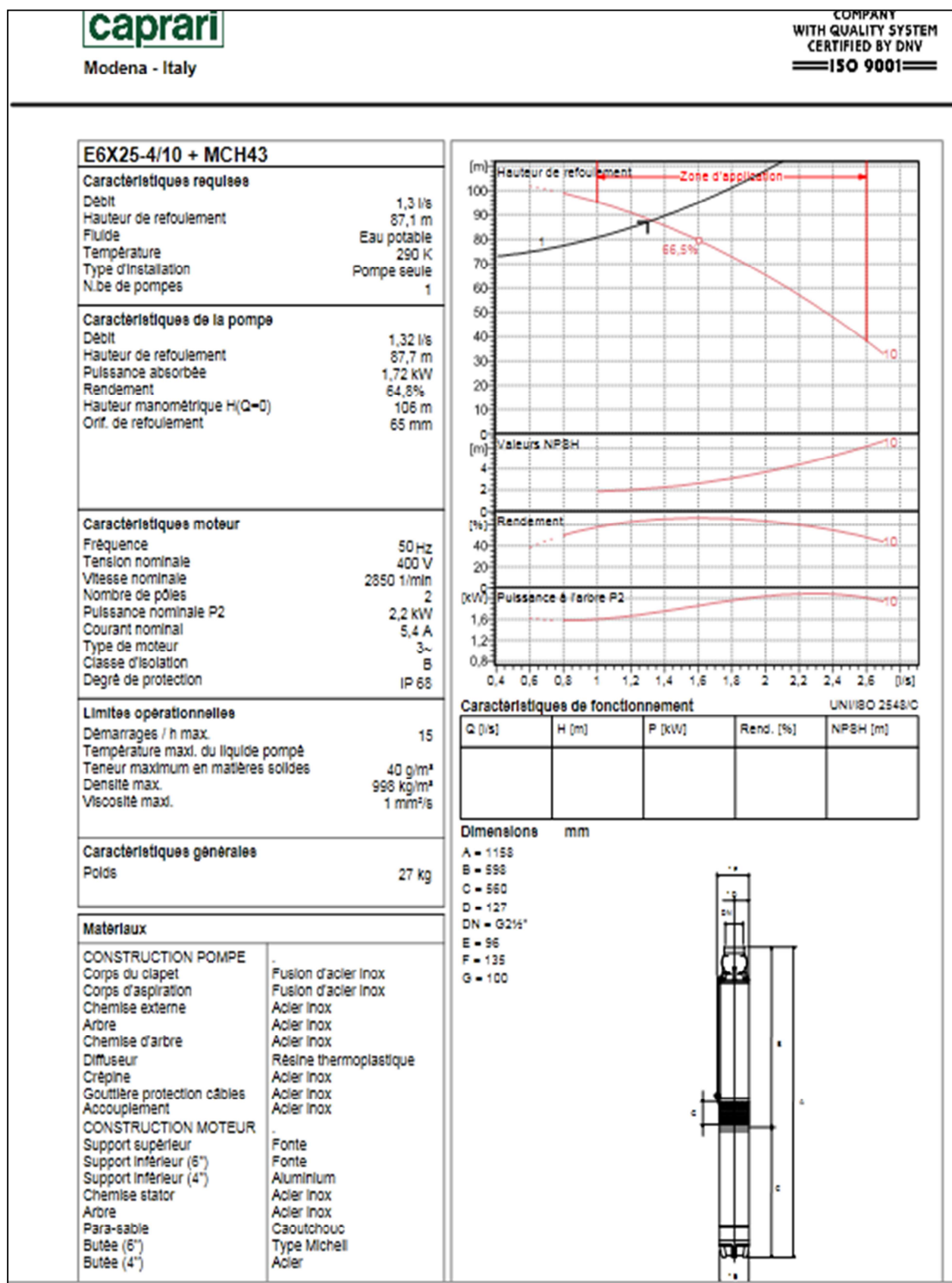
Annexes

Annexe (7) : Caractéristique de la pompe installée sur R3 de la chaîne N°1 :



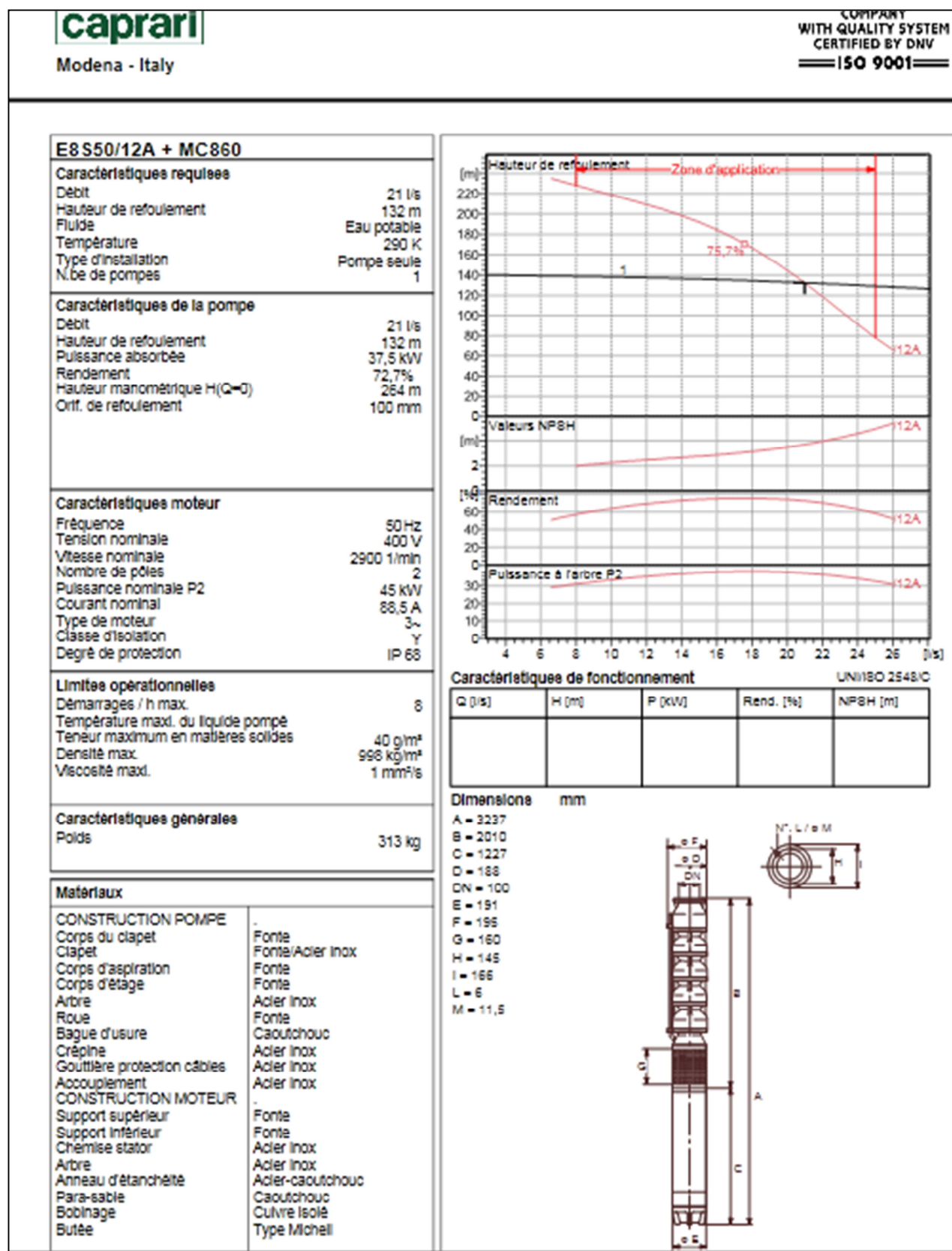
Annexes

Annexe (8) : Caractéristique de la pompe installée sur R4 de la chaîne N°1 :



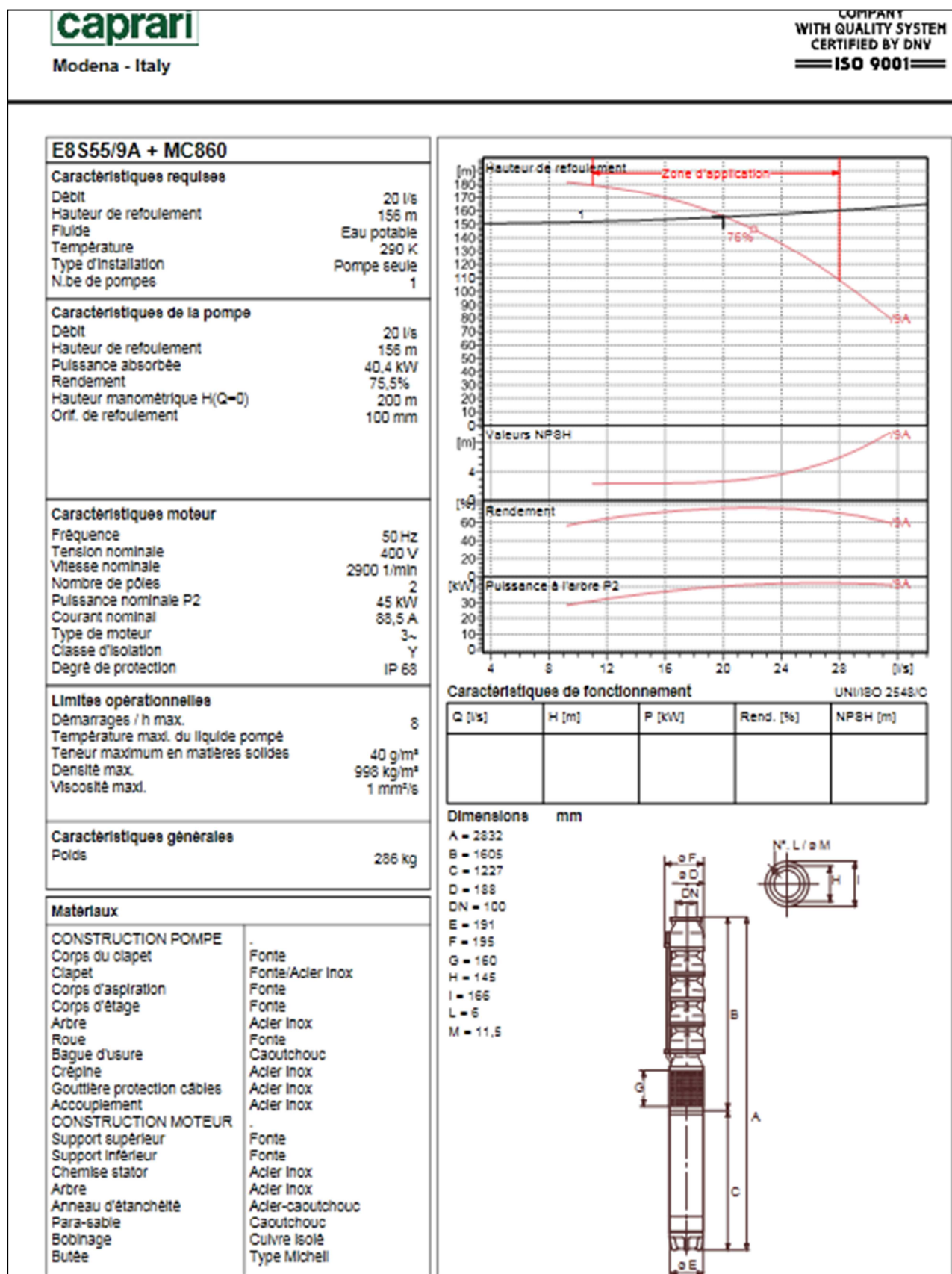
Annexes

Annexe (9) : Caractéristique de la pompe installée sur forage F2 de la chaîne N°2:



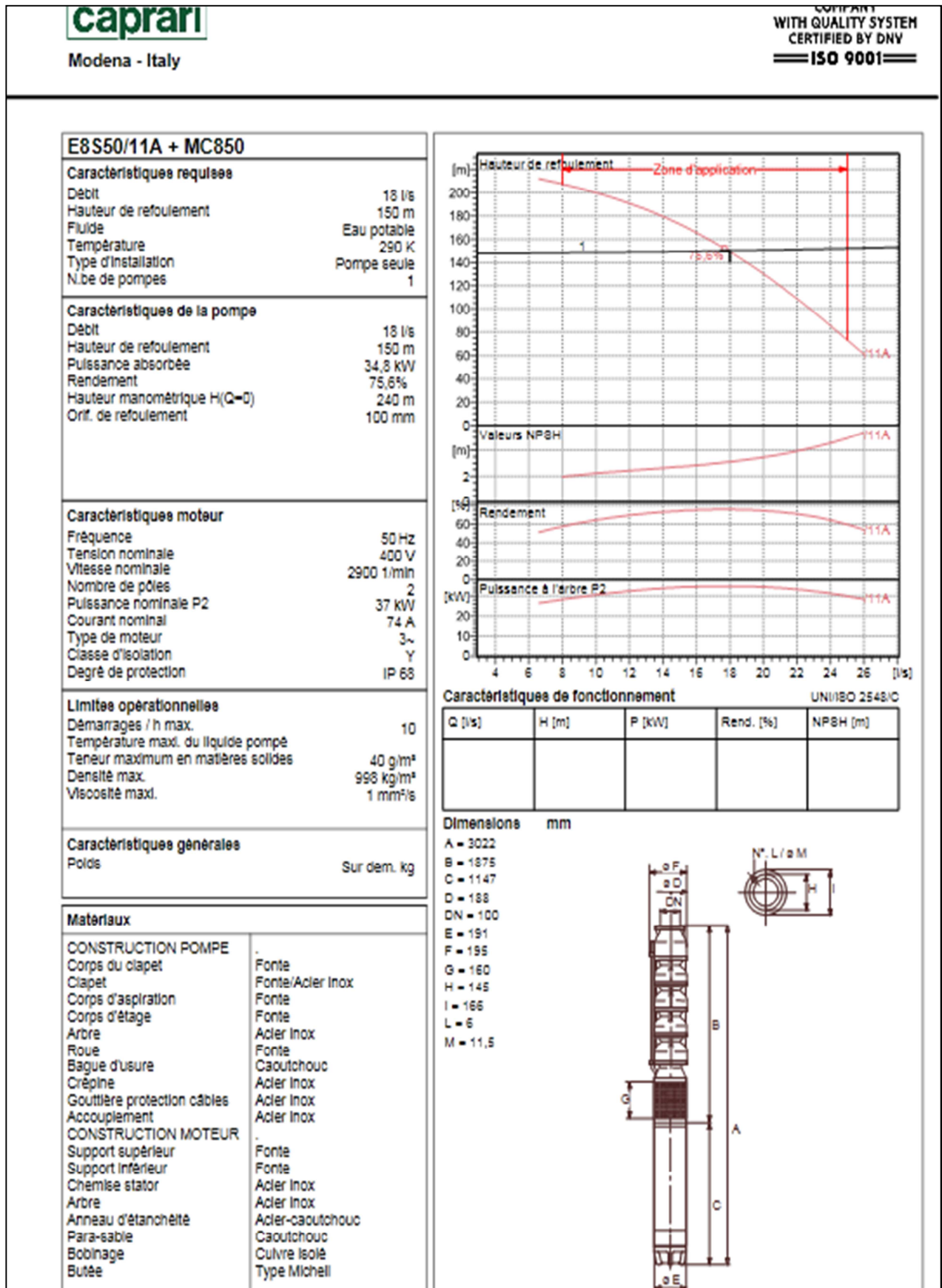
Annexes

Annexe (10) : Caractéristique de la pompe installée sur R1 de la chaine N°2 :



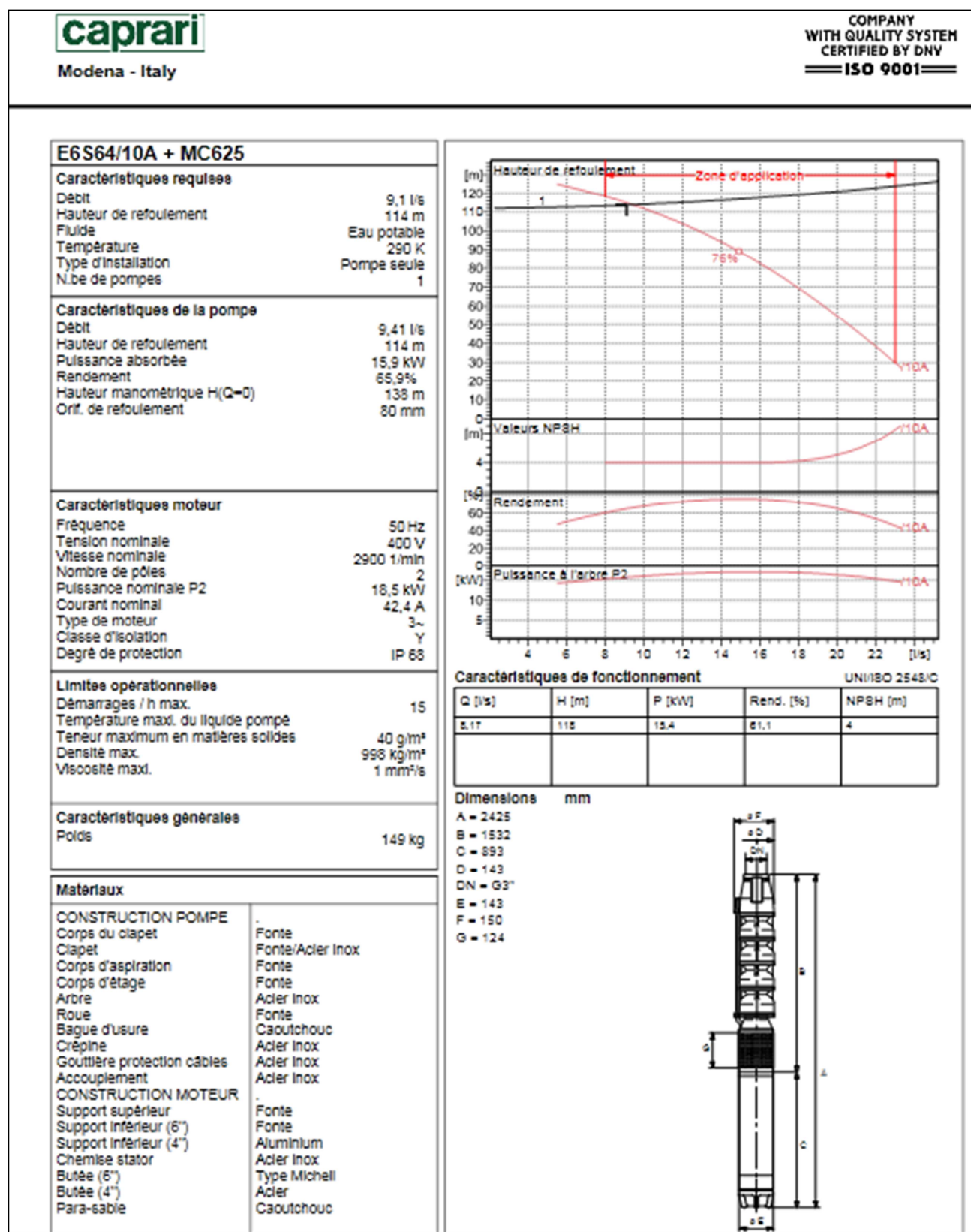
Annexes

Annexe (II) : Caractéristique de la pompe installée sur R2 de la chaîne N°2 :



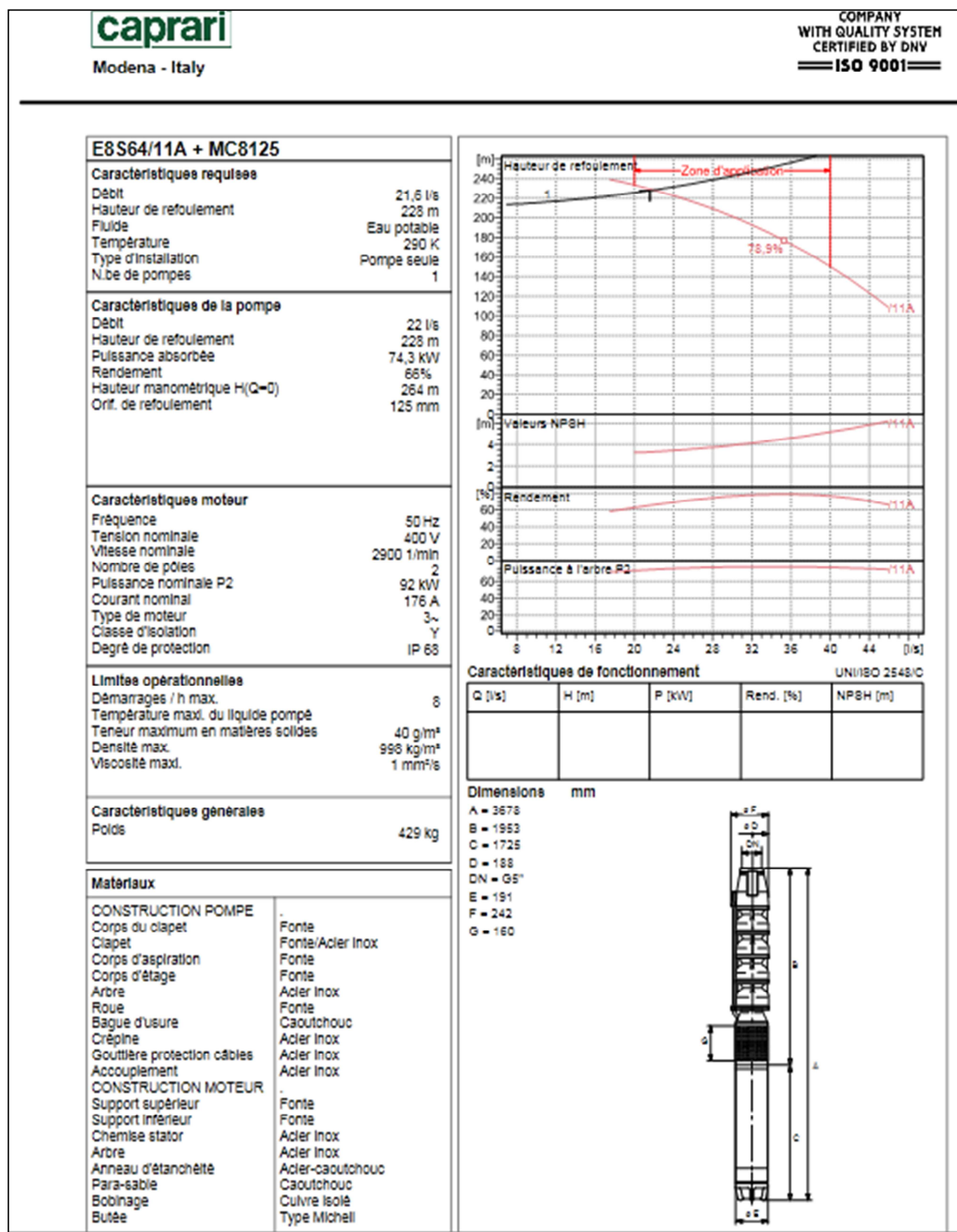
Annexes

Annexe (I2) : Caractéristique de la pompe installée sur R3 de la chaîne N°2 :



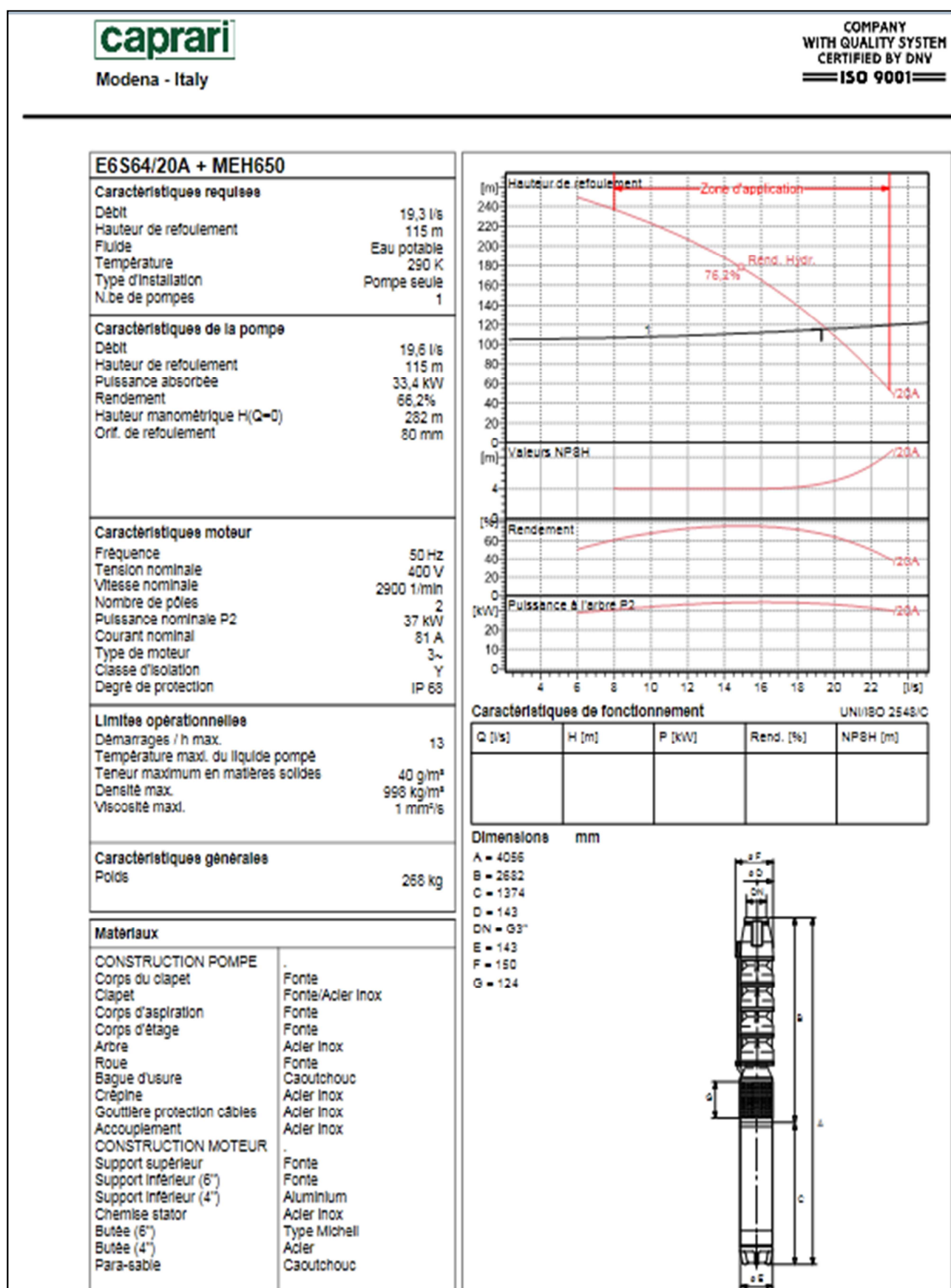
Annexes

Annexe (13) : Caractéristique de la pompe installée sur forage F3 de la chaîne N°3 :



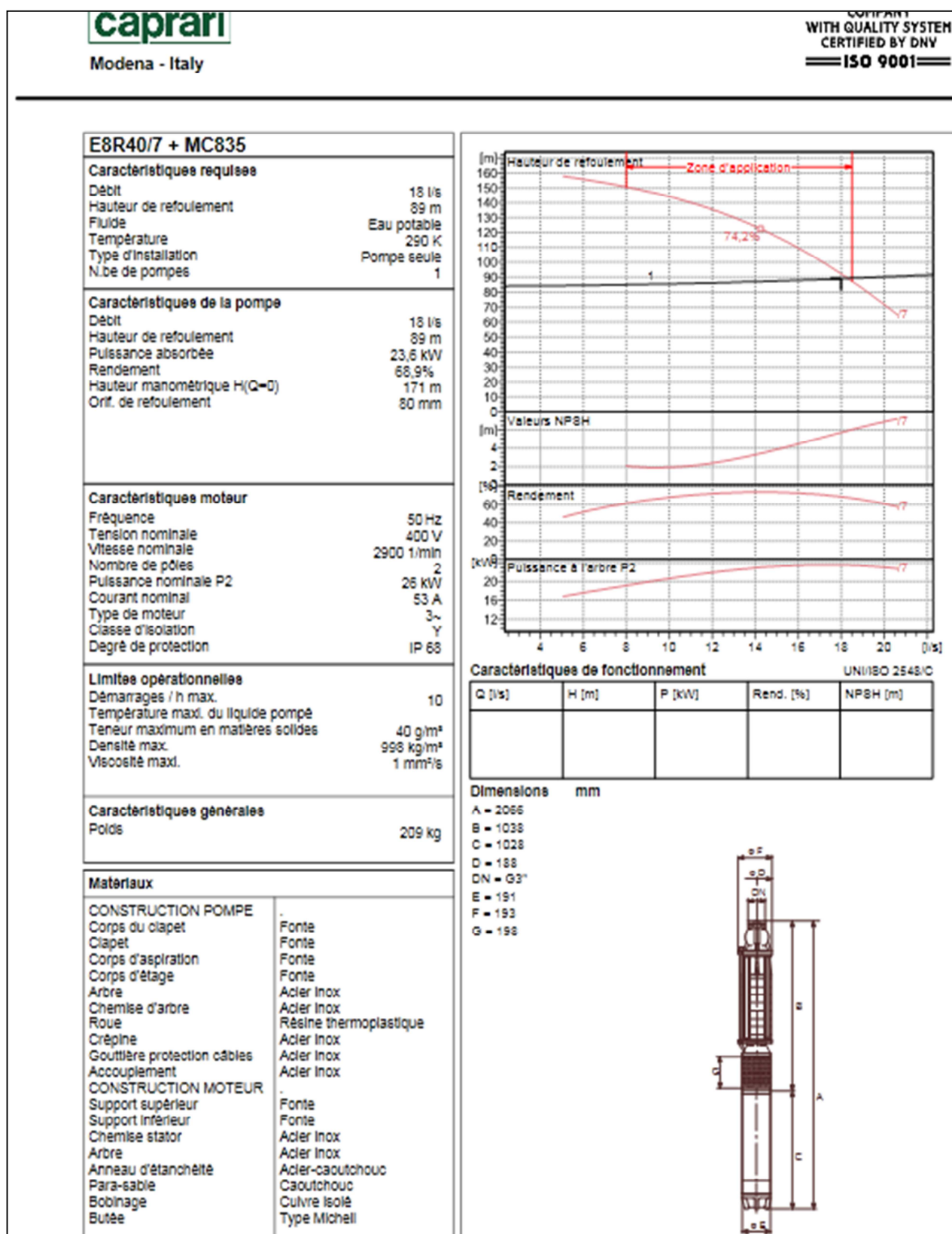
Annexes

Annexe (14) : Caractéristique de la pompe installée sur R1 de la chaine N°3 :




Annexes

Annexe (15) : Caractéristique de la pompe installée sur R2 de la chaîne N°3 :



Annexes

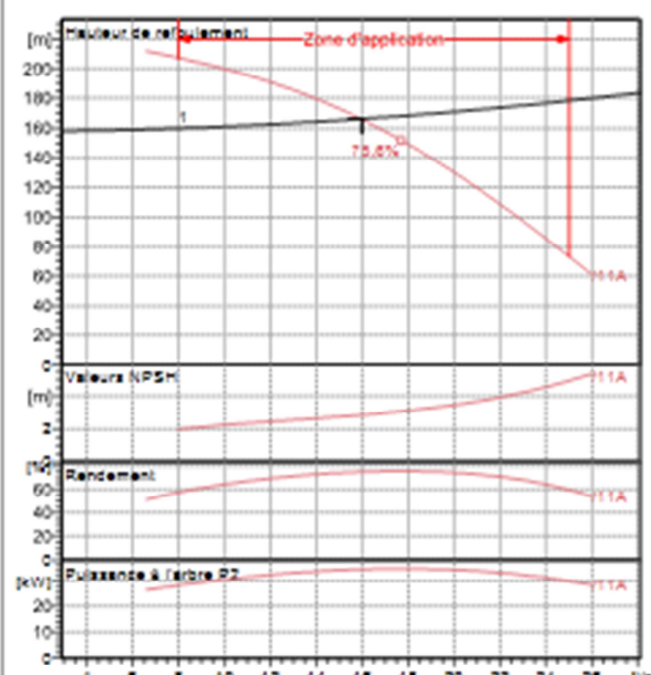
Annexe (16) : Caractéristique de la pompe installée sur R3 de la chaine N°3 :



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E8S50/11A + MC850	
Caractéristiques requises	
Débit	16 l/s
Hauteur de refoulement	166 m
Fluide	Eau potable
Température	250 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	16 l/s
Hauteur de refoulement	166 m
Puissance absorbée	34,6 kW
Rendement	75,1%
Hauteur manométrique H(Q=Q)	240 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	74 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	999 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier Inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier Inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier Inox
Gouttière protection câbles	Acier Inox
Accouplement	Acier Inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier Inox
Arbre	Acier Inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

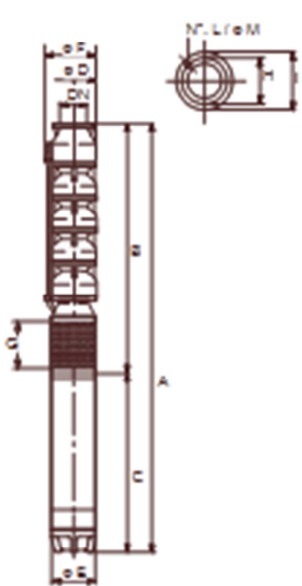


Caractéristiques de fonctionnement UNI ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

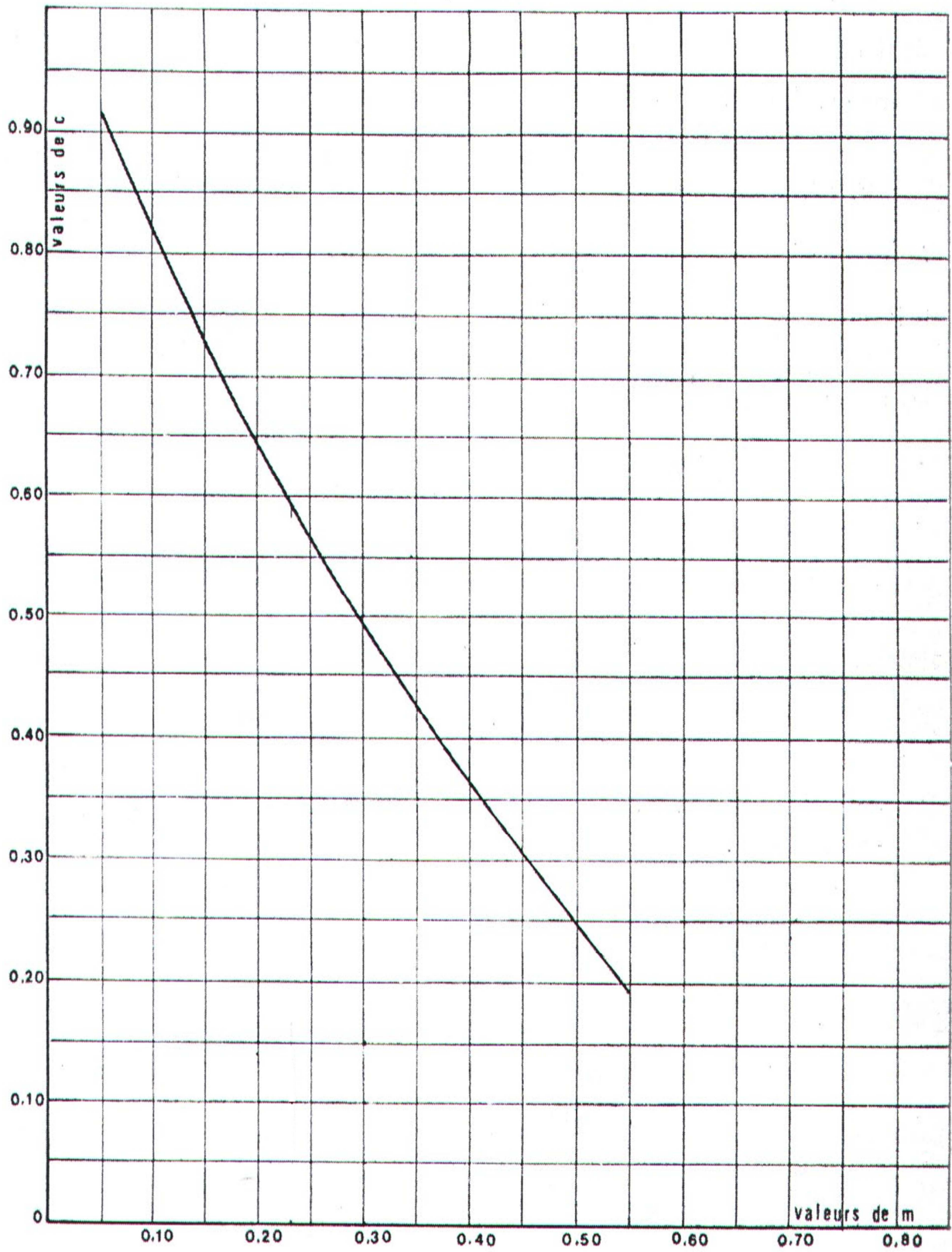
Dimensions mm

- A = 3022
- B = 1875
- C = 1147
- D = 155
- DN = 100
- E = 121
- F = 125
- G = 160
- H = 145
- I = 188
- L = 6
- M = 11,5



Annexes

Annexe (17) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère :



RESUME :

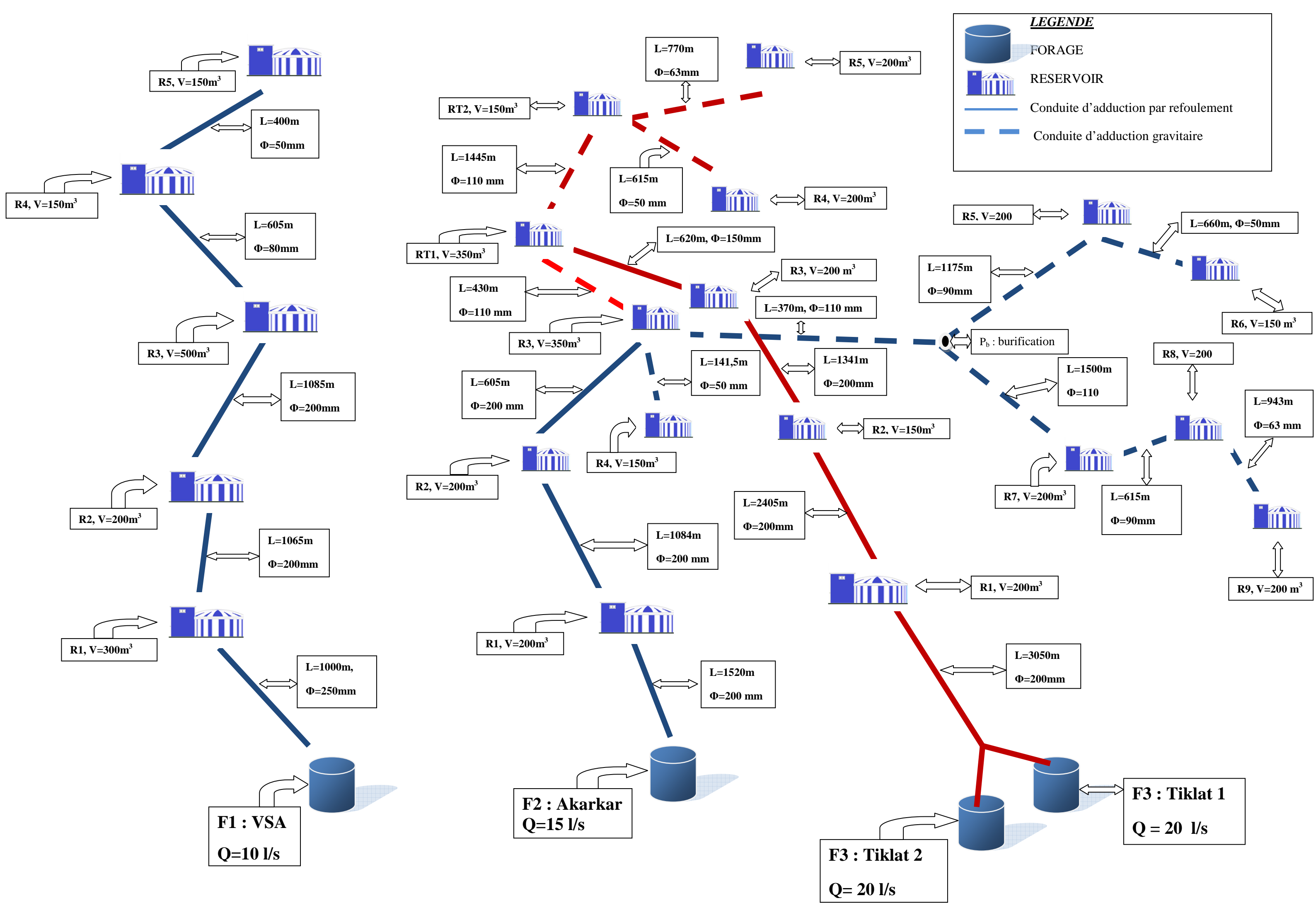
Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète du projet d'alimentation en eau potable en faveur de la commune de Fenaia Il-Maten (Wilaya de Bejaia) à partir des trois forages dite (VSA, Akarkar et Tiklat) sur un horizon de 25 ans.

Après avoir présenté le site global du projet, nous avons entamé dans le diagnostic physique du réseau, ensuite l'étude des besoins en eau des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits.

Puis, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations, Suivie d'une étude technico-économique de l'adduction, et nous avons fait le choix des pompes adéquates de chaque station de pompage ainsi forage.

En dernier lieu, nous avons présenté des solutions de la sécurisation des installations contre le phénomène transitoire du coup de bélier.

Mots clés: AEP ; Adduction ; Gravitaire ; Refoulement ; Pompes ; CAPRARI ; Coup de bélier ; Réservoir d'air ; Vannes.



Les résultats du calcul du réservoir d'air sont représentés dans le tableau (VII.4) suivant et la figure (VII.7) ci-après :

Tableau (VII.4) : Résultats de calcul du réservoir d'air de tronçon (F1-R1) :

Intervalles de temps θ (s)	0	1,740	3,479	5,219	6,959	8,699	10,438	12,178	13,918	15,658	17,397	19,137	20,877	22,617	24,356
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P	24P	26P	28P
$\Delta U = S.0.Vm = 0,085.Vm$	0	0,052	0,034	0,008	-0,017	-0,032	-0,035	-0,026	-0,009	0,010	0,022	0,023	0,014	0,001	-0,011
Volume d'Air U (m3)	0,2	0,252	0,286	0,294	0,277	0,244	0,209	0,183	0,175	0,185	0,208	0,230	0,245	0,246	0,235
$Z = (Hg + \Delta H0 + 10).Uo^{1,4}/U^{1,4}$	54,030	39,022	32,742	31,569	34,277	40,798	50,691	61,016	65,252	60,162	51,291	44,331	40,781	40,492	43,189
Montée : V1 (m/s)	0	9,495	4,296						0,332	3,941	5,210	4,118	1,675		
Descente : V2 (m/s)				-2,038	-9,583	-12,858	-11,481	-6,512						-1,971	-5,697
Montée : $\Delta H1$ (m)	0	2,664	0,546						0,003	0,459	0,802	0,501	0,083		
Descente : $\Delta H2$ (m)				0,154	3,416	6,150	4,904	1,577						0,144	1,207
Montée : $Z - \Delta H1$ (m)	54,030	36,357	32,197						65,249	59,703	50,489	43,830	40,698		
Descente : $Z + \Delta H2$ (m)				31,723	37,693	46,948	55,595	62,593						40,636	44,396
Perte de charge aux refoulements (m)	3,890	2,549	0,587	0,056	0,978	1,686	1,367	0,478	0,005	0,500	0,839	0,543	0,103	0,052	0,373
Montée : $Z - \Delta H1 - \Delta H0$ (m)	50,14	33,808	31,610						65,243	59,203	49,650	43,288	40,596		
Descente : $Z + \Delta H2 + \Delta H0$ (m)				31,779	38,671	48,634	56,962	63,071						40,688	44,770
Vitesse final Vf lue sur le graphique	0,683	0,543	0,246	-0,069	-0,323	-0,434	-0,389	-0,220	0,019	0,225	0,298	0,236	0,096	-0,066	-0,193
Vitesse moyenne Vm (m/s)	0	0,613	0,395	0,089	-0,196	-0,379	-0,411	-0,304	-0,101	0,122	0,262	0,267	0,166	0,015	-0,130
Vitesse finale Vf choisie (m/s)	0	0,543	0,246	-0,069	-0,324	-0,435	-0,388	-0,220	0,019	0,226	0,298	0,236	0,096	-0,067	-0,193

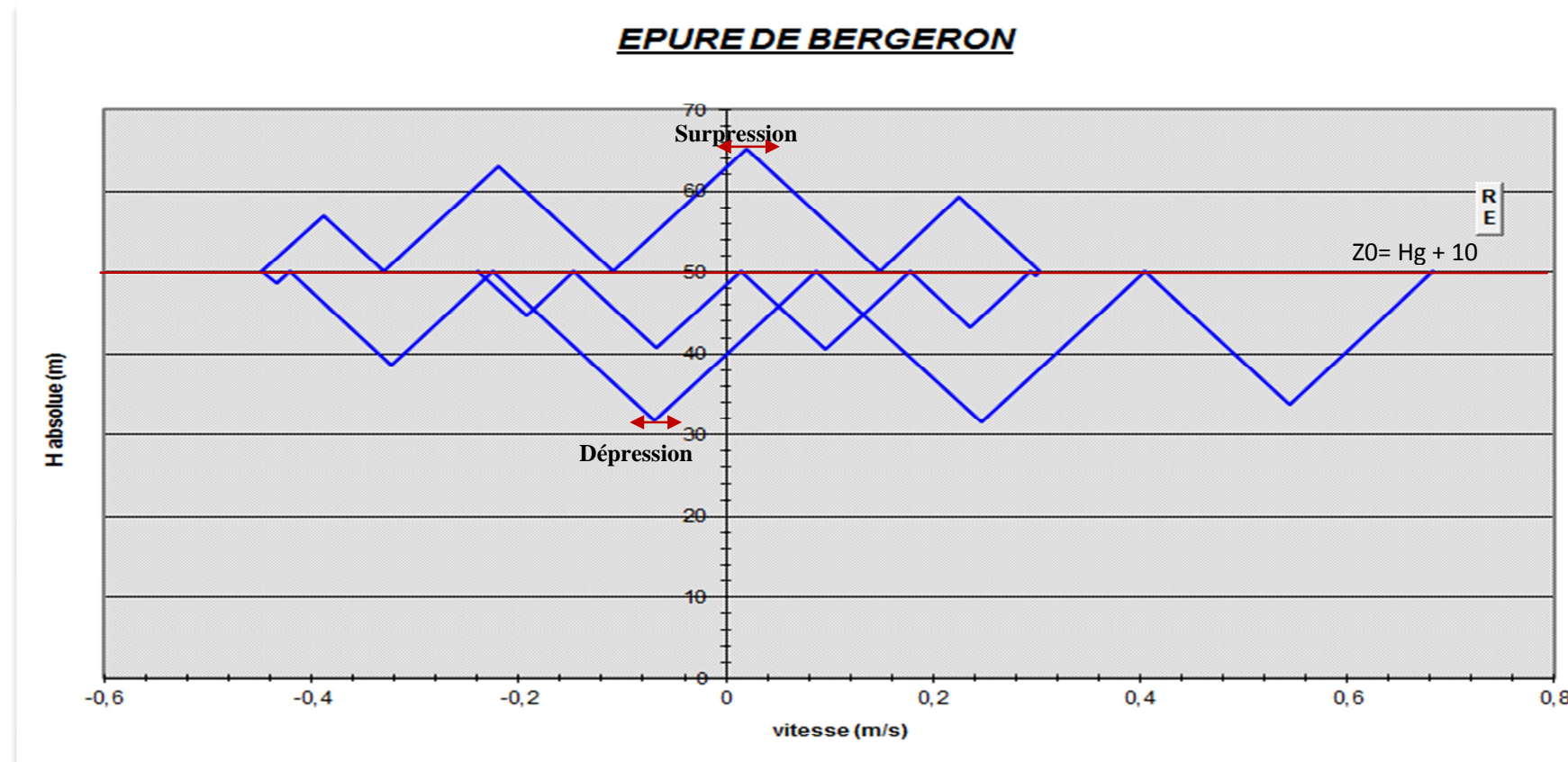
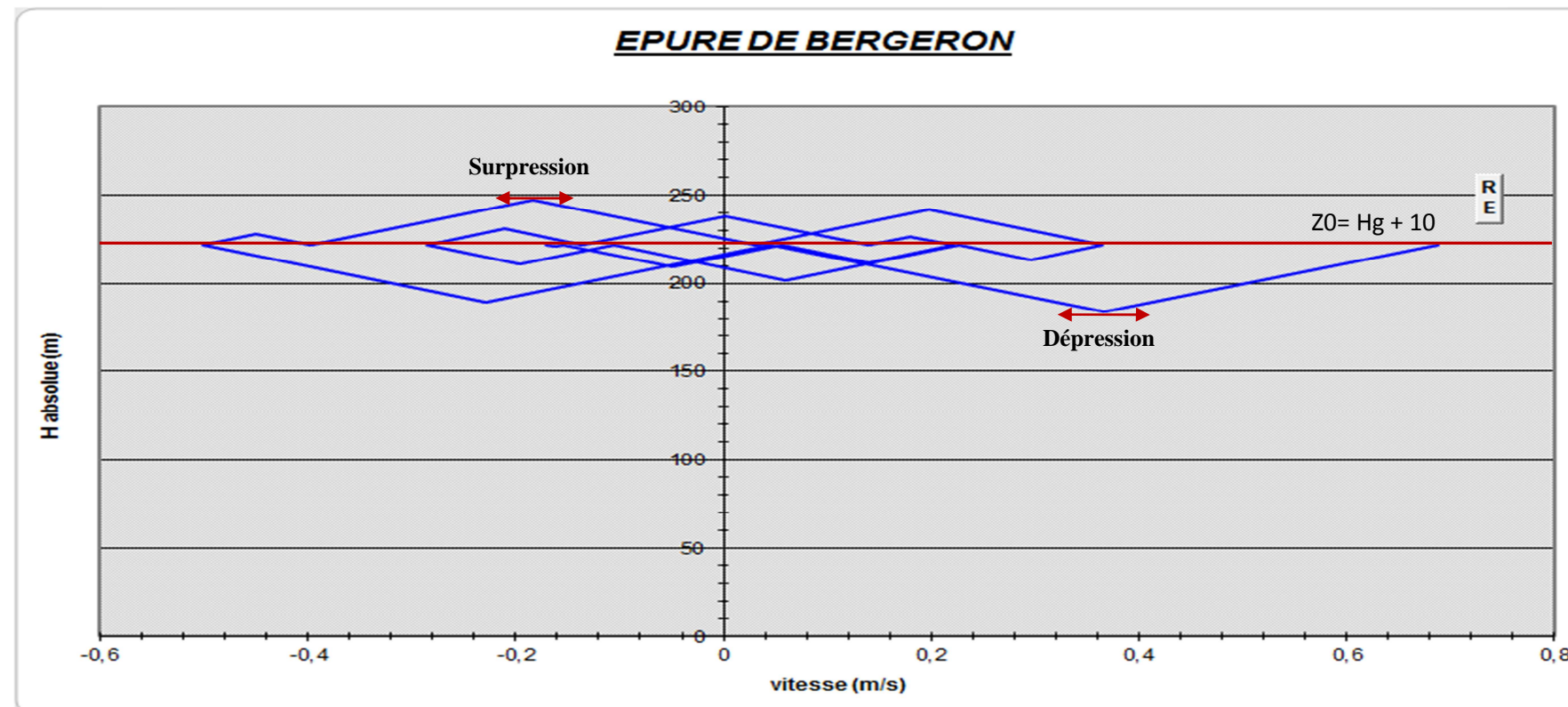


Figure (VII.7) : Epure de BERGERON (F1-R1):

Les résultats du calcul du réservoir d'air sont représentés dans le tableau (VII.5) suivant et la figure (VII.8) ci-après :

Tableau (VII.5) : Résultats de calcul du réservoir d'air de tronçon (F3-R1):

Intervalles de temps θ (s)	0	5,2392	10,4784	15,7176	20,9567	26,1959	31,4351	36,6743	41,9135	47,1527	52,3919	57,6310	62,8702	68,1094	73,3486
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P	24P	26P	28P
$\Delta U = S.0.V_m=0,16V_m$	0	0,087	0,011	-0,056	-0,052	0,002	0,041	0,029	-0,012	-0,034	-0,017	0,016	0,027	0,007	-0,018
Volume d'Air U (m ³)	0,5	0,587	0,598	0,541	0,489	0,491	0,532	0,561	0,550	0,516	0,498	0,514	0,541	0,548	0,530
$Z = (Hg + \Delta H_0 + 10).U_0^{1,4}/U^{1,4}$	237,273	189,709	184,881	212,409	244,867	243,642	217,543	201,774	207,810	227,241	238,274	228,253	212,607	208,688	218,663
Montée : V_1 (m/s)	0	6,906				3,854	5,649	1,101			0,078	3,492	2,654		
Descente : V_2 (m/s)			-7,452	-14,489	-5,843				-6,415	-6,812				-1,679	-5,314
Montée : ΔH_1 (m)	0	1,556				0,485	1,041	0,040			0,001	0,398	0,230		
Descente : $\Delta H_2 V_2^2$ (m)			2,207	8,344	1,357				1,636	1,844				0,112	1,122
Montée : $Z - \Delta H_1$ (m)	237,273	188,154				243,157	216,502	201,734			238,274	227,855	212,377		
Descente : $Z + \Delta H_2$ (m)			187,089	220,754	246,224				209,445	229,086				208,800	219,785
Perte de charge aux	15,603	4,835	2,099	7,192	1,338	1,642	3,332	0,161	1,590	1,778	0,001	1,367	0,822	0,133	1,122
Montée : $Z - \Delta H_1 - \Delta H_0$ (m)	221,67	183,319				241,515	213,170	201,573			238,273	226,488	211,555		
Descente : $Z + \Delta H_2 + \Delta H_0$ (m)			189,188	227,946	247,562				211,036	230,863				208,933	220,907
Vitesse final V_f lue sur le	0,687	0,365	-0,232	-0,453	-0,182	0,204	0,299	0,058	-0,201	-0,213	0,004	0,185	0,140	-0,052	-0,166
Vitesse moyenne V_m (m/s)	0	0,527	0,066	-0,343	-0,318	0,011	0,251	0,179	-0,071	-0,207	-0,104	0,094	0,163	0,044	-0,109
Vitesse finale V_f choisie (m/s)	0	0,365	-0,233	-0,453	-0,183	0,204	0,299	0,058	-0,200	-0,213	0,004	0,185	0,140	-0,052	-0,166



Figure(VII.8) : Epure de BERGERON (F3-R1) :

Les résultats du calcul du réservoir d'air sont représentés dans le tableau (VII.6) suivant et la figure (VII.9) ci-après :

Tableau (VII.6) : Résultats de calcul du réservoir d'air de tronçon (R3-RT1):

Intervalles de temps θ (s)	0	0,884	1,768	2,652	3,536	4,419	5,303	6,187	7,071	7,955	8,839	9,723	10,607	11,491	12,375
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	12P	14P	16P	18P	20P	22P	24P	26P	28P
$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m = 0,018 \cdot V_m$	0	0,013	0,008	0,001	-0,005	-0,008	-0,008	-0,005	0,000	0,004	0,006	0,005	0,002	-0,001	-0,004
Volume d'Air U (m ³)	0,1	0,113	0,120	0,120	0,116	0,108	0,100	0,095	0,095	0,099	0,105	0,109	0,111	0,110	0,107
$Z = (H_g + \Delta H_0 + 10) \cdot U_0^{1,4} / U^{1,4}$	176,359	149,339	136,086	134,821	143,494	159,280	176,816	188,698	189,067	179,005	165,738	155,660	151,486	153,624	160,978
Montée : V_1 (m/s)	0	11,793	4,653						2,331	5,735	6,170	4,024	0,537		
Descente : V_2 (m/s)				-4,976	-14,033	-15,954	-11,897	-4,425						-4,910	-8,149
Montée : ΔH_1 (m)	0	4,040	0,629						0,158	0,956	1,106	0,470	0,008		
Descente : ΔH_2 (m)				0,934	7,426	9,599	5,338	0,738						0,909	2,504
Montée : $Z - \Delta H_1$ (m)	176,359	145,298	135,457						188,909	178,049	164,632	155,190	151,477		
Descente : $Z + \Delta H_2$ (m)				135,755	150,920	168,879	182,154	189,436						154,533	163,483
Perte de charge aux	8,389	5,342	0,954	0,408	2,781	3,527	2,048	0,328	0,265	1,406	1,609	0,729	0,017	0,398	1,016
Montée : $Z - \Delta H_1 - \Delta H_0$ (m)	167,97	139,956	134,503						188,644	176,644	163,023	154,460	151,460		
Descente : $Z + \Delta H_2 + \Delta H_0$ (m)				136,162	153,701	172,406	184,202	189,764						154,931	164,499
Vitesse final V_f lue sur le	0,906	0,710	0,280	-0,176	-0,499	-0,567	-0,423	-0,157	0,140	0,345	0,371	0,242	0,032	-0,174	-0,290
Vitesse moyenne V_m (m/s)		0,808	0,495	0,052	-0,338	-0,533	-0,495	-0,290	-0,009	0,243	0,358	0,307	0,137	-0,071	-0,232
Vitesse finale V_f choisie (m/s)		0,710	0,280	-0,177	-0,499	-0,567	-0,423	-0,157	0,140	0,345	0,371	0,242	0,032	-0,175	-0,290

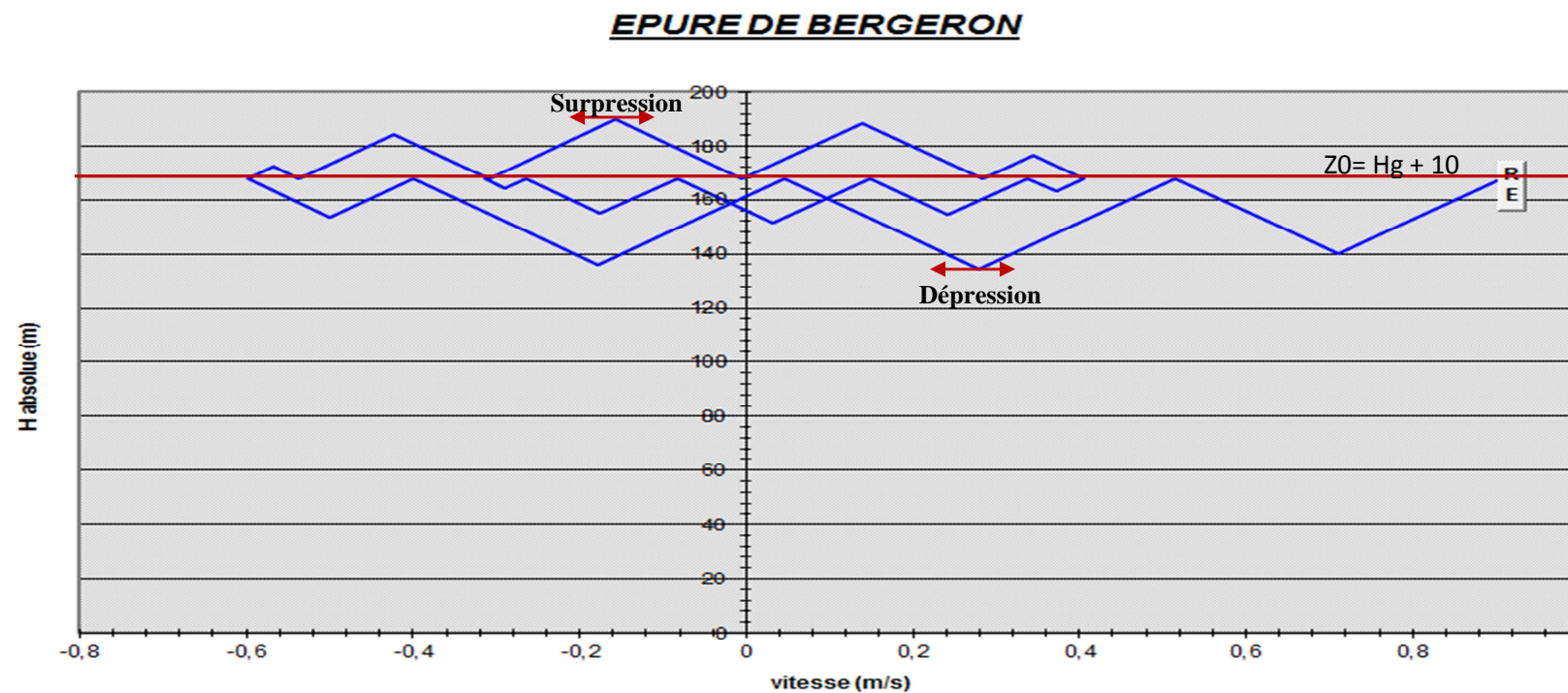


Figure (VII.9) : Epure de BERGERON (R3-RT1):