

V a f S Z f V R V Z V _ _ V U V ' T R e Z f V I V e a ' a f R Z V
Z _ Z e V V I U V I P V _ V Z _ V V _ e i f a V Z V f I V e I U V I R I V T V T V I I T Z V _ e Z W Z f V

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA

FACULTE DE TECHNOLOGIE



DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme de Master
En Hydraulique

Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème

ETUDE DE AEP DE LA VILLE D'AKBOU (W. DE BEJAIA) LOT : FORAGES ET PIQUAGE SUR CONDUITE BARRAGE VERS UN RESERVOIR DE 3000 m³

Réalisé par :

Mr. BELALOUI Ghiles
Mr. BOURASSE Akli

Dirigé par :

Mr. A. BERREKSI
Mr. A. HAMMOUCHE

Membres de jury:

Président: Mr.....
Examineur : Mr.....

Remerciement

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

*Notre sincère remerciement s'adresse à nos encadreur **Mr. BERREKSI** et **Mr. HAMMOUCHE**, pour leurs précieuses aide, leurs orientations et le temps qu'ils nous ont accordés.*

Nous remercions profondément tous les enseignements qui ont contribué à notre formation, en particulier les enseignants de département d'hydraulique.

*Nous vif remerciement au bureau d'étude et de réalisation toutes branches du **BTPH BELMAHDI SALAH***

A la fin nous tenons à remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger et de critiquer notre travail.

Dédicace

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

- + Ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif.*
- + Mon frère et mes sœurs sans oublier mes oncles et mes tantes.*
- + Toute la famille BOURASSE et KADI.*
- + Toute la promotion 2011/2012.*
- + Tous les membres de Club Scientifique d'Hydraulique.*
- + Tous mes amis (Abderezzak, Boudjemaa, Oussama,).*
- + Tous les jeunes de mon quartier (Sofiane , Said, James).*
- + Toutes mes amies (Lamia, Célia, Sabiha, Imane, Djamila).*
- + Toute personne ayant participé moralement ou matériellement, de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

BOURASSE Akli

Je dédie ce travail : Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur ; à mon père qui a tout donné, sacrifié et qui m'encourage d'avantage pour me voir réussir dans ma vie et être sa fierté. Je leur exprime ma profonde gratitude. Je vous aime et que Dieu vous garde pour nous

*A ma future femme et bien aimée **S**onia et à toute sa famille.*

*A mes chers frères : **J**uba, **S**amir, **S**ales*

*A mes adorables sœurs ; **A**mel, **K**ahina et son mari **K**arim,*

*A mes adorables nièces **S**onia et **I**mane.*

*A mon binôme **H**akim.*

*A mes cousins et cousines ; A tous mes amis surtout **P**apou.*

*A mes copains de chambre J116 surtout **Z**izi **K**houlaf. A tous les membres du club scientifique d'hydraulique .*

BELALOUI Ghiles.

SOMMAIRE

Introduction générale.	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins en eau	
I.1. Présentation du site.	2
I.1.1. Situation géographique	2
I.1.2. Situation climatique	3
I.1.2.1. La pluviométrie	3
I.1.2.2. La température	3
I.1.2.3. La grêle	4
I.1.2.4. La gelée	4
I.1.2.5. Les vents	4
I.1.3. Hydrologie de la région.	4
I.1.4. Situation démographique.	4
I.1.5. Situation hydraulique.	4
I.1.5.1. Ressources disponibles.	4
I.1.5.2. Présentation du barrage Tichy –Haf.	6
I.1.6. Caractéristiques des forages	6
I.2. Estimation des besoins en eau.	7
I.2.1. Situation démographique.	7
I.2.2. Estimation de la population.	7
I.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière.	8
I.2.3.1. Choix des normes de consommation.	8
I.2.4. Les différents besoins existants.	10
I.2.4.1. Besoins scolaires.	10
I.2.4.2. Besoins domestiques.	10
I.2.4.3. Besoins sanitaires.	11

I.2.4.4. Besoins socioculturels.	12
I.2.4.5. Besoins industriels.	12
I.2.4.6. Besoins touristiques.	13
I.2.4.7. Besoins administratifs.	13
I.2.4.8. Besoins commerciales.	14
I.2.5. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l’horizon.	14
I.2.6. Majoration de la consommation moyenne journalière.	16
I.2.7. Variation de la consommation journalière.	16
I.2.7.1. La consommation maximal journalière et minimale journalière.	16
I.2.8. Variation de la consommation horaire.	17
I.3. Conclusion.	19

Chapitre II : Les Réservoirs

II.1. Introduction.	20
II.2. Rôle des réservoirs.	20
II.2.1. Régulateur et accumulateur.	20
II.2.2. Augmentation des pressions.	20
II.2.3. Gain d’énergie au niveau de la station de pompage.	20
II.2.4. Utilité pour briser la charge.	20
II.2.5. Stockage de la réserve d’incendie.	20
II.3. Emplacement des réservoirs.. . . .	20
II.4. Classification des réservoirs.	21
II.5. Choix du type de réservoir.	21
II.6. Fontainerie d’équipement des réservoirs.	22
II.6.1. Conduite d’arrivée ou d’adduction.	22
II.6.2. Conduite de départ ou de distribution.	23
II.6.3. Conduite de trop-plein.	23

II.6.4. Conduite de décharge ou de vidange.	24
II.6.5. Conduite by-pass.	24
II.6.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie.	25
II.7. Capacité des réservoirs.	25
II.7.1. Méthode analytique.	25
II.7.2. Méthode graphique.	26
II.7.3. Détermination du volume total d'un réservoir.	26
II.8. Dimensionnement des réservoirs.	26
II.8.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1.	26
II.8.2. Dimensionnement du réservoir de la zone 2.	29
II.8.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 3.	32
II.8.4. Dimensionnement du réservoir principal (3000 m ³)	36
II.9. Conclusion.	39

Chapitre III : Adduction

III.1. Définition.	40
III.2. Choix du tracé.	40
III.2.1. Conditions techniques.	40
III.2.2. Condition économique.	40
III.3. Choix du type des conduites.	40
III.4. Description du schéma d'adduction.	40
III.5. Dimensionnement des conduites.	41
III.5.1. Cas gravitaire.	42
III.5.2. Cas de refoulement.	43
III.5.2.1. Calcul du diamètre de la conduite.	43
III.5.2.2. Calcul de la vitesse.	44
III.5.3. Calcul des pertes de charge.	44

III.5.3.1. Pertes de charge linéaire.	44
III.5.3.2. Pertes de charge singulière.	45
III.5.3.3. Pertes de charge totale.	45
III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)	45
III.5.5. Puissance absorbée par la pompe.	46
III.5.6. Energie consommée par la pompe.	46
III.5.7. Frais d'exploitation.	46
III.5.8. Frais d'amortissement.	46
III.5.9. Calcul du bilan	47
III.6. Description du schéma d'adduction projeté	47
III.7. Equipement d'adduction	48
III.7.1. Robinets vannes	48
III.7.2. Vidange.	48
III.7.3. Ventouses.	49
III.8. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	49
III.8.1.1. Tronçon Forage N01-A	49
III.8.1.2. Tronçon Forage N02-A	50
III.8.1.3. Tronçon A-B	51
III.8.1.4. Tronçon Forage N03-B.	51
III.8.1.5. Tronçon B-C	52
III.8.1.6. Tronçon Forage N04-C.	52
III.8.1.7. Tronçon point C-Réservoir 3000 m ³	53
III.8.2. Réservoir 3000 m ³ vers les réservoirs secondaire	54
III.8.2.1. Tronçon Réservoir 3000 m ³ - point G.	54
III.8.2.2. Tronçon point G - Réservoir 1000 m ³ (Sidi Ali)	54
III.8.2.3. Tronçon Réservoir 1000 m ³ (Sidi Ali) - Réservoir (2x500 m ³)	55
III.8.2.4. Tronçon Réservoir (2x500 m ³) - Réservoir (2x300 m ³)	56

III.8.2.5. Tronçon point G - Réservoir 1000 m ³ (Tournant Ouchallal)	58
III.8.2.6. Tronçon Tournant Ouchallal - Réservoir 500 m ³	59
III.9. Conclusion	60

Chapitre IV : pompes et Station de pompage

IV.1. Définition	61
IV.2. Classification des pompes	60
IV.3. Constitution d'une pompe centrifuge	62
IV.4. Caractéristique hydraulique d'une pompe centrifuge	62
IV.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	63
IV.6. Le point de fonctionnement	64
IV.7. Cavitation-Notion de NPSH	68
IV.8. Choix des pompes du projet	69
IV.8.1. Forage F1	69
IV.8.2. Forage F2	70
IV.8.3. Forage F3	71
IV.8.4. Forage F4	72
IV.8.5. Réservoir 3000 m ³ vers Réservoir 1000 m ³ (Sidi Ali)	73
IV.8.6. Réservoir 1000 m ³ (Sidi Ali) - R(2x500 m ³)	74
IV.8.7. Réservoir 1000 m ³ (Tournant Ouchallal) - R(500 m ³)	74
IV.9. Réalisation du point de fonctionnement	75
IV.9.1. Etude des variantes	75
IV.9.1.1. Forage 1	76
IV.9.1.2. Forage 3	78
IV.9.1.3. Réservoir 3000 m ³	79
IV.9.1.4. Réservoir 1000 m ³	83

IV.9.1.5. Réservoir Tournant Ouchallal	86
IV.9.2. Vérification de la cavitation	89
IV.9.3. Calcul des pertes de charge dans la vanne	90
IV.10. Automatisation des pompes	91
IV.10.1. Définition	91
IV.10.2. Objectif de l'automatisation	91
IV.10.3. Modèle de liaison	91
IV.10.3.1. Liaison aspiration-moteur	91
IV.10.3.2. Liaison réservoir-moteur	92
IV.10.3.2.1. Commande par ligne pilote	92
IV.10.3.2.2. Commande sans ligne pilote	93
IV.11. Conclusion	94

Chapitre V : Protection des conduites

V.1. Introduction	95
V.2. Théorie des phénomènes transitoires	95
V.2.1. Description physique du phénomène	96
V.3. Dispositifs anti-bélier	98
V.3.1. Protection basée sur des systèmes sans stockage d'énergie	98
V.3.1.1. By-pass	98
V.3.1.2. Clapets d'entrée d'air.	98
V.3.1.3. Soupapes de décharge	99
V.3.2. Protections avec système de stockage d'énergie	100
V.3.2.1. Volants d'inertie	100
V.3.2.2. Cheminées d'équilibre	100
V.3.2.3. Réservoirs d'air	100
V.4. Etude du coup de bélier	101

V.4.1. Valeur du coup de bélier	102
V.5. Calcul du coup bélier	103
V.5.1. Calcul des valeurs du coup de bélier (Forages - Réservoir 3000 m ³)	103
V.5.1.1. Tronçon Forage 1 - Réservoir 3000 m ³	103
V.5.1.2. Tronçon Forage 2 - Réservoir 3000 m ³	106
V.5.1.3. Tronçon Forage 3 - Réservoir 3000 m ³	106
V.5.1.4. Tronçon Forage 4 - Réservoir 3000 m ³	107
V.5.2. Calcul des valeurs de coup du bélier (Réservoir 3000 m ³ - Réservoirs secondaires)	108
V.5.2.1. Tronçon Réservoir (Tournant Ouchallal) - Réservoir (500 m ³)	108
V.5.2.2. Tronçon Réservoir (3000 m ³) - Réservoir (1000 m ³)	109
V.5.2.3. Tronçon Réservoir (1000 m ³) - Réservoir (2x500 m ³)	118
V.5.3. Calcul des valeurs de coup du bélier dans la conduite gravitaire	119
V.5.3.1. Tronçon Réservoir (2x500 m ³) - Réservoir (2x300 m ³)	119
Conclusion générale	121

Liste des Tableaux

Tableau (I.1) : La pluviométrie pour la période 1990-2000.....	3
Tableau (I.2) : Capacité des réservoirs existants.....	5
Tableau (I.3) : Caractéristiques des forages.....	5
Tableau (I.4) : Evaluation de la population actuel et futur.....	7
Tableau (I.5) : Norme de consommation pour les différents utilisateurs.....	8
Tableau (I.6) : Les besoins en eaux des équipements scolaires existants.....	9
Tableau (I.7) : Détermination des besoins domestiques.....	10
Tableau (I.8) : Détermination des besoins domestiques projetés.....	10
Tableau (I.9) : Détermination des besoins sanitaires.....	10
Tableau (I.10) : Détermination des besoins socioculturels.....	11
Tableau (I.11) : Détermination des besoins industriels.....	11
Tableau (I.12) : Détermination des besoins touristiques.....	12
Tableau (I.13) : Détermination des besoins administratifs.....	12
Tableau (I.14) : Détermination des besoins commerciaux.....	13
Tableau (I.15) : Récapitulatif des différents besoins.....	13
Tableau (I.16) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	15
Tableau (I.17) : Calcul de la consommation moyenne, minimale et maximale journalière.....	16
Tableau (I.18) : Les valeurs de β_{max}	17
Tableau (I.19) : Les valeurs de β_{max} et $k_{max.h}$	18
Tableau (I.20) : Calcul de la consommation maximal horaire pour chaque zone.....	18
Tableau (I.21) : Bilan ressources- Besoins.....	18
Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir projeté dans la zone 1.....	26
Tableau (II.2) : Calcul de la capacité de réservoir pour la zone 2.....	29
Tableau (II.3) : Calcul de la capacité de réservoir pour la zone 3.....	32
Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir principal (3000 m ³).....	35

Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt pour le tronçon N01-A.....	48
Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon N01-A	48
Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon N01-A.....	48
Tableau (III.4) : Calcul du bilan du tronçon N01-A.....	48
Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt pour le tronçon N02-A.....	49
Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon N02-A.....	49
Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon N02-A.....	49
Tableau (III.8) : Calcul du bilan du tronçon N02-A.....	49
Tableau (III.9) : Calcul de la Hmt pour le tronçon N03-B.....	50
Tableau (III.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon N03-B.....	50
Tableau (III.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon N03-B.....	51
Tableau (III.12) : Calcul du bilan du tronçon N03-B.....	51
Tableau (III.13) : Calcul de la Hmt pour le tronçon N04-C.....	52
Tableau (III.14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon N04-C.....	52
Tableau (III.15) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon N04-C.....	52
Tableau (III.16) : Calcul du bilan du tronçon N04-C.....	52
Tableau (III.17) : Calcul de la Hmt pour le tronçon Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	53
Tableau (IV.18) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	53
Tableau (IV.19) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	53
Tableau (IV.20) : Calcul du bilan du tronçon Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	53
Tableau (III.21) : Calcul de la Hmt pour le tronçon Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³)..	54
Tableau (III.22) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³).....	54
Tableau (III.23) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³).....	54
Tableau (III.24) : Calcul du bilan du tronçon Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³).....	55
Tableau (III.25) : Paramètres hydraulique pour D = 0,2 m.....	55

Tableau (III.26) : Valeur de la perte de charge et la hauteur disponible pour différents points...	56
Tableau (III.27) : Récapitulation des données de la conduite gravitaire (2x500 m ³)- (2x300 m ³).....	56
Tableau (III.28) : Calcul de la Hmt pour le tronçon point G - Tournant Ouchallal.....	57
Tableau (III.29) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon point G -Tournant Ouchallal.....	57
Tableau (III.30) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon point G -Tournant Ouchallal....	57
Tableau (III.31) : Calcul du bilan du tronçon point G - Tournant Ouchallal.....	57
Tableau (III.32) : Calcul de la Hmt pour le tronçon Tournant Ouchallal - Réservoir 500 m ³ ...	58
Tableau (III.33) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon Tournant Ouchallal - Réservoir 500 m ³	58
Tableau (III.34) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon Tournant Ouchallal - Réservoir 500 m ³	58
Tableau (III.35) : Calcul du bilan du tronçon Tournant Ouchallal - Réservoir 500 m ³	58
Tableau (III.36) : Récapitulatif des différents résultats.....	59
Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	68
Tableau (IV.2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.....	71
Tableau (IV.3) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.....	74
Tableau (IV.4) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du réservoir Tournant Ouchallal.....	75
Tableau (V.1) : Résultats de calcul pour les tronçons de la conduite principale A-R (3000 m ³).....	91
Tableau (V.2) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F1 - Réservoir 3000 m ³	92
Tableau (V.3) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F1 - Réservoir 3000 m ³	92
Tableau (V.4) : Vérification du coup de bélier pour les différents tronçons du système.....	92
Tableau (V.5) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F2 - Réservoir 3000 m ³	93
Tableau (V.6) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F2 – Réservoir 3000 m ³	93
Tableau (V.7) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F3 - Réservoir 3000 m ³	93
Tableau (V.8) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F3 – Réservoir.....	94

Tableau (V.9) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F4 - Réservoir 3000 m ³	94
Tableau (V.10) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F4 - Réservoir 3000 m ³	94
Tableau (V.11) : Caractéristiques de la conduite de refoulement Réservoir 1000 m ³ - Réservoir 500 m ³	95
Tableau (V.12) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement Réservoir 1000 m ³ - Réservoir 500 m ³	95
Tableau (V.13) : Caractéristiques de la conduite de refoulement Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	97
Tableau (V.14) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	97
Tableau (V.15) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air du Tronçon Réservoir 3000 m ³ - Réservoir 1000 m ³	103
Tableau (V.16) : Caractéristiques de la conduite de refoulement Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³).....	106
Tableau (V.17) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³).....	106
Tableau (V.18) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air du Tronçon Réservoir 1000 m ³ - Réservoir (2x500 m ³).....	107
Tableau (V.18) : Caractéristiques de la conduite gravitaire Réservoir (2x500 m ³) - Réservoir (2x300 m ³).....	107
Tableau (V.19) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction gravitaire Réservoir (2x500 m ³) - Réservoir (2x300 m ³).....	107

Liste des figures

Figure (I.1) : La zone d'étude.....	2
Figure (I.2) : Pluviométrie annuelle de la région d'Akbou.....	3
Figure (I.3) : Evolution de la population.....	5
Figure (I.4) : Evolution de la population.....	8
Figure (I.5) : Evolution du débit des différentes catégories.....	15
Figure (I.6) : Evolution du débit moyen journalier.....	15
Figure (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi enterré.....	22
Figure (II.2) : Conduite d'adduction avec chute.....	23
Figure (II.3) : Conduite de départ.....	23
Figure (II.4) : Conduite de trop plein et de vidange.....	24
Figure (II.5) : Conduite by-pass.....	24
Figure (II.6) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	25
Figure (II.7) : Détermination du volume du réservoir de la zone 1 par la méthode graphique.....	28
Figure (II.8) : Détermination du volume du réservoir de la zone 2 par la méthode graphique.....	31
Figure (II.9) : Détermination du volume du réservoir de la zone 3 par la méthode graphique.....	34
Figure (II.10) : Détermination du volume du réservoir 3000 m ³ par la méthode graphique.....	37
Figure (III.1) : Schéma de l'adduction existant.....	41
Figure (III.2) : Schéma de l'adduction projeté.....	48
Figure (IV.1) : Pompe axiale.....	62
Figure (IV.2) : Pompe centrifuge.....	62
Figure (IV.3) : Pompe hélico- centrifuge.....	62
Figure (IV.4) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	63
Figure (IV.5) : Point de fonctionnement de la pompe.....	64
Figure (IV.6) : Point de fonctionnement d'une pompe par vannage.....	65
Figure (IV.7) : Réalisation du Point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	66
Figure (IV.8) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....	67
Figure (IV.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	68
Figure (IV.10) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	69
Figure (IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F1.....	70
Figure (IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F2.....	71
Figure (IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F3.....	71
Figure (IV.14) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F4.....	72
Figure (IV.15) : Courbes caractéristiques de la pompe Réservoir 3000 m ³ vers Réservoir 1000 m ³	73
Figure (IV.16) : Courbes caractéristiques de la pompe Réservoir 1000 m ³ (Sidi Ali).....	74
Figure (IV.17) : Courbes caractéristiques de la pompe Réservoir Tournant Ouchallal.....	75
Figure (IV.18) : Réalisation du Point de fonctionnement de la pompe du forage F1 par rognage.....	77
Figure (IV.19) : Réalisation du Point de fonctionnement de la pompe du forage F3 par rognage.....	78
Figure (IV.20) : Réalisation du Point de fonctionnement de la pompe du Réservoir 3000 m ³ par rognage.....	80
Figure (IV.21) : Recherche graphique du point homologue du point désiré du Réservoir 3000 m ³	81
Figure (IV.22) : Réalisation du Point de fonctionnement de la pompe du Réservoir 1000 m ³	83

par rognage	
Figure (IV.23) : Recherche graphique du point homologue du point désiré du Réservoir 1000 m ³	85
Figure (IV.24) : Réalisation du Point de fonctionnement de la pompe du Réservoir Tournant Ouchallal par rognage.....	87
Figure (IV.25) : Recherche graphique du point homologue du point désiré du Réservoir (Tournant Ouchallal).....	88
Figure (IV.26) : Interrupteur à flotteur.....	92
Figure (IV.27) : Commande avec ligne pilote.....	93
Figure (IV.28) : Commande sans ligne pilote.....	93
Figure (IV.29) : Robinet à flotteur.....	94
Figure (V.1) : Phases de propagation de l'onde.....	97
Figure (V.2) : Répartition des pressions en régime transitoire (fermeture lente).....	98
Figure (V.3) : Soupapes de décharge en fonctionnement.....	99
Figure (V.4) : Cheminée d'équilibre.....	100
Figure (V.5) : Principe de la disposition du réservoir d'air.....	101
Figure (V.6) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....	111
Figure (V.7) : Perte de charge successives à la montée de l'eau la conduite.....	113
Figure (V.8) : Perte de charge successives à la descente de l'eau la conduite.....	114
Figure (V.9) : Variation de la pression absolue en fonction de temps.....	117
Figure (V.10) : Epure de BERGRON pour le Tronçon Réservoir 3000 m ³ -Réservoir 1000 m ³	118

Liste des symboles

A : Amortissement annuel de la conduite en pourcentage (%).

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sien de l'agglomération.

$Q_{\max .h}$: Débit maximal horaire en (m^3/h).

$Q_{\min .h}$: Débit minimal horaire en (m^3/h).

$Q_{\text{moy. h .max}}$: Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année en (m^3/h).

$Q_{\text{moy. h .min}}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en (m^3/h).

$Q_{\min .j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

$K_{\min .j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

$Q_{\min .j}$: Représente le débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

$Q_{\max .j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.

$K_{\max .j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

$Q_{\text{moy journalier}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/j).

q: Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l /j/unité).

N : Nombre de consommateurs par catégorie.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considère.

P : population à l'horizon considéré.

P_0 : population actuelle (référence).

i : taux d'accroissement annuel de la population en pourcentage.

n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré (projet).

V_t : Volume totale du réservoir.

V_{inc} : Volume d'incendie.

V_{\max} : Le volume utile.

V_r : Le volume de régularisation du réservoir (m^3).

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

P_{\max} (%) : Résidu maximum (%).

R^+ : Valeur maximal dans le réservoir (%).

R^- : Valeur minimal dans le réservoir (%).

D : Diamètre de réservoir en (m).

h : Hauteur de réservoir en (m).

H_{incendie} : Hauteur de la réserve d'incendie en (m).

H_n : Hauteur nécessaire en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

D_{min} : Diamètre minimale de la conduite en (m).

D_{max} : Diamètre maximale de la conduite en (m).

Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s).

J : Perte de charge linéaire (unitaire) en m/ml.

V : Vitesse moyenne d'écoulement en m/s^2 .

λ : Coefficient de frottement de DARCY (sans dimension).

g : Accélération de la pesanteur en (m/s^2).

K : Coefficient de rugosité équivalente des parois.

K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs.

α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de M-PETER-LAMENT.

t : Temps de service ($t=50$ ans).

Re : Nombre de Reynolds, sans dimension.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

H_L : Pertes de charge linéaires en (m).

H_s : Pertes de charge singulières en (m).

H_t : Pertes de charge totales en (m).

H_g : Hauteur géométrique d'élévation (m).

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).

η : Rendement de la pompe en (%).

E : Energie consommé par la pompe en (Kwh).

t : Temps de pompage (h).

e : Prix d'un Kwh.

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

F_{am} : Frais d'amortissement en (DA).

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

L : Longueur de la conduite en (m).

i : Taux d'annuité.

n : Nombre d'années d'amortissement.

B : Bilan en (DA).

CTP : Cote du trop plein en (m).

CTN : Cote de terrain naturel en (m).

CR : Cote de radier (m).

C_p : Cote piézométrique (m)

N_d : Niveau Dynamique (m).

R : Résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) (m).

T₁ : Temps de pompage (h).

h: Perte de charge engendrée par le vannage (m).

H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale (m).

$\frac{P_0}{w}$: Pression atmosphérique (m.c.e).

H_a : Hauteur d'aspiration (m).

j_a : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

m : Coefficient de rognage.

r : Le pourcentage de rognage.

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K = 83 pour le PEHD).

D : Diamètre intérieur de la conduite en (mm).

e : Epaisseur de la conduite en (mm).

B : La valeur du coup de bélier en (m).

a : La célérité de l'onde en (m/s).

V_0 : Vitesse d'écoulement en (m/s).

10 : Pression atmosphérique.

H_0 : Pression absolue de la conduite.

a_{eq} : Célérité équivalente en (m/s).

L_i : Longueur du tronçon i du système en (m).

a_i : Célérité de l'onde du tronçon i du système en (m/s).

L_{eq} : Longueur équivalente en (m).

B_{eq} : La caractéristique équivalente de la valeur du coup de bélier en (m).

S : Section de la conduite de refoulement (m^2).

T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).

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

Z_0 : Pression absolue.

U_0 : Volume d'air initial.

U : Nouveau volume d'air.

Z : Pression dans le réservoir d'air.

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

V_f : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).

$d' = 0,92 d$: Diamètre de la veine contractée en (m).

d : Diamètre de la tuyère en (m).

c : Coefficient de perte de charge.

D_t : Diamètre de la tubulure en (m).

*Introduction
générale*

Introduction générale

Partout dans le monde, les ressources en eau disponibles s'amenuisent en raison des activités humaines et de facteurs naturels. Même si la population a pris davantage conscience au cours des dix dernières années de la nécessité de mieux gérer et protéger l'eau, les critères économiques et les considérations politiques ont toujours tendance à déterminer la politique de l'eau à tous les niveaux.

L'eau est une ressource naturelle vitale pour la survie de l'humanité et de toutes les espèces sur terre. En tant que bien de la création, l'eau est destinée à tous les êtres humains et à leurs communautés.

L'utilisation équitable des ressources en eau est un principe moral. Les transferts contribuent à satisfaire le manque d'eau des régions pauvres en ressource en eau. A l'instar des localités Sidi Ali, Arafou et Gendouza, de la région d'AKBOU, Wilaya de Bejaia. Dans ce sens, il été prévu un système de transferts d'eau à partir du barrage de Tichy-haf par une conduite gravitaire vers le réservoir 3000 m³ avec un débit de **203 l/s**, et par les cinq forages de Bouzeroual, de capacité **20 l/s** jusqu'à **35 l/s**, par pompage vers le réservoir 3000 m³, et à partir de ce dernier vers les réservoirs suivants : Sidi Ali avec une capacité 2x500 m³, 2x300 m³ et 1000 m³, le réservoir Tournant Ouchallal avec une capacité de 1000 m³ et par suite le réservoir Débih Cherif (12 Classes) avec une capacité de 500 m³.

La présente étude s'articule sur cinq volets principaux :

Nous débutons notre travail par une présentation générale du site et estimation des besoins en eau ainsi que les caractéristiques de la région, à savoir : la situation géographique, la situation climatique, la situation démographique, l'hydrologie et la situation hydraulique. Nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux divers horizons, court, moyen et long terme, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

En second lieu, il sera procédé au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

Le troisième volet consiste essentiellement sur le dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre techniques et économiques.

Le quatrième volet porte sur le choix des pompes, dont le but est d'acheminer de l'eau des forages F1, F2, F3, F4 et du réservoir 3000 m³ vers les réservoirs (existants et projetés). Ceci se fera par des pompes, où on doit tenir compte des conditions d'exploitations désirées. Par suite, l'automatisation du système sera présentée.

Nous passerons dans la dernière partie du travail à la protection des conduites contre le phénomène transitoire, à savoir le coup de bélier, afin d'avoir un réseau fiable et durable.

On terminera cette modeste étude par une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation du
site et
estimation des
besoins en eau

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation géographique

Akbou est l'une des 52 communes de la wilaya de Bejaia, elle est située dans la vallée de la Soummam sur le flanc Sud du Djurdjura et au Sud-Ouest de la wilaya (70 km). Elle s'étale sur une superficie de 5218 ha, d'altitude variant entre 200 m (Route Nationale RN 26) et 500 m (Tifrit). Elle s'étend sur 15 km du Nord-Est au Sud-Ouest, de longitudes 346 - 359 et 1.5 à 6.5 Km du Nord-Ouest au Sud-Est, entre les latitudes 658.5 - 670.5. La zone d'étude se localise à l'intérieur de la commune (Figure (I.1)), elle est limitée par :

- Au Nord, par le village Tifrit.
- Au Sud, par l'Oued de la Soummam.
- A l'Est, par la cité Taharacht.
- A l'Ouest, par le village Ighrem.

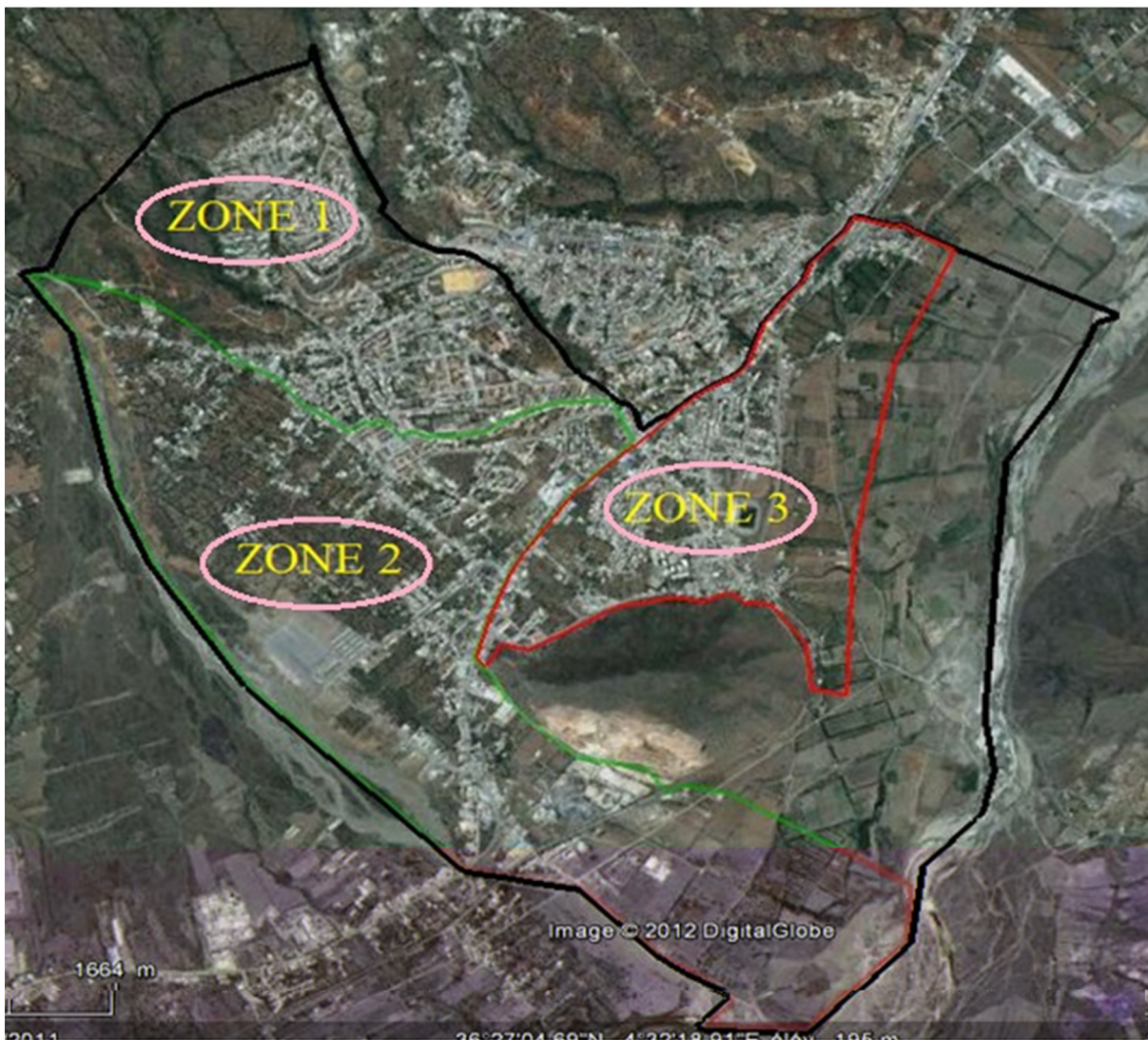


Figure (I.1) : La zone d'étude

I.1.2. Situation climatique

I.1.2.1. La pluviométrie

La pluviométrie annuelle moyenne de la Soummam diminue très sensiblement du Nord vers le Sud ainsi que des sommets vers les plaines. Les précipitations les plus abondantes sont provoquées au niveau des massifs les plus élevés. Les données obtenues auprès de la subdivision de l'agriculture de la ville d'Akbou [1], donnent les moyennes mensuelles des pluies de la période (1990-2000). L'unité de mesure est en mm (Tableau (I.1)).

Tableau (I.1) : La pluviométrie pour la période 1990-2000

Mois Année	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Août	Sep	Total
90/91	4.9	43.2	132.8	78.5	92.9	88.1	53.2	25.2	0.3	8.5	8.5	28.6	511.5
91/92	43.7	15.3	56.6	79	34.9	52.4	89.4	30.9	14.8	10.3	8.5	23.2	459.5
92/93	13.5	68.9	94.3	54.8	53.3	23.4	32.2	41.1	11.6	-	-	55,6	448.7
93/94	20.3	50.6	90.5	42.7	57.9	16.5	43.9	9.9	-	-	18,6	86,7	455.6
94/95	28.9	9.9	51.7	186.2	32.7	58.8	22.5	9.3	23.8	0.3	10,8	4,4	466.3
95/96	18.2	20.2	21.1	59.2	200.5	35.2	59.4	39.4	19.8	10.3	14.4	2.2	519.7
96/97	35.4	83.6	74.5	62	36.7	22.6	46	7.7	13	-	13.5	45.2	440.2
97/98	55.2	111.3	46.3	17.3	55.2	22.3	63.9	126	6.7	-	6.5	56	566.3
98/99	23.9	65.5	52.2	86.3	57.9	29.7	11.9	28.4	0.8	5.5	9.5	84.7	456.3
99/00	18.9	52.9	144.1	71.1	55	38.7	29.5	24.7	-	-	-	20.6	455.5

Les données de la pluviométrie de la région d'Akbou sont représentées dans la figure (I.2).

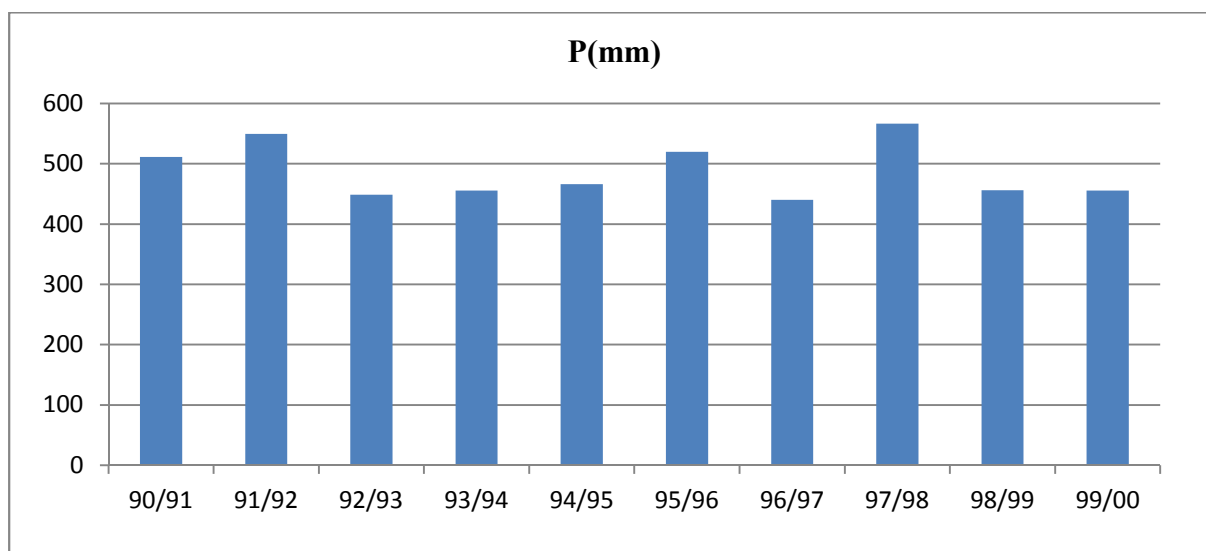


Figure (I.2) : Pluviométrie annuelle de la région d'Akbou

I.1.2.2. La température

Le climat de la région est caractérisé par deux saisons : une saison chaude allant du mois de Mai au mois d'Octobre, dont le plus chaud et celui d'Août (présentant une température moyenne

de 30°C), et une saison froide nettement plus longue, allant du mois d'Octobre au mois d'Avril, dont le mois le plus froid est celui de Janvier (avec une température de 10°C) [1].

I.1.2.3. La grêle

Elle est très fréquente en période d'Automne (Septembre et Octobre), comme elle survient aussi en période de printemps (Avril et Mai). Elle cause des dégâts appréciables surtout sur l'olivier [2].

I.1.2.4. La gelée

La gelée est due à l'écart très appréciable des températures entre le jour et la nuit. Elle fait son apparition du mois de Décembre au mois de Mai, la moyenne annuelle de journées de gelée, calculée sur une période de vingt années (1973/1993), est de seize (16) jours [2] et cause souvent des dégâts considérables.

I.1.2.5. Les vents

Par sa position très exposée, la région est soumise à des vents parfois violents dépassant 20 m/s de direction Ouest et Sud-Ouest, Est et Nord-Est et sont importants en hivers [1]. Ces vents sont violents et causent des dégâts importants, portant ainsi préjudice aux biens et aux personnes. Pendant la période d'été, tous les vents dominants chauds proviennent du Sud-Est, parfois survient le Sirocco (entre Juillet et Août), il cause des pertes économiques et des maladies.

I.1.3. Hydrologie de la région

Le bassin de la Soummam est situé dans la partie Est de l'Algérie, il couvre une superficie de 9100 km², de forme irrégulièrement étirée dans la direction Est-Ouest et accède à la méditerranée par le golf de Bejaia. Dans la partie Nord, le bassin est délimité par la chaîne de Djurdjura et ses contreforts, qui s'étendent jusqu'à la mer. La limite Est est constituée par des élévations de faibles altitudes qui séparent le bassin du plateau de Constantine alors que la limite Sud-Ouest est constituée d'une succession de petites crêtes [2].

I.1.4. Situation démographique

Selon le dernier recensement de la population (2008) remis par les autorités locales, le nombre d'habitant de la commune d'Akbou a été estimé à 52686 habitants [3]. Les prévisions seront établies pour l'horizon 2037, avec un taux d'accroissements de 1,7 %.

D'après ce dernier, la densité humaine de la commune d'Akbou se concentre dans la partie de la zone d'étude. Ainsi, on a divisé la zone d'étude en sous zones qui sont la zone (1), la zone (2) et la zone (3), respectivement Sidi Ali, Arafou et Gendouza.

I.1.5. Situation hydraulique

I.1.5.1. Ressources disponibles

La commune d'Akbou est actuellement alimentée par les eaux du barrage Tichy-Haf par une conduite gravitaire vers le réservoir 3000 m³ avec un débit de 203 l/s, et par les 05 forages de Bouzeroual de capacité 20 l/s jusqu'à 35 l/s par pompage vers le Réservoir 3000 m³, et à partir de ce dernier vers d'autres réservoirs indiqués dans le tableau (I.2) ci-après.

Tableau (I.2) : Capacité des réservoirs existants

Réservoirs	Capacité (m ³)
Sidi Ali	2x500
Sidi Ali	2x300
Sidi Ali bas	1000
Tournant Ouchallal	1000
Debih Cherif (12 classes)	500

L'installation existante est illustrée dans la figure (I.3) suivante :

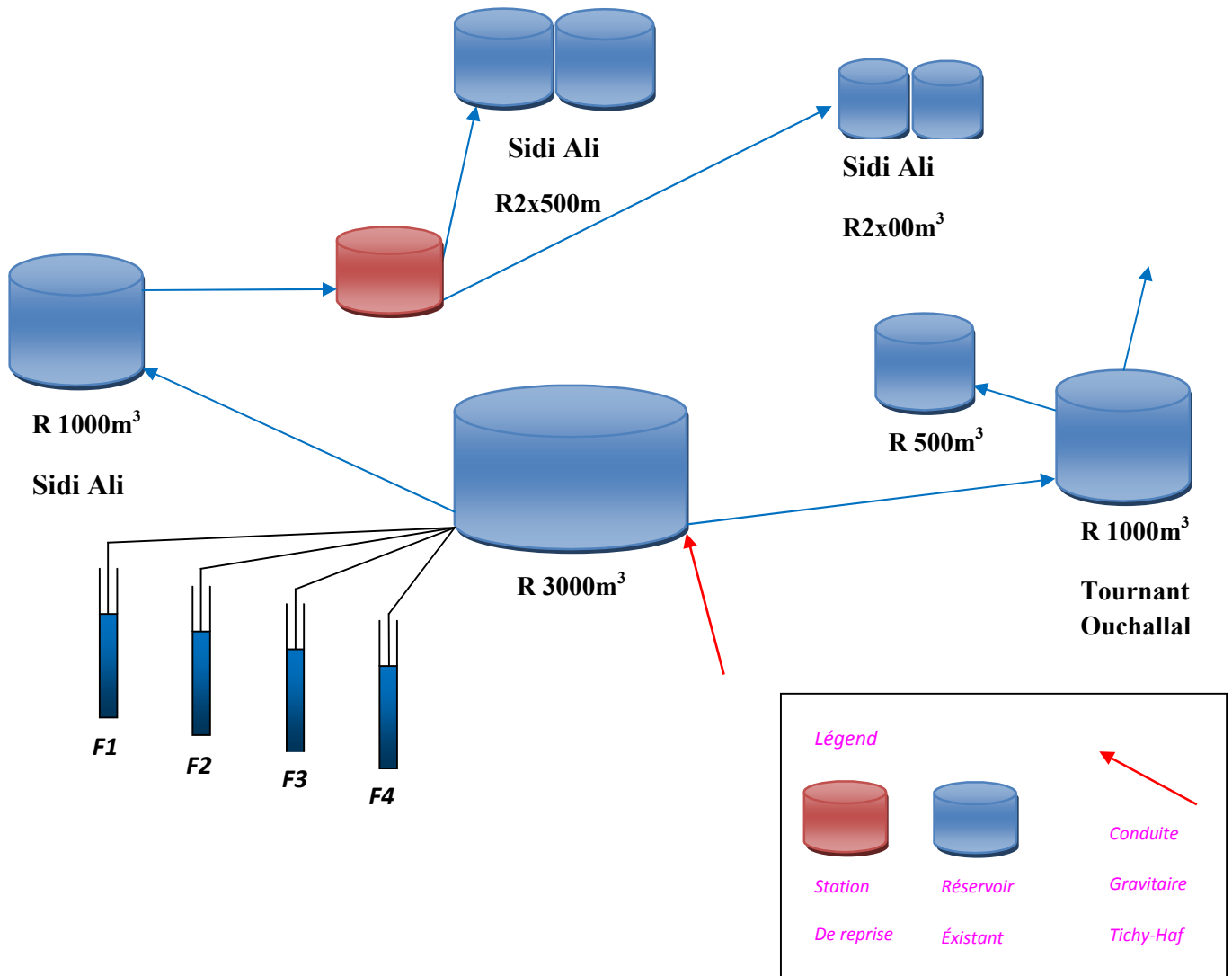


Figure (I.3) : Schéma de L'installation existante

I.1.5.2. Présentation du barrage Tichy-Haf

Le barrage Tichy-Haf est du type mixte (voûte et poids), sis sur l'Oued Bousselem, à 12 km au Sud-Est de la commune d'Akbou. Il est situé dans un bassin versant de 3980 km². Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations sur le couloir allant d'Akbou à Bejaia (environ 24 communes) pour un volume de 47 hectomètres cubes par an. Il va permettre également l'irrigation approximativement de 10.000 ha de terres situées entre les deux wilayas Bejaia et Bouira. Le barrage Tichy-Haf a une hauteur de 75 m et ayant une capacité totale de 80 millions de m³, de plus il se remplit deux fois par an. Il est équipé d'une station de traitement d'une capacité de production de 120 m³/j.

I.1.6. Caractéristiques des forages

Les champs de captage sont situés au niveau de Bouzeroual sur la rive gauche de l'Oued Soummam dont les caractéristiques des différents forages sont représentées dans le tableau (I.3) suivant [2] :

Tableau (I.3) : Caractéristiques des différents forages

Forages	Φ (mm)	Prof (m)	Q.mob (l/s)	Q.exp (l/s)	Ns (m)	Nd (m)	Année
N01 Bouzeroual	340	90	44	35	12.90	25.807	1994
N02 Bouzeroual	340	65	50	35	13.04	25.808	1986
N03 Bouzeroual	340	55	50	27	12.65	25.808	1990
N04 Bouzeroual	340	95	44	20	12.40	25.81	1994
N05 Bouzeroual	340	101.9	60	-	12.00	25.80	2007

Avec :

- **Φ** : Diamètre du forage en (mm).
- **Prof** : Profondeur de forage en (m).
- **Q.mob**: Débit mobilisé en (l/s).
- **Q.exp**: Débit exploité en (l/s).
- **Ns**: Niveau statique en (m).
- **Nd**: Niveau dynamique en (m).

I.2. Estimation des besoins en eau

L'évaluation des besoins en eau est calculée en acceptant une légère marge d'incertitude. En effet, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux facteurs dont l'évaluation est variable dans le temps et d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau dépendent également du climat, des habitudes de la population, du type et du degré de l'agglomération ainsi que la catégorie du consommateur. Pour tenir compte de l'évolution démographique, on s'appuiera sur des prévisions à court (5 à 10 ans) et à long terme (10 à 50 ans). Remarquons que l'incertitude augmente avec les années de prévisions.

I.2.1. Situation démographique

Les perspectives d'évolutions démographiques constituent un élément très important pour mener une opération d'aménagement hydraulique et aussi pour l'amélioration du niveau de vie de la population.

Le service de recensement de l'A.P.C d'Akbou nous a donné le nombre d'habitants en 2008 pour les localités de la zone d'étude, et qui était de l'ordre de 52686 habitants [3].

I.2.2. Estimation de la population

Le nombre d'habitants estimé pour l'année en cours 2012 et à l'horizon 2037 suit la loi des accroissements géométriques données par la formule suivante :

$$P = P_0 (1+i)^n \quad (I.1)$$

Où :

- P: Population à l'horizon considéré.
- P_0 : Population actuelle (référence).
- i : Taux d'accroissement annuel de la population en pourcentage.
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré (projet).

Sur la base de la loi précédente, les différentes populations sont données dans le tableau (I.4), et ceci pour un taux d'accroissement démographique de 1.7 % [3].

Tableau (I.4) : Evaluation de la population actuelle et future

Horizons	2012	2017	2022	2032	2037
Localités	Population	Population	Population	Population	Population
ZONE 1	12594	13702	14906	17643	19195
ZONE 2	11211	12197	13269	15706	17087
ZONE 3	9468	10301	11206	13264	14431
Total	33273	36200	39381	46613	50713

L'évolution de la population de la zone d'étude pour les différents horizons est illustrée dans la figure (I.4) ci-dessous.

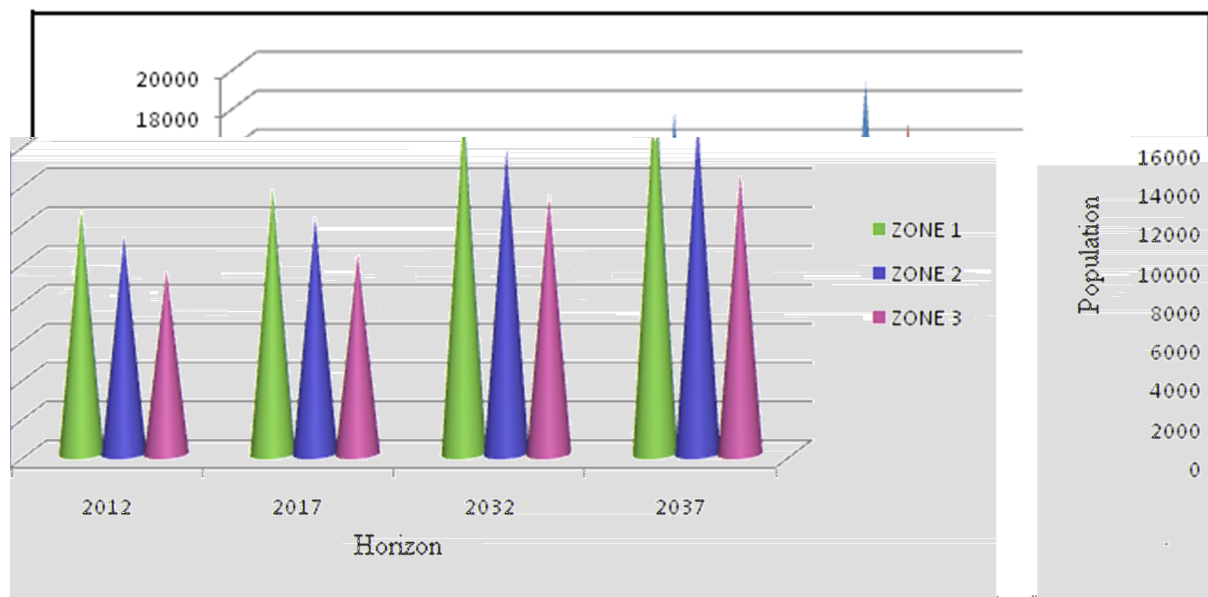


Figure (I.4) : Evolution de la population

I.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommations : domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires, touristiques,... etc. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy journalier}} = (q N/1000)^n \quad (\text{I.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy journalier}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/j).
- q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en ($\text{l}/\text{j}/\text{unité}$).
- N : Nombre de consommateurs par catégorie.
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

I.2.3.1. Choix des normes de consommation

La consommation par personne est différente suivant le type d'agglomération, la localisation, le type d'activité ... etc. La quantité d'eau consommée varie généralement de 150 à 250 l/hab/j, avec une moyenne se situant autour de 200 l/hab/j [4].

A. Choix de la norme de consommation domestique

La zone étude représente une agglomération à caractère urbain, on opte pour une norme de consommation de 180 l/j/hab.

B. Les normes de consommation pour les différentes utilisations

Les normes de consommation sont représentées dans le tableau (I.5) suivant :

Tableau (I.5) : Norme de consommation pour les différents utilisateurs

Equipements	Norme de consommation (l /j/unité)	Unité	
Scolaire	Primaire	30	Elève
	C.E.M	30	Elève
	Lycée	30	Elève
	Ecole de formation	30	Elève
	C.F.P.A	30	Elève
Sanitaire	Clinique	250	Patient
	Douche et Hammam	200	Client
	Hôpital	250	Patient
	Salle de soin	30	Patient
Socioculturel	Mosquée	10	Fidèle
	Maison de jeune	30	Adhérent
	Scoute	30	Adhérent
	Salle de sport	30	Athlète
	Crèche Communale	30	Elève
	Stade	50	Joueur
Administratif	Assurance	30	Employé
	Palais de justice	30	Employé
	Subdivision d'hydraulique	30	Employé
	Agence Postale	30	Employé
	Commissariat de police	30	Policier
	Subdivision agricole	30	Employé
	Banque Société générale	30	Employé
	Banque	30	Employé
	Actel	30	Employé
	Gendarmerie	30	Gendarme
Commerce	Superette	30	Effectif
	Fast food	30	Client
Touristique	Hôtel palace	100	Touriste
	Restaurant	100	Client
	Gare	10	Voyageur
Industriel	Boisson Rodeo	30	Employé
	Station Lavage	30	Employé
		-	
	Naftal	30	Employé
	Usine Alma	30	Employé
Usine boisson	30	Employé	

I.2.4. Les différents besoins existants

I.2.4.1. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont représentés dans le tableau (I.6) suivant :

Tableau (I.6) : Les besoins en eaux des équipements scolaires existants

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l /j/élève)	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	(4) Primaires	1149	30	34.47
	(4) C.E.M	3204	30	96.12
	(2) Lycées	2461	30	73.83
	(2) C.F.P.A	708	30	21.24
	(3) Ecoles de formation	452	30	13.56
ZONE 2	(3) Primaires	994	30	29.82
ZONE 3	(1) Primaire	353	30	10.59
	(1) C.E.M	469	30	14.07
	(1) Lycée	1120	30	33.60
Total		10910		327.32

I.2.4.2. Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population du chef-lieu des localités de la zone d'étude sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par les normes de consommation de ces derniers.

Les besoins domestiques sont regroupés dans le tableau (I.7) ci-après :

Tableau (I.7) : Détermination des besoins domestiques

Horizons	2012	2017	2022	2032	2037		
Localités	Population	Population	Population	Population	Population	Dotation (l /j/hab.)	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	12594	13702	14906	17643	19195	250	4798,74
ZONE2	11211	12197	13269	15706	17087	250	4271,77
ZONE 3	9468	10301	11206	13264	14431	250	3607,63
Total	33273	36200	39381	46613	50713	-	12678,15

Les besoins domestiques projetés sont représentés dans le tableau (I.8) ci-dessous :

Tableau (I.8) : Détermination des besoins domestiques projetés

Localités	Nombre de logements	horizon de projection	Dotation (l /j/hab.)	Nombre d'habitant	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	288 logts Sidi Ali	à court terme	180	1728	311,04
	76 logts	à court terme	180	456	82,08
	(1) Lycée	à moyen terme	30	1115	33.45
ZONE 2	100 logts	à court terme	180	600	108
	90 logts	à moyen terme	200	540	108
ZONE 3	54 logts	à moyen terme	200	324	64,8
	12 logts	à long terme	250	72	18
	52 logts	à court terme	180	312	56,16

I.2.4.3. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont représentés dans le tableau (I.9) suivant :

Tableau (I.9) : Détermination des besoins sanitaires

Localités	Type d'équipement	Quantité	Horizon de projection	Dotations l/j/lit et l/j/empl	Nombre de lit et d'empl	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	Clinique	Personnel	Existant	30	100	3
		Lit		250	42	10.5
	Hôpital	Personnel	Existant	30	488	14.64
		Lit		250	220	55
ZONE2	-	-	-	-	-	-
ZONE 3	Salle de soin	Personnel	Existant	30	5	0.15
		Lit		150	2	0.3
Total						83.59

I.2.4.4. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont donnés dans le tableau (I.10) ci-après :

Tableau (I.10) : Détermination des besoins socioculturels

Localités	Equipements	Dotation (l /j/employé)	Nombre d'employés	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	(1) Maison de jeune	30	1586	47,58
	(1) Scoute	30	250	7,5
	(1) Hammam et Douche	200	400	80
	(1) Stade	50	258	12,9
	(1) Crèche communale	30	150	4,5
ZONE 2	(1) Salle de sport	30	868	26,04
	(1) Douche	200	200	40
	(1) Mosquée	10	1400	14
ZONE 3	(1) Mosquée	10	600	6
	(1) Ecole coranique	30	180	5,4
	(1) Salle de sport	30	1258	37,74
	(1) Stade	50	550	27,5
Total			7700	309,16

I.2.4.5. Besoins industriels

Les besoins industriels sont représentés dans le tableau (I.11) suivant :

Tableau (I.11) : Détermination des besoins industriels

Localités	Type d'industrie	Nombre d'employés	Dotation (l /j/employé)	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	-	-	-	-
ZONE 2	(1) Boisson Jus Rodeo	19	30	0.57
	(1) Station Lavage	16	30	0.48
		4	5000	20
	(4) Naftal	14	30	0.42
	(1) Usine Alma	8	30	0.24
ZONE 3	(1) Usine boisson	23	30	0.69
		13	30	0.39
	(1) Station Lavage	-	-	15
		30	30	0.9
		-	-	25
Total		100		63.69

I.2.4.6. Besoins touristiques

Les besoins touristiques sont regroupés dans le tableau (I.12) suivant :

Tableau (I.12) : Détermination des besoins touristiques

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l /j/employé)	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	(1) Auberge	8	100	0.8
ZONE 2	(1) Hôtel palace	12	100	1.2
ZONE 3	(1) Gare	6	10	0.06
Total		26		2.06

I.2.4.7. Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.13) ci-dessous :

Tableau (I.13) : Détermination des besoins administratifs

Localités	Equipements	Dotation (l /j/effectif)	Nombre d'effectifs	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	(2) Assurances	30	27	0.81
	(1) Palais de justice	30	16	0.48
	(1) Subdivision d'hydraulique	30	13	0.39
	(1) Poste	30	9	0.27
	(1) Subdivision agricole	30	11	0.33
	(1) Banque société générale	30	12	0.36
	(1) Actel	30	7	0.21
	(1) Commissariat de police	30	12	0.39
ZONE 2	(1) Banque	30	17	0.51
	(2) Assurances	30	17	0.51
	(1) Banque société générale	30	12	0.36
	(1) Gendarmerie	30	14	0.42
ZONE 3	(1) Commissariat de police	30	16	0.48
	(3) Banques	30	41	1.23
Total			224	6.75

I.2.4.8. Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont représentés dans le tableau (I.14) suivant :

Tableau (I.14) : Détermination des besoins commerciaux

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employé	Dotation (l/j/employé)	Besoins (m ³ /j)
ZONE 1	(6) Fast food	18	100	1.8
	(3) Superettes	43	100	4.3
ZONE 2	(1) Superette	8	100	0.8
	(8) Fast food	24	100	2.4
ZONE 3	(3) Fast food	15	100	1.5
	(1) Superette	7	100	0.7
Total		115		11.5

I.2.5. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2037

Les différents besoins à l'horizon 2037 sont regroupés dans le tableau (I.15) ci-après :

Tableau (I.15) : Récapitulatif des différents besoins

Localités	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	TOTAL
Besoins domestiques (m³/j)	4798.74	4271.77	3607.63	11769.75
Besoins scolaires (m³/j)	239.22	29.82	58.26	327.32
Besoins sanitaires (m³/j)	83.14	-	0.45	83.59
Besoins industriels (m³/j)	-	22.4	41.29	63.69
Besoins socioculturels (m³/j)	152.48	80.04	76.64	309.16
Besoins administratifs (m³/j)	3.24	1.8	1.71	6.75
Besoins touristiques (m³/j)	0.8	1.2	0.06	2.06
Besoins commerciaux (m³/j)	6.1	3.2	2.2	11.5

L'évolution du débit des différentes catégories ainsi que l'évolution du débit moyen journalier sont représentées dans les figures (I.5) et (I.6) respectivement.

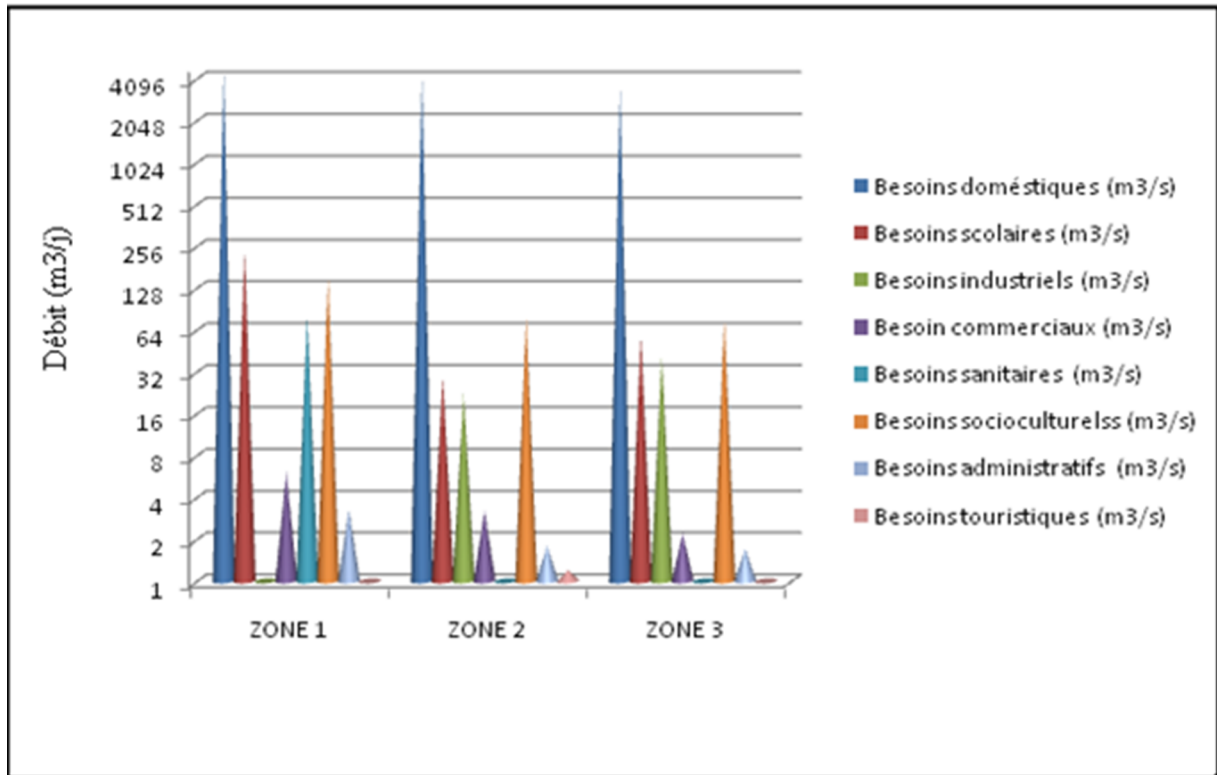


Figure (I.5) : Evolution du débit des différentes catégories

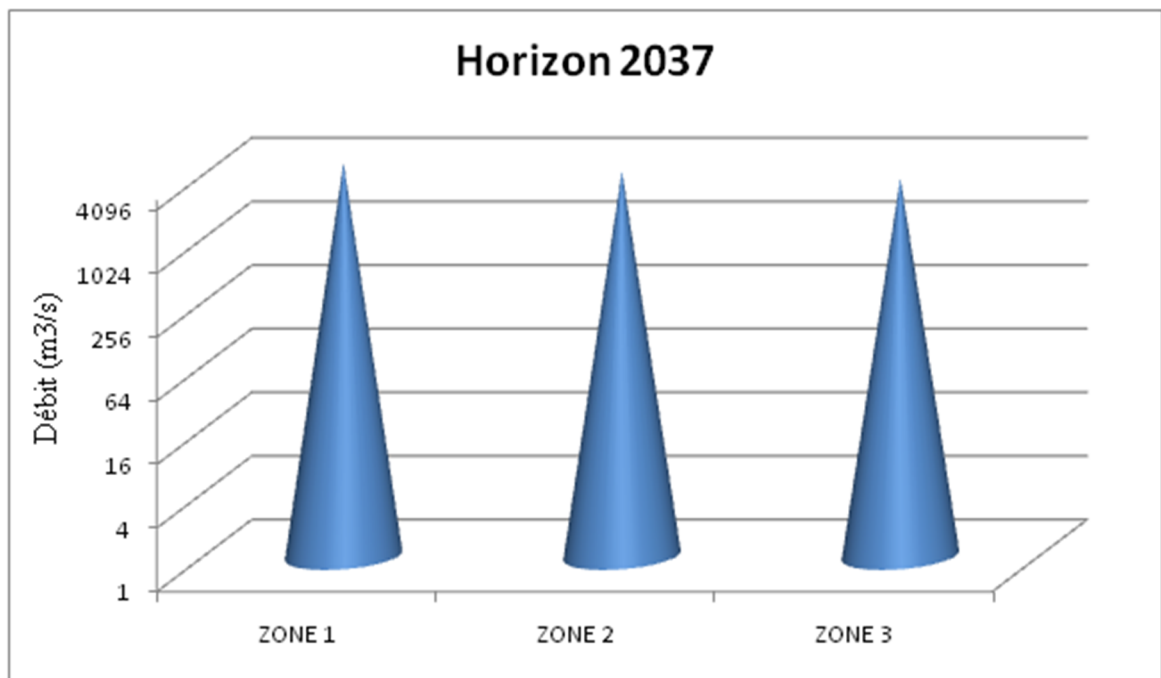


Figure (I.6) : Evolution du débit moyen journalier

I.2.6. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Ceci afin de combler les fuites qui sont généralement dues aux raisons suivantes : les fuites dans les conduites du réseau d'alimentation en eau potable, la vétusté du réseau, au type de tuyau, la nature du terrain et la qualité d'entretien ; pour cela, il y a lieu de majorer la consommation moyenne journalière.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau (I.16) suivant :

Tableau (I.16) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

Localités	Besoin total (m ³ /j)	Perte (m ³ /j)	Q moy majoré (m ³ /j)
ZONE 1	5283,72	1056,744	6340,464
ZONE 2	4410,23	882,046	5292,276
ZONE 3	3788,24	757,648	4545,888
Total	13482,19	2696,438	16178,628

I.2.7. Variation de la consommation journalière

I.2.7.1. Consommation maximale journalière et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités, à savoir $k_{max,j}$ et $k_{min,j}$.

A. La consommation maximale journalière

Elle s'obtient comme suit :

$$K_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (I.3)$$

Donc :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (I.4)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne, soit $k_{max,j} = 1.2$

D'où :

$$Q_{max,j} = 1.2 \times 16178.628 = \mathbf{19414.35 \text{ (m}^3/\text{j)}}$$

B. La consommation minimale journalière

Elle se détermine comme suit :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (I.5)$$

Donc :

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

Avec :

- $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 0.7 et 0.9 [5]. Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne, soit $k_{min,j} = 0.8$

D'où :

$$Q_{min,j} = 0.8 \times Q_{moy,j}$$

$$Q_{smin,j} = 0.8 \times 16178.628 = \mathbf{12942.901 \text{ (m}^3/\text{j)}}$$

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau (I.17) ci-après :

Tableau (I.17) : Calcul de la consommation moyenne, minimale et maximale journalière

Localités	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{min,j} (m ³ /j)	Q _{max,j} (m ³ /j)
ZONE 1	6340,464	5072,3712	7608,5568
ZONE 2	5292,276	4233,8208	6350,7312
ZONE 3	4545,888	3636,7104	5455,065
Total	16178,628	12942,902	19414.35

D'après le tableau (I.17), la consommation maximale journalière de la zone d'étude est de 19414.35 m³/j en plus d'un débit de 70 l/s dans la zone 3, qui est refoulé vers le réservoir (ex-caserne) hors de la zone d'étude. Ainsi le débit max est de **24454.3536 m³/j**, soit **283.036 l/s**.

I.2.8. Variation de la consommation horaire

Les débits maximal et minimal subissent des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par les coefficients de variation horaires, $k_{max,h}$ et $k_{min,h}$, appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaires. Ces coefficients sont calculés respectivement pour la journée la plus chargée et la moins chargée de l'année. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{min,h} = \frac{Q_{min,h}}{Q_{moy,h}} \quad (I.7)$$

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \quad (I.8)$$

Avec :

- $Q_{\max.h}$: Débit maximal horaire en (m^3/h).
- $Q_{\min.h}$: Débit minimal horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy.h.max}}$: Débit moyen horaire de la journée la plus chargée de l'année en (m^3/h).

$$Q_{\text{moy.h.max}} = \frac{Q_{\max}}{24} \quad (I.9)$$

- $Q_{\text{moy.h.min}}$: Débit moyen horaire de la journée la moins chargée de l'année en (m^3/h).

$$Q_{\text{moy.h.min}} = \frac{Q_{\min}}{24} \quad (I.10)$$

Le coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ peut être défini par la formule suivante (Annexe (1)) :

$$K_{\max.h} = \beta_{\max} \times \alpha_{\max} \quad (I.11)$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sien de l'agglomération, tel que :
 $1.2 \leq \alpha_{\max} \leq 1.4$

Dans notre étude, on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, sa valeur est donnée dans le tableau (I.18) suivant :

Tableau (I.18) : Les valeurs de β_{\max}

Nombre d'hab. x 1000	<1	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	50	100	300	>1000
β_{\max}	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.01	1

Le nombre d'habitants à l'horizon 2037 est de 50713. Le tableau (I.19) ci-dessous représente les différentes valeurs de β_{\max} et de $k_{\max.h}$ pour chaque zone. La valeur de β_{\max} est déterminée par interpolation.

Tableau (I.19) : Les valeurs de β_{\max} et $k_{\max.h}$

Localités	Population	β_{\max}	$k_{\max.h}$
ZONE 1	19195	1.208	1.57
ZONE 2	17087	1.229	1.6
ZONE 3	14431	1.175	1.53

A partir de ce tableau, on peut déterminer le $Q_{\max.h}$, tel que :

$$Q_{\max.h} = k_{\max.h} \times Q_{\max.j}/24 \quad (I.12)$$

La consommation maximale horaire pour chaque zone est représentée dans le tableau (I.20) suivant :

Tableau (I.20) : Calcul de la consommation maximale horaire pour chaque zone

Localités	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)
ZONE 1	497.73
ZONE 2	423.38
ZONE 3	370.49
Total	1291.6

I.2.9. Bilan ressources–Besoins

Le nombre d'habitants à l'horizon 2037 est de 50713, la demande moyenne journalière en eau potable de la zone d'étude s'élève à 24454.3536 m³/j (Tableau (I.21)).

Tableau (I.21) : Bilan ressources-Besoins

Ressources mobilisées (m³/j)	25963.2
Besoins (m³/j)	24454.35
Bilan (m³/j)	1508.85

I.3. Conclusion

L'alimentation en eau potable de la commune d'Akbou est assurée par les ressources en eaux citées ci-dessous :

- Champs de captage de Bouzeroual sur la rive gauche de l'Oued Soummam avec un débit de **117 l/s**.
- Barrage de Tichy-Haf avec un débit de **203 l/s**.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que la variation de l'offre et de la demande montre clairement que la zone d'étude n'a pas besoin de ressources en plus, car on a déjà un surplus de **17.46 l/s**.

L'analyse du bilan montre que le problème de la ressource en eau ne se posera plus pour la zone d'étude et même le chef-lieu de la commune d'Akbou.

L'exploitation des forages N01, N02, N03, et N04 existants, sera assurée à l'horizon 2037. Il reste un autre forage N05 qui n'est pas exploité, il pourrait satisfaire le déficit au-delà de l'horizon 2037, car il peut fournir un débit de **60 l/s**.

Chapitre II :
Les Réservoirs

II.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions, ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Dans la zone d'étude, nous avons un réservoir principal relié à d'autres réservoirs par une conduite d'adduction et qui assurent chacun l'alimentation d'une zone appropriée. Ces réservoirs sont alimentés par l'eau des forages et du barrage Tichy-Haf.

II.2. Rôles des réservoirs

II.2.1. Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé [6].

II.2.2. Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés [6].

II.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

II.2.4. Utilité pour briser la charge

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

II.2.5. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation [6].

II.3. Emplacement des réservoirs

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants [4,6] :

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [6] :

a) Leurs positions par rapport au sol

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi-enterrés.
- ✓ Surélevés, appelés aussi châteaux d'eau.

b) Leurs formes

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés et rectangulaires.
- ✓ De forme quelconque.

c) La nature du matériau de construction

- ✓ Les réservoirs métalliques.
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie.
- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.5. Choix du type de réservoir

Vu le relief très accidenté de la zone d'étude (terrain ascendant), notre choix s'est fixé sur des réservoirs circulaires semi-enterrés, pour les motifs suivants [11]:

- L'étude architecturale simplifiée.
- L'étanchéité est facile à réaliser.
- Conservation de l'eau à une température constante.
- Economie sur les frais de construction.

Une coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré est donnée dans la figure (II.1) ci-dessous.

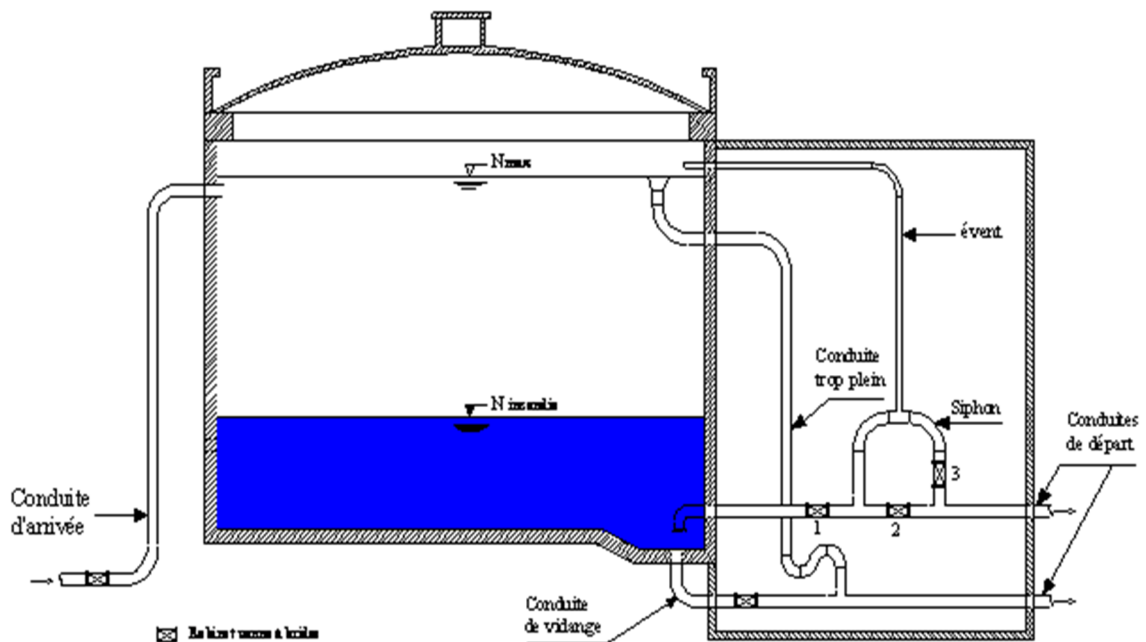


Figure (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré

II.6. Fontainerie d'équipement des réservoirs

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leur permet de remplir les différentes fonctions que nous attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution [6].

II.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

C'est la conduite provenant de la source gravitaire ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve, ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination (Figure (II.2)).

On distingue différents cas :

- Arrivée par le haut en surverse.
- Arrivée par le fond ou par le bas.
- Arrivée par le haut où la conduite est noyée.

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau [6,7].

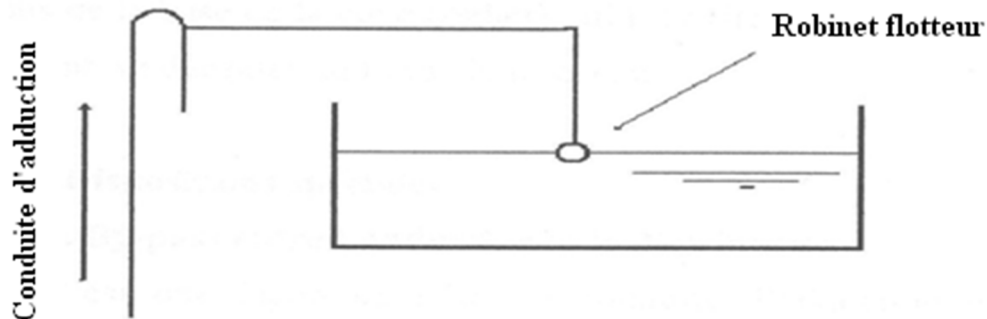


Figure (II.2) : Conduite d'adduction avec chute

II.6.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension (Figure (II.3)). L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [6,7].

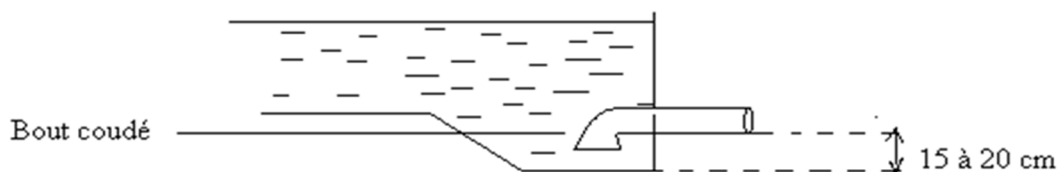


Figure (II.3) : Conduite de départ

II.6.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces

conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

II.6.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier (Figure (II.4)), elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable [6].

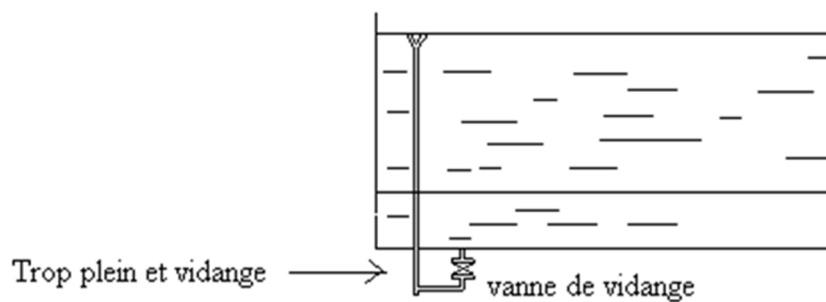


Figure (II.4) : Conduite de trop plein et de vidange

II.6.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté (Figure (II.5)). Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.

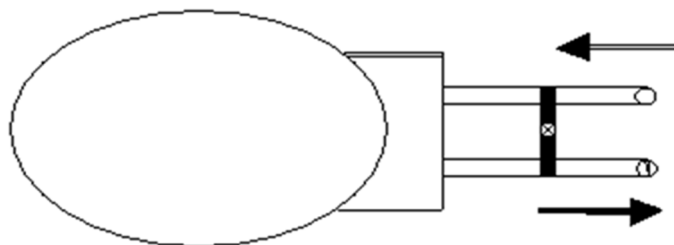


Figure (II.5): Conduite by-pass

II.6.6. Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint; pour cela, nous avons intérêt à équiper l'ouvrage d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie. Autrement dit, un événement d'un siphon interdit l'utilisation de l'eau au-dessus d'un niveau défini au préalable. Le système de fonctionnement est le suivant (Figure (II.6)) :

- Fonctionnement normal : (1) et (3) ouvertes et (2) fermée.
- Cas d'incendie : Il suffit d'ouvrir (2).

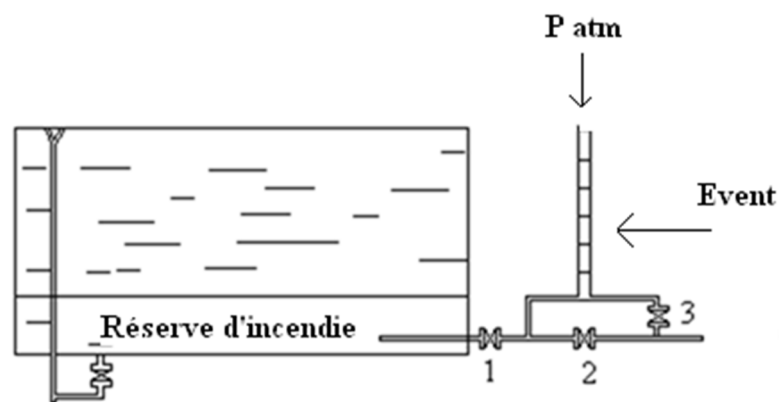


Figure (II.6) : Matérialisation de la réserve d'incendie

II.7. Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant ; en d'autres termes, du mode d'adduction (apport) et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

II.7.1. Méthode analytique

Le volume de régularisation du réservoir est déterminé comme suit :

$$V_r = \frac{P_{\max} \times Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Où :

- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3).
- $Q_{\max, j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).
- P_{\max} (%) : Résidu maximum (%).

Avec :

$$P_{\max} (\%) = |R^+| + |R^-| \quad (\text{II.2})$$

- R^+ : Valeur maximale dans le réservoir (%).
- R^- : Valeur minimale dans le réservoir (%).

II.7.2. Méthode graphique

Dans cette méthode, on portera 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 comme l'illustre la (Figure (II.7)).

II.7.3. Détermination du volume total d'un réservoir

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du coefficient de variation horaire ($K_{\max.h}$). Le débit de pompage est reparti sur 20 h le long de la journée, on détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, par suite on aura un déficit ou bien un surplus, ainsi la somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvées sera le volume maximal de stockage. Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante [6] :

$$V_t = V_{\text{inc}} + V_r \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir.
- V_{inc} : Volume d'incendie.
- V_r : Volume maximal de stockage.

Où :

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

Il représente le volume nécessaire pour l'extinction d'un incendie en un temps de 2 heures ($60 \text{ m}^3/\text{h}$).

II.8. Dimensionnement des réservoirs

II.8.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1

Le réservoir alimente l'agglomération de Sidi Ali dont le nombre d'habitants est de **19195**. La valeur $k_{\max.h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à l'annexe (1), on choisit la colonne qui convient.

Les résultats des entrées et des sorties sont regroupés dans le tableau (II.1) ci-dessous.

Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir dans la zone 1

Heure	Apport		Distribution		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Apport (%)	Volume (m ³)	Distribution (%)	Consommation (m ³)			
0-1	5	380,42784	1	76,085568	4	0	4
1-2	5	380,42784	1	76,085568	4	0	8
2-3	5	380,42784	1	76,085568	4	0	12
3-4	5	380,42784	1	76,085568	4	0	16
4-5	5	380,42784	2	152,171136	3	0	19
5-6	5	380,42784	3	228,256704	2	0	21
6-7	5	380,42784	5	380,42784	0	0	21
7-8	5	380,42784	6,5	494,556192	0	1,5	19,5
8-9	5	380,42784	6,5	494,556192	0	1,5	18
9-10	5	380,42784	5,5	418,470624	0	0,5	17,5
10-11	5	380,42784	4,5	342,385056	0,5	0	18
11-12	5	380,42784	5,5	418,470624	0	0,5	17,5
12-13	5	380,42784	7	532,598976	0	2	15,5
13-14	5	380,42784	7	532,598976	0	2	13,5
14-15	5	380,42784	5,5	418,470624	0	0,5	13
15-16	5	380,42784	4,5	342,385056	0,5	0	13,5
16-17	5	380,42784	5	380,42784	0	0	13,5
17-18	5	380,42784	6,5	494,556192	0	1,5	12
18-19	0	0	6,5	494,55619	0	6,5	5,5
19-20	0	0	5	380,42784	0	5	0,5
20-21	0	0	4,5	342,385056	0	4,5	-4
21-22	0	0	3	228,256704	0	3	-7
22-23	5	380,42784	2	152,171136	3	0	-4
23-24	5	380,42784	1	76,085568	4	0	0
Total		7608,5568	100	7608,5568			

D'après les résultats du tableau (II.1), on a :

- $R^+ = 21 \%$
- $R^- = -7 \%$
- $P_{\max} = 28 \%$
- $V_r = 2130,395 \text{ m}^3$
- $V_t = 2130,395 + 120 = \mathbf{2250,395 \text{ m}^3}$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (II.7).

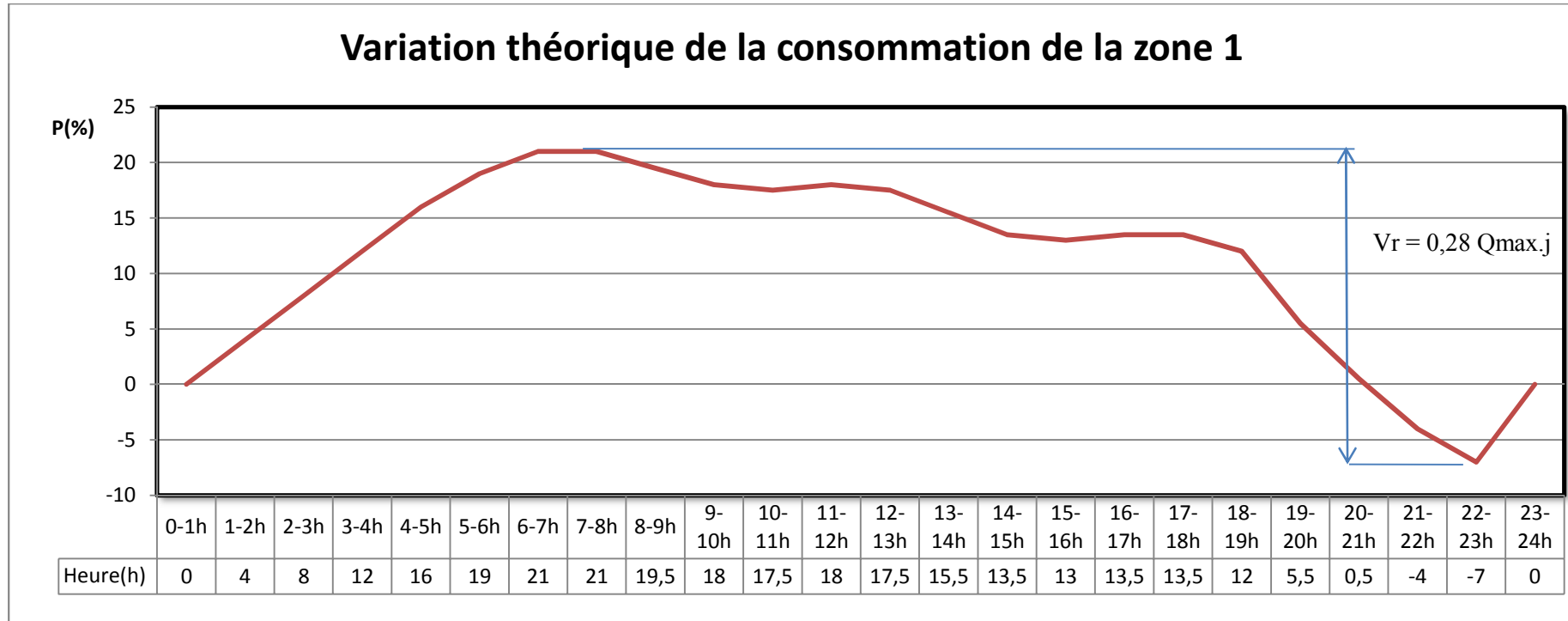


Figure (II.7) : Détermination du volume du réservoir de la zone 1 par la méthode graphique

On constate sur le graphique que le volume de régulation est : $V_r = 0,28 Q_{\max,j}$, qui donne un résultat de **2130,395 m³**, ajouté à la réserve d'incendie de **120 m³**, le volume total du réservoir sera de **2250,395 m³**.

Remarque :

La capacité totale des réservoirs existants est (2x300 m³) et (2x500 m³), soit un total de 1600 m³ alors que le volume calculé est estimé à **2250,395 m³**. La demande à l'horizon 2037 dépasse largement la capacité des réservoirs existants, donc la projection d'un réservoir de **700 m³** est nécessaire pour cette zone. Le réservoir projeté de **700 m³** jumelé avec les réservoirs existants et aura les mêmes caractéristiques topographiques que les réservoirs existants.

❖ **Diamètre du réservoir**

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 V_r}{h \pi} \right)^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

La hauteur du réservoir est comprise généralement entre 3 m à 6 m, on prend **h = 4 m**.

D'où :

$$D = \left(\frac{700}{\pi} \right)^{1/2} = 15 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est de **15 m**.

❖ **Hauteur de la réserve d'incendie**

Elle est calculée par l'expression suivante :

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 V_i h}{D^2 \pi} \right)^c \quad (\text{II.5})$$

D'où:

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 \times 120}{(1,492\pi)} \right)^0 = 1 \text{ m}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **1 m**.

II.8.2. Dimensionnement du réservoir de la zone 2

Le réservoir alimente l'agglomération d'Arafou jusqu'à Bouzeroual dont le nombre d'habitants est de **17087** ; au même temps il refoule un débit de 90 l/s vers le réservoir Sidi Ali (2x500 m³) et de ce dernier vers le réservoir (2x300 m³) gravitairement.

La valeur $k_{\max,h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à l'annexe (1) on choisit la colonne qui convient.

Le tableau (II.2) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir de la zone 2 (Arafou et l'entourage).

Tableau (II.2) : Calcul de la capacité du réservoir pour la zone 2

Heure	Apport		Distribution				Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Appo. (%)	Volume (m ³)	Distri. (%)	Rapport refoule (%)	Rapport consom (%)	Total sortie (%)			
0-1	5	697,9644	1	2,7252668	0,45494664	3,1802134	1,8197865	0	1,8197865
1-2	5	697,9644	1	2,7252668	0,45494664	3,1802134	1,8197865	0	3,6395731
2-3	5	697,9644	1	2,7252668	0,45494664	3,1802134	1,8197865	0	5,4593597
3-4	5	697,9644	1	2,7252668	0,45494664	3,1802134	1,8197865	0	7,2791462
4-5	5	697,9644	2	2,7252668	0,90989328	3,6351600	1,3648399	0	8,6439862
5-6	5	697,9644	3	2,7252668	1,36483993	4,0901067	0,9098932	0	9,5538794
6-7	5	697,9644	5	2,7252668	2,27473321	5	0	0	9,5538794
7-8	5	697,9644	6,5	2,7252668	2,95715317	5,6824199	0	0,682419	8,8714595
8-9	5	697,9644	6,5	2,7252668	2,95715317	5,6824199	0	0,682419	8,1890395
9-10	5	697,9644	5,5	2,7252668	2,50220653	5,2274733	0	0,227473	7,9615662
10-11	5	697,9644	4,5	2,7252668	2,04725989	4,7725266	0,2274733	0	8,1890395
11-12	5	697,9644	5,5	2,7252668	2,50220653	5,2274733	0	0,227473	7,9615662
12-13	5	697,9644	7	2,7252668	3,18462649	5,9098932	0	0,909893	7,0516729
13-14	5	697,9644	7	2,7252668	3,18462649	5,9098932	0	0,909893	6,1417796
14-15	5	697,9644	5,5	2,7252668	2,50220653	5,2274733	0	0,227473	5,9143063
15-16	5	697,9644	4,5	2,7252668	2,04725989	4,7725266	0,2274733	0	6,1417796
16-17	5	697,9644	5	2,7252668	2,27473321	5	0	0	6,1417796
17-18	5	697,9644	6,5	2,7252668	2,95715317	5,6824199	0	0,682419	5,4593597
18-19	0	0	6,5	0	2,95715317	2,9571531	0	2,957153	2,5022065
19-20	0	0	5	0	2,27473321	2,2747332	0	2,274733	0,2274733
20-21	0	0	4,5	0	2,04725989	2,0472598	0	2,047259	-1,819786
21-22	0	0	3	0	1,36483993	1,3648399	0	1,364839	-3,184626
22-23	5	697,9644	2	2,7252668	0,90989328	3,6351600	1,3648399	0	-1,819786
23-24	5	697,9644	1	2,7252668	0,45494664	3,1802134	1,8197865	0	0,000001
Total		13959,288	100	54,505336	45,4946642	100			

D'après les résultats du tableau (II.2), on a :

- $R^+ = 9,55 \%$
- $R^- = -3,18 \%$
- $P_{\max} = 12,73 \%$
- $V_r = 1777,017 \text{ m}^3$
- $V_t = 1777,017 + 120 = \mathbf{1897,017 \text{ m}^3}$

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (II.8) ci-après.

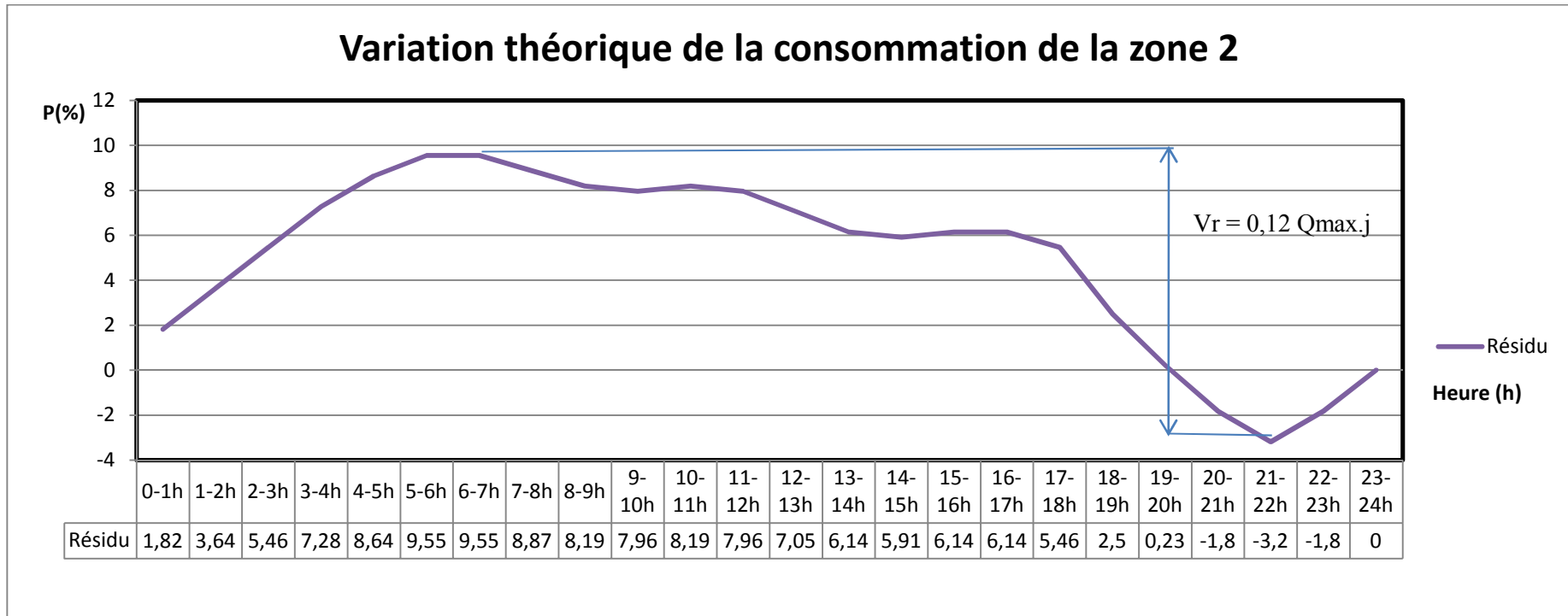


Figure (II.8) : Détermination du volume du réservoir de la zone 2 par la méthode graphique

On constate sur le graphique que le volume de régulation est : $V_r = 0,1273 Q_{\max,j}$, qui donne un résultat de $1777,017 \text{ m}^3$, ajouté à la réserve d'incendie de 120 m^3 , le volume total du réservoir sera de $1897,017 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité totale des deux réservoirs existant est respectivement 1000 m^3 et 500 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 1968.209 m^3 . La demande à l'horizon 2037 dépasse largement la capacité du réservoir existant, donc la projection d'un réservoir de 1000 m^3 est nécessaire pour cette zone. Le réservoir projeté de 1000 m^3 jumelé avec le réservoir existant et aura les mêmes caractéristiques topographiques que ce réservoir.

❖ **Diamètre du réservoir**

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 V_t}{h \pi} \right)^{1/2}$$

La hauteur du réservoir est comprise généralement entre 3 m à 6 m, on prend $h = 4 \text{ m}$.

D'où :

$$D = \left(\frac{1000}{\pi} \right)^{1/2} = 18 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est de **18 m**.

❖ **Hauteur de la réserve d'incendie**

Elle est calculée par l'expression suivante :

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 V_i h}{D^2 \pi} \right)^c$$

D'où:

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 \times 120}{(17,8)^2 \pi} \right)^0 = 0,5 \text{ m}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **0,5 m**.

II.8.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 3

Le réservoir alimente l'agglomération de Gendouza dont le nombre d'habitants est de 14431, et au même temps il refoule un débit de 70 l/s vers le réservoir ex-caserne et 21.04 m^3 vers le réservoir 500 m^3 situé au niveau du lycée Debih Cherif (12 classes).

La valeur $k_{\max,h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à l'annexe (1), on choisit la colonne qui convient.

Le tableau (II.3) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir de la zone 3 (Gendouza et l'entourage).

Tableau (II.3) : Calcul de la capacité du réservoir pour la zone 3

Heure	Apport		Distribution				Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)	
	Appor (%)	Volume (m ³)	Distri. (%)	Rapport (%)	Volume Consoma. (m ³)	Rapport consoma. (%)				Total sortie (%)
0-1	5	524,753	1	2,4011	54,550	0,5197	2,9209	2,0790	0	2,0790
1-2	5	524,753	1	2,4011	54,550	0,5197	2,9209	2,0790	0	4,1581
2-3	5	524,753	1	2,4011	54,550	0,5197	2,9209	2,0790	0	6,2372
3-4	5	524,753	1	2,4011	54,550	0,5197	2,9209	2,0790	0	8,3163
4-5	5	524,753	2	2,4011	109,101	1,0395	3,4406	1,5593	0	9,8757
5-6	5	524,753	3	2,4011	163,651	1,5593	3,9604	1,0395	0	10,9152
6-7	5	524,753	5	2,4011	272,753	2,5988	5	0	0	10,9152
7-8	5	524,753	6,5	2,4011	354,579	3,3785	5,7796	0	0,7796	10,1355
8-9	5	524,753	6,5	2,4011	354,579	3,3785	5,7796	0	0,7796	9,35593
9-10	5	524,753	5,5	2,4011	300,028	2,8587	5,2598	0	0,2598	9,0960
10-11	5	524,753	4,5	2,4011	245,477	2,3389	4,7401	0,2598	0	9,3559
11-12	5	524,753	5,5	2,4011	300,028	2,8587	5,2598	0	0,2598	9,0960
12-13	5	524,753	7	2,4011	381,854	3,6384	6,0395	0	1,0395	8,0565
13-14	5	524,753	7	2,4011	381,854	3,6384	6,0395	0	1,0395	7,0169
14-15	5	524,753	5,5	2,4011	300,028	2,8587	5,2598	0	0,2598	6,7570
15-16	5	524,753	4,5	2,4011	245,477	2,3389	4,7401	0,2598	0	7,0169
16-17	5	524,753	5	2,4011	272,753	2,5988	5	0	0	7,0169
17-18	5	524,753	6,5	2,4011	354,579	3,3785	5,7796	0	0,7796	6,2372
18-19	0	0	6,5	0	354,579	3,3785	3,3785	0	3,3785	2,8587
19-20	0	0	5	0	272,753	2,5988	2,5988	0	2,5988	0,2598
20-21	0	0	4,5	0	245,477	2,3389	2,3389	0	2,3389	-2,0790
21-22	0	0	3	0	163,651	1,5593	1,5593	0	1,5593	-3,6384
22-23	5	524,753	2	2,4011	109,101	1,0395	3,4406	1,5593	0	-2,0790
23-24	5	524,753	1	2,4011	54,550	0,5197	2,9209	2,0790	0	0.0000
Total		10495,065	100	48,022	5455,065	51,977	100			

Pour le dimensionnement du réservoir dans la zone 3, on suit la même procédure que les réservoirs précédents. Pour le dimensionner il faut injecter le débit moyen journalier refoulé vers ex-caserne, avec $Q_{\text{moy},j} = 70$ l/s, sachant que le temps de pompage est de 20 h par jour. Ainsi, le débit du réservoir 500 m³ est assuré par le réservoir 1000 m³ par pompage.

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (II.9).

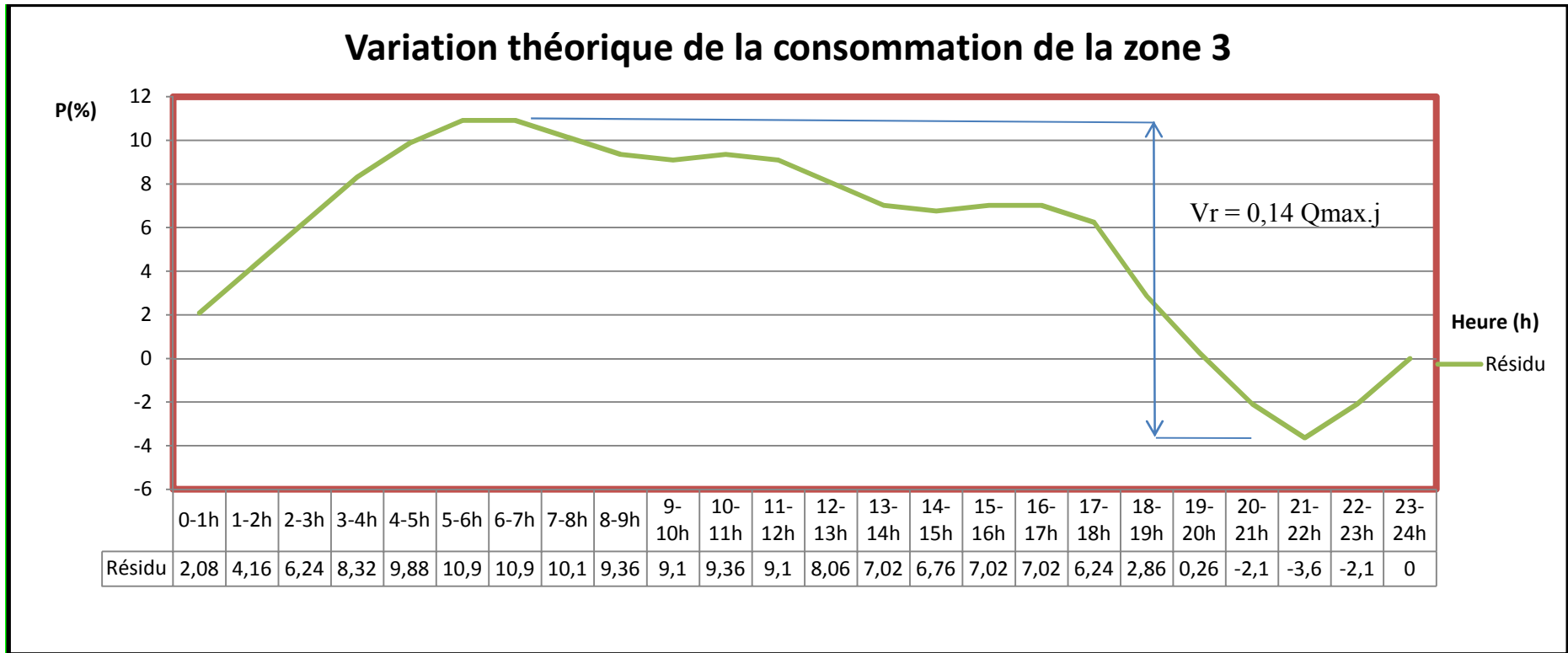


Figure (II.9) : Détermination du volume du réservoir de la zone 3 par la méthode graphique

D'après les résultats du tableau (II.3), on a :

- $R^+ = 10,91 \%$
- $R^- = -3,63 \%$
- $P_{\max} = 14,55 \%$
- $V_r = 1527,319 \text{ m}^3$
- $V_t = 1527,319 + 120 = 1647,319 \text{ m}^3$

On constate sur le graphique que le volume de régulation est : $V_r = 0,1455 Q_{\max,j}$, qui donne un résultat de $1527,319 \text{ m}^3$, ajouté à la réserve d'incendie de 120 m^3 , le volume total du réservoir sera de $1647,319 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité totale des deux réservoirs existants est de 1000 m^3 et 500 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à $1647,319 \text{ m}^3$. La demande à l'horizon 2037 dépasse largement la capacité des réservoirs existants, donc la projection d'un réservoir de 300 m^3 est nécessaire pour cette zone. Le réservoir projeté de 300 m^3 sera jumelé avec le réservoir 1000 m^3 de Tournant Ouchallal, en gardant les mêmes caractéristiques topographiques que les réservoirs existants.

❖ **Diamètre du réservoir**

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 V_t}{h \pi} \right)^{1/2}$$

La hauteur du réservoir est comprise généralement entre 3 m à 6 m, on prend $h = 4 \text{ m}$.

D'où :

$$D = \left(\frac{300}{\pi} \right)^{1/2} = 10 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est de **10 m**.

❖ **Hauteur de la réserve d'incendie**

Elle est calculée par l'expression suivante :

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 V_i h}{D^2 \pi} \right)^c$$

D'où :

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 \times 120}{(9,77)^2} \right)^0 = 1,60 \text{ m}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **1,60 m**.

II.8.4. Dimensionnement du réservoir principal (3000 m³)

Le réservoir refoule vers les trois zones situées au dessus. Le tableau (II.4) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir principal (3000 m³).

Tableau (II.4) : Dimensionnement du réservoir principal (3000 m³)

Heure	Apport				Distribution		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Débit forage (m ³)	Débit Tichy-Haf (m ³)	Débit forage (%)	Débit Tichy-Haf (%)	Débit sortie (m ³)	Rappo conso (%)			
0-1	421,2	730,8	1,6222	2,8147	0	0	4,4370	0	4,4370
1-2	421,2	730,8	1,6222	2,8147	0	0	4,4370	0	8,8740
2-3	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	8,3111
3-4	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	7,7481
4-5	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	7,1852
5-6	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	6,6222
6-7	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	6,0593
7-8	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	5,4963
8-9	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	4,9334
9-10	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	4,3704
10-11	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	3,8075
11-12	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	3,2445
12-13	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	2,6816
13-14	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	2,1186
14-15	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	1,5557
15-16	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	0,9927
16-17	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	0,4298
17-18	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	-0,1331
18-19	0	730,8	0	2,8147	1224	5	0	2,1852	-2,3183
19-20	0	730,8	0	2,8147	1224	5	0	2,1852	-4,5036
20-21	0	730,8	0	2,8147	0	0	2,8147	0	-1,6888
21-22	0	730,8	0	2,8147	0	0	2,8147	0	1,1259
22-23	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	0,5629
23-0	421,2	730,8	1,6222	2,8147	1224	5	0	0,5629	0,0000
Total	8424	17539,2	32,4459	67,5540	24480	94,18			

La capacité du réservoir par la méthode graphique est illustrée dans la figure (II.10).

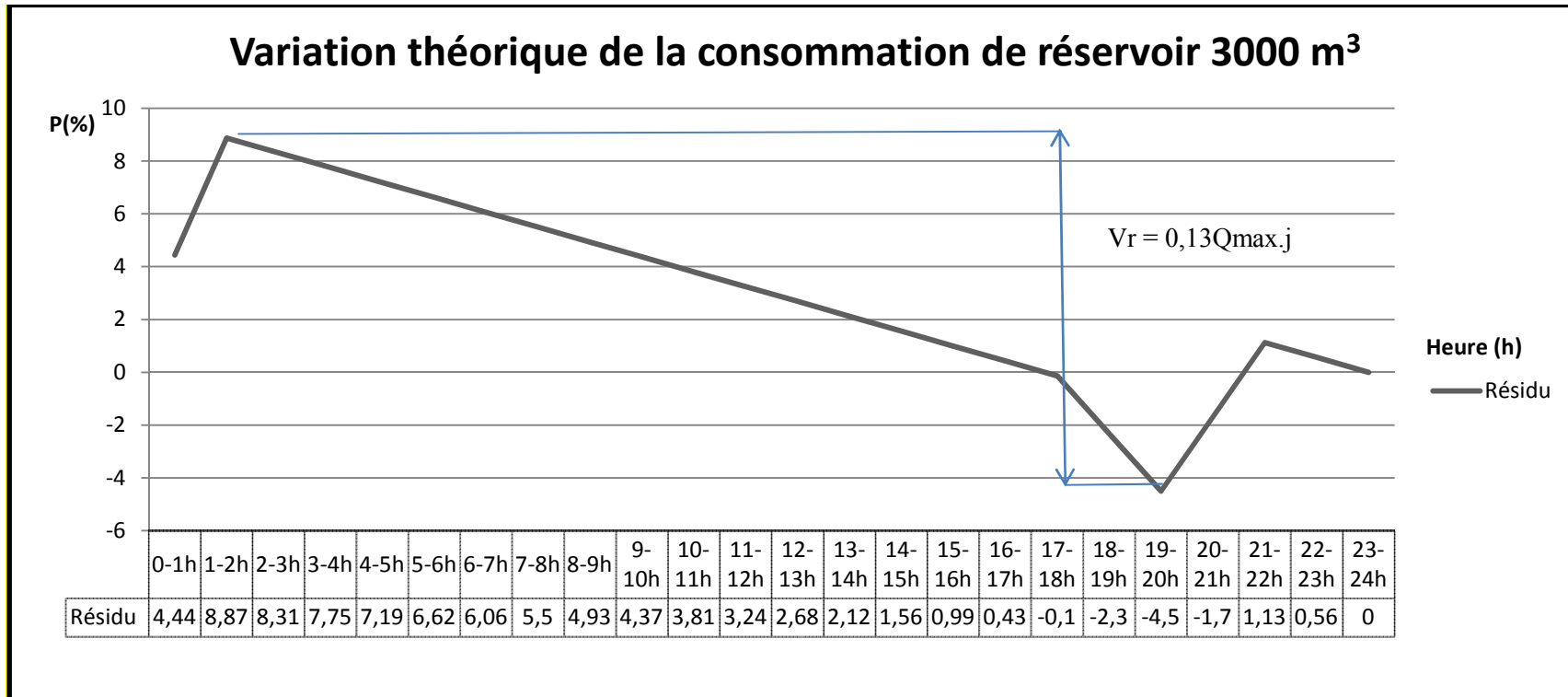


Figure (II.10) : Détermination du volume du réservoir 3000 m³ par la méthode graphique

D'après les résultats du tableau (II.4), on a :

- $R^+ = 8,87 \%$
- $R^- = -4,50 \%$
- $P_{\max} = 13,37 \%$
- $V_r = 3471,279 \text{ m}^3$
- $V_t = 3471,279 + 120 = \mathbf{3591,013 \text{ m}^3}$

On constate sur le graphique que le volume de régulation est : $V_r = 0,1337 Q_{\max,j}$, qui donne un résultat de $3471,279 \text{ m}^3$, ajouté à la réserve d'incendie de 120 m^3 , le volume total du réservoir sera de $3591,013 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité totale du réservoir existant est de (3000 m^3), alors que le volume calculé est estimé à $3591,013 \text{ m}^3$. La demande à l'horizon 2037 dépasse largement la capacité du réservoir existant, donc la projection d'un réservoir de 700 m^3 est nécessaire pour cette zone.

Le réservoir projeté de 700 m^3 jumelé avec le réservoir existant, aura les mêmes caractéristiques topographiques que ce réservoir.

❖ **Diamètre du réservoir**

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 V_t}{h \pi} \right)^{1/2}$$

La hauteur du réservoir est comprise généralement entre 3 m à 6 m, on prend $h = 4 \text{ m}$.

D'où :

$$D = \left(\frac{7000}{\pi} \right)^{1/2} = 15 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est de **15 m**.

❖ **Hauteur de la réserve d'incendie**

Elle est calculée par l'expression suivante :

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 \cdot V_{i1}}{D^2 \cdot \pi} \right)^c$$

D'où:

$$H_{\text{incendie}} = \left(\frac{4 \times 12}{(17,84)^2 \pi} \right)^0 = 1 \text{ m}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **1 m**.

II.9. Conclusion

Etant donné que l'étude concerne trois zones et chaque zone contient un certain nombre de réservoirs, tel que :

- La zone 1 a quatre (04) réservoirs (2x300 m³) et (2x500 m³), dont la capacité actuelle est de 1600 m³, et vu les calculs effectués pour l'horizon 2037, la capacité du réservoir sera de 2250.3959 m³, alors on opte pour la projection d'un nouveau réservoir de **700 m³** jumelé avec les réservoirs existants.
- La zone 2 contient un réservoir de 1000 m³, par contre à l'horizon 2037 on a besoin d'un réservoir de 1898.134 m³, alors on opte pour la projection d'un nouveau réservoir de **1000 m³** jumelé avec les réservoirs existants.
- La zone 3 a deux réservoirs de 1000 m³ et 500 m³, par contre la demande à l'horizon 2037 est de 1647.346 m³, alors on opte la projection d'un nouveau réservoir de **300 m³** jumelé avec les réservoirs existants.

Par ailleurs, étant donné que le réservoir principal de 3000 m³ n'assure pas le volume demandé, alors on opte pour la projection d'un nouveau réservoir de **700 m³** jumelé avec l'ancien.

Chapitre III :
Adduction

III.1. Définition

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage (sources, forages, puits, barrages ...etc.) jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bâches d'eau, etc.). Elle peut être soit entièrement gravitaire, soit par refoulement et soit mixte (refoulement- gravitaire) [4].

Dans l'adduction par refoulement, l'écoulement fait appel à une source d'énergie, tandis que dans l'adduction gravitaire, l'écoulement s'effectue sous l'effet de la pesanteur.

III.2. Choix du tracé

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre technique et économique.

III.2.1. Conditions techniques

- Avoir un profil en long aussi régulier que possible.
- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.

III.2.2. Condition économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent, et vice versa.

III.3. Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivants [6] :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.
- La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- La nature du terrain.
- La longueur des conduites.

Le type de canalisations choisies dans la zone d'étude est le PEHD.

III.4. Description du schéma de l'adduction existante

Les forages sont situés à la cote 175 m dans les champs de captage Bouzeroual, chaque forage refoule un débit différent avec sa propre conduite à l'aide d'une pompe immergée vers le réservoir de stockage qui se situe à 184,6 m avec une capacité de 3000 m³, en plus d'une conduite gravitaire piquée au niveau de la conduite principale du barrage Tichy-Haf vers le réservoir 3000 m³, qui servira également à la distribution pour l'agglomération et à partir de ce dernier vers les réservoirs secondaires sis dans chaque zone. On trouve le réservoir 1000 m³ dans

la zone 2 (Arafou et l'entourage) qui refoule vers une station de reprise existante et en même temps refoule vers les réservoirs (2x500 m³) et (2x300 m³) et le réservoir 1000 m³ Tournant Ouchallal. A partir de ce dernier, l'eau sera ensuite refoulée vers le réservoir de 500 m³ de la zone 3 (Gendouza). Le schéma de l'adduction existante est donné dans la figure (III.1).

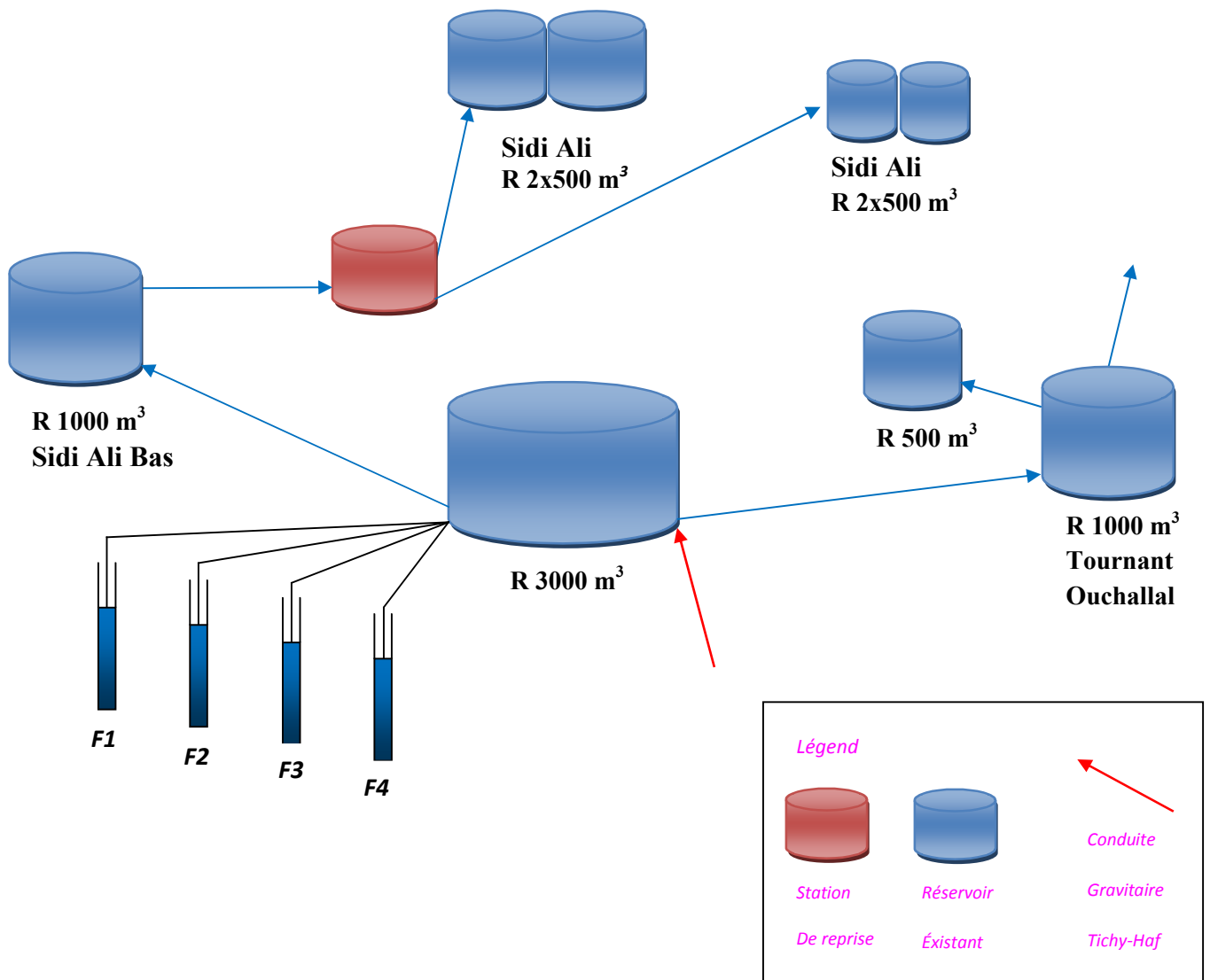


Figure (III.1) :

III.5. Dimensionnement des conduites

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, et par suite plus l'énergie dépensée sera importante. Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'une comparaison entre les deux tendances suivantes [6] :

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge.

III.5.1. Cas gravitaire

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont [6,10] :

- Le débit.
- La vitesse.
- La perte de charge unitaire.

Le calcul se fait en résolvant un système de deux équations :

$$\begin{cases} Q = \frac{\pi D^2}{4} V \\ J = 1,1 \times \frac{\lambda V^2}{D^2 g} L = H_d \end{cases} \quad (\text{III.1})$$

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

- On dispose d'une charge disponible définie par la différence d'altitudes entre le point de départ et le point d'arrivée :

$$H_d = 1,1 \times j \times L \rightarrow j = \frac{H_d}{1,1 \times L} \quad (\text{III.2})$$

- Pour obtenir le débit projeté, on détermine par calculs itératifs le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible :

$$H_d = 1,1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D} L \rightarrow D = \sqrt[5]{1,1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 H_d} L} \quad (\text{III.3})$$

- On évalue par la suite le débit provoqué par le diamètre commercial proche du diamètre optimal. Par conséquent, il y aura une variation de débit.

$$V = 1,1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D} L \rightarrow Q = \frac{\pi D^2}{4} V \quad (\text{III.4})$$

- L'ajustement du débit s'effectuera à l'aide de pertes de charge singulières (vanne de régulation) :

$$\Delta H = H_d - H_n$$

Avec :

$$H_n = 1,1 \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D} L \quad (\text{III.5})$$

- H_n : Hauteur nécessaire.

- Q : Débit de projet.
- D : Diamètre choisi de la conduite.

On veillera à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables (0,5 m/s ÷ 2 m/s).

III.5.2. Cas de refoulement

III.5.2.1. Calcul du diamètre de la conduite

Pour le dimensionnement du diamètre de la conduite, il ya deux (2) méthodes :

A. Première méthode

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre V_{\min} et V_{\max} , tel que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{III.6})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- V_{\min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.
- V_{\max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.
- D_{\min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).
- D_{\max} : Diamètre maximal de la conduite en (m).
- Q : Débit que doit transiter la conduite en (m³/s).

B. Deuxième méthode

Les formules de BONNIN et BRESS [14] constituent une première approche pour déterminer le diamètre économique en fonction du débit, ensuite on fait une étude économique qui permettra de déterminer les frais d'exploitation et les frais d'amortissement ; le diamètre à adopter sera celui qui présente un bilan minimal avec une vitesse acceptable.

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (III.8)

- Formule de BRESS : $D = 1,5 \times \sqrt{Q}$ (III.9)

Où :

- D : Diamètre de la conduite (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s).

III.5.2.2. Calcul de la vitesse

La vitesse est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.10})$$

Où :

- Q : Débit refoulé par la conduite en (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

III.5.3. Calcul des pertes de charge

III.5.3.1. Pertes de charge linéaires

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH [12]:

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (unitaire) en (m/ml).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- λ : Coefficient de frottement de DARCY (sans dimension) (voir Annexe (2)).
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).

λ dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement, il est donné par la formule de Colebrook suivante [12] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,5}{\text{Re} \times \lambda} \right] \quad (\text{III.12})$$

Avec :

- K : Coefficient de rugosité équivalente des parois, avec :

$$K = K_0 + \alpha t$$

Tout en tenant compte des paramètres suivants :

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression.
- Paramètres physico-chimiques de l'eau : acidité, PH et dureté.

Où :

- K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.

K₀ = 0.00001 ÷ 0.00002 m pour les tubes en PEHD neufs.

- α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMONT (Annexe (3)).
- t : Temps de service ($t = 25$ ans).
- Re : Nombre de Reynolds, qui est donné par :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.13})$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule suivante [12] :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.0337t + 0.000221t^2} \quad (\text{III.14})$$

Pour $t = 20^\circ \text{C}$, $\nu = 1.00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.5.3.2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont celles qui apparaissent dans les singularités (coudes, clapets, vannes, branchement...etc.). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaire pour les conduites en PEHD. Toutefois, l'estimation des pertes de charge singulières n'a qu'une faible influence sur le point de fonctionnement des pompes [5,7].

$$H_s = 0,15 \times H_L \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- H_s : Pertes de charge singulières en (m).
- H_L : Pertes de charge linéaires en (m).

III.5.3.3. Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des deux pertes de charge singulières et linéaires.

$$H_t = H_s + H_L \quad (\text{III.16})$$

$$H_t = 1,15 \times H_L \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- H_t : Pertes de charge totales en (m).

III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)

Elle représente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et les pertes de charge totales.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- Hg : Hauteur géométrique d'élévation (m).

III.5.5. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est nécessaire pour son entraînement mécanique, elle s'exprime par la relation suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_M T \times Q}{\eta} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- η: Rendement de la pompe en (%).

On prend η = 70%.

III.5.6. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule ci-dessous :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (\text{III.20})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe en (Kwh).
- t : Temps de pompage (h).

III.5.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se déterminent comme suit :

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{III.21})$$

Avec :

- Fexp : Frais d'exploitation en (DA).
- e : Prix d'un Kwh, e = 4,179 DA (fixé par la SONELGAZ).

III.5.8. Frais d'amortissement

Le prix de l'amortissement de la conduite est déterminé par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.22})$$

Avec :

- Fam : Frais d'amortissement en (DA).
- Pu : Prix unitaire de la conduite en (DA/ml).

-
- L : Longueur de la conduite en (m).
 - A : Amortissement annuel, tel que :

$$A = [i / (1+i)^n] + 1 \quad (\text{III.23})$$

Avec:

- A : Annuité.
- i : Taux d'annuité, $i = 8\%$.
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n=25$ ans).

On trouve que $A = 0.0817$.

III.5.9. Calcul du bilan

C'est la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement :

$$B = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{DA}) \quad (\text{III.24})$$

Les prix des conduites sont pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire (Annexe (4) et Annexe (5)).

III.6. Description du schéma d'adduction projeté

On accumule les débits des forages qui sont situés à la cote 175 m dans le champ de captage Bouzeroual, vers une conduite principale à l'aide des pompes immergées, et de cette dernière vers le réservoir de stockage, qui est en même temps une station de reprise et qui se situe à 184 m avec une capacité de 3000 m^3 , en plus d'une conduite gravitaire piquée au niveau de la conduite principale de Tichy-Haf vers le réservoir 3000 m^3 . L'eau sera refoulée du réservoir 3000 m^3 vers les réservoirs secondaires (Tournant Ouchallal et Sidi Ali bas). A partir de ces réservoirs, l'eau sera ensuite refoulée comme suit :

- Tournant Ouchallal vers le réservoir 500 m^3 situé au niveau du lycée debih cherif.
- Sidi Ali bas vers le réservoir ($2 \times 500 \text{ m}^3$) et de ce dernier vers le réservoir ($2 \times 300 \text{ m}^3$) par gravité.

Le schéma de l'adduction projetée est illustré dans la figure (III.2) ci-après :

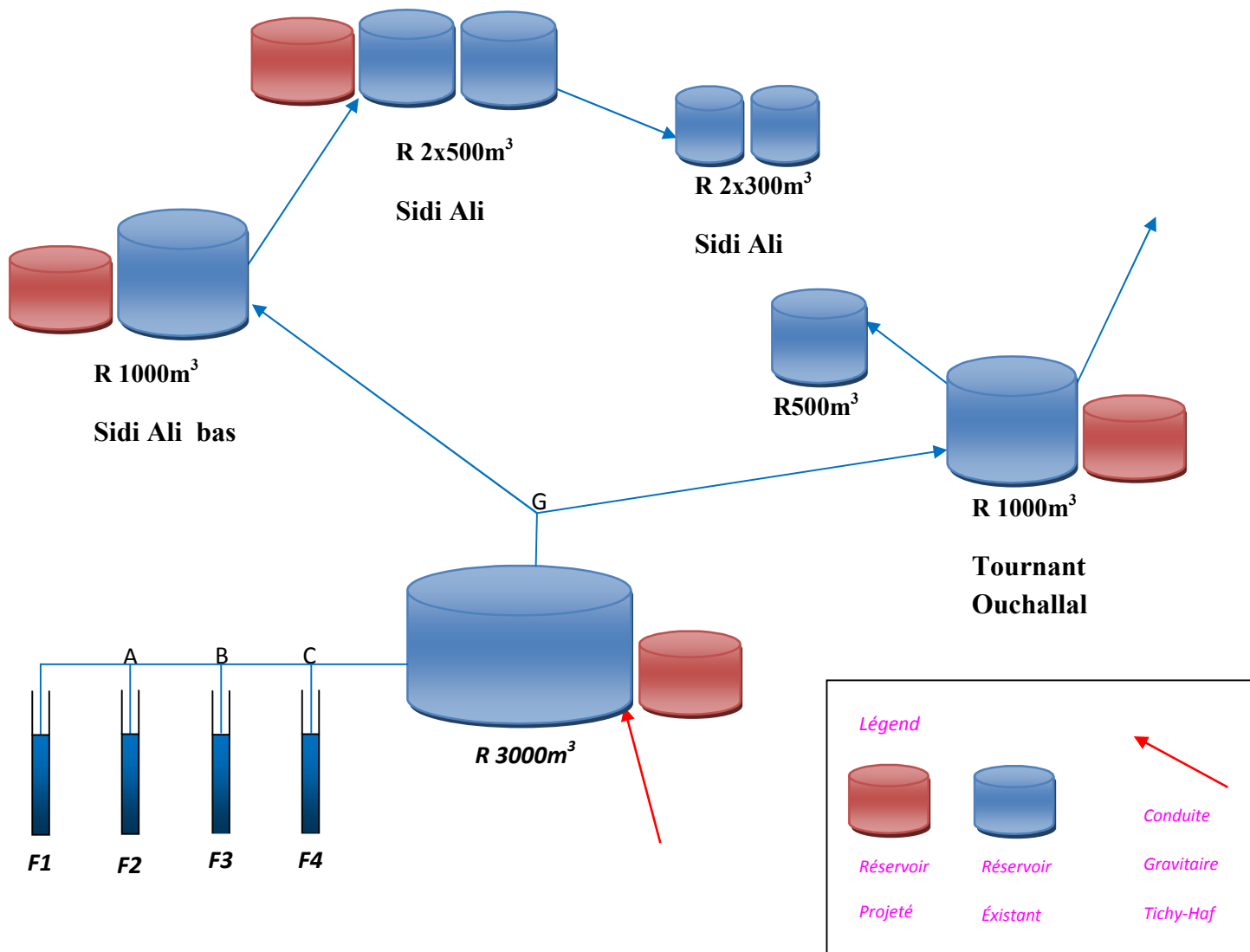


Figure (III.2) :

III.7. Equipement de l'adduction

III.7.1. Robinets vannes

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

III.7.2. Vidange

Elles sont placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.7.3. Ventouses

Elles sont placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'accumulent dans la conduite.

III.8. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.8.1.1. Tronçon Forage N01-A

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 149 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : $CTP = 187,6 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 175 \text{ m}$.
- Niveau Dynamique : $Nd = 25,807 \text{ m (+ 1m)}$.
- Hauteur géométrique : $Hg = 38.407 \text{ m}$.

❖ Calcul du diamètre

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$
- Formule de BRESS : $D = 1,5 \times \sqrt{Q}$

Les calculs des différents paramètres du tronçon forage N01-A pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.1), (III.2), (III.3) et (III.4) ci-après.

Tableau (III.1) :

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$D_{\text{int}}(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	λ	L (m)	J (m)	$\Delta h(\text{m})$	Hmt (m)
0,250	0,2204	0,91785739	202295,768	0,01631063	149	0,00317768	3,09167358	41,5016736
0,315	0,2776	0,57857473	160612,346	0,01682925	149	0,00103434	2,72226933	41,1322693
0,400	0,3526	0,35861939	126449,198	0,01748342	149	0,00032502	2,60001754	41,0100175

Tableau (III.2) :

$D_{\text{int}}(\text{m})$	P (Kw)	E (Kw.h)	e (Da/ Kw.h)	Fexp (Da)
0,2204	20,3565709	74301,4838	4,179	310505,9
0,2776	20,2687809	73981,0503	4,179	309166,81
0,3526	20,1154136	73421,2596	4,179	306827,44

Tableau (III.3) :

D _{int} (m)	Pr (Da/ml)	L (m)	A	Fam (Da)
0,2204	2 937,81	149	0,0937	41015,647
0,2776	4 684,62	149	0,0937	65403,385
0,3526	7 516,57	149	0,0937	104941,09

Tableau (III.4) :

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	V (m/s)	Fexp (Da)	Fam (Da)	Bilan (Da)
0,2204	0,25	0,91785739	310505,901	41015,647	351521,548
0,2776	0,315	0,57857473	309166,809	65403,385	374570,195
0,3526	0,400	0,35861939	306827,444	104941,09	411768,533

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **250 mm** avec une vitesse de **0,91 m/s**.

III.8.1.2. Tronçon Forage N02-A

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit: $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur: $L = 149 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : CTP = 187,6 m.
- Cote de terrain naturel : CTN = 175 m.
- Niveau Dynamique : Nd = 25,808 m (+ 1m).
-
- Hauteur géométrique : Hg = 38.408 m.

Les calculs des différents paramètres du tronçon forage N02-A pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.5), (III.6), (III.7) et (III.8) ci-dessous.

Tableau (III.5) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	Hmt (m)
0,250	0,2204	0,91785739	202295,768	0,01631063	149	0,00317768	3,09167358	41,5016736
0,315	0,2776	0,57857473	160612,346	0,01682925	149	0,00103434	2,72226933	41,1322693
0,400	0,3526	0,35861939	126449,198	0,01748342	149	0,00032502	2,60001754	41,0100175

Tableau (III.6) :

D _{int} (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	e (Da/ Kw.h)	Fexp (Da)
0,2204	20,3565709	74301,4838	4,179	310505,9
0,2776	20,2687809	73981,0503	4,179	309166,81
0,3526	20,1154136	73421,2596	4,179	306827,44

Tableau (III.7) : d'amortissement

D _{int} (m)	Pr (Da/ml)	L (m)	A	Fam (Da)
0,2204	2 937,81	149	0,0937	41015,647
0,2776	4 684,62	149	0,0937	65403,385
0,3526	7 516,57	149	0,0937	104941,09

Tableau (III.8) :

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (Da)	Fam (Da)	Bilan (Da)
0,2204	0,25	0,91785739	310505,901	41015,647	351521,548
0,2776	0,315	0,57857473	309166,809	65403,385	374570,195
0,3526	0,400	0,35861939	306827,444	104941,09	411768,533

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **250 mm** avec une vitesse de **0,91 m/s**.

III.8.1.3. Tronçon A-B

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 130 \text{ m}$.

On fixe un diamètre quelconque, on aura une vitesse d'écoulement et une perte de charge linéaire le long du tronçon.

On fixe un diamètre de **315 mm**, on aura une vitesse d'écoulement de **1.157 m/s** avec une perte de charge linéaire de **0.551 m**.

III.8.1.4. Tronçon Forage N03-B

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit: $Q = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 32,4 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : $CTP = 187,6 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 175 \text{ m}$.
- Niveau Dynamique : $Nd = 25.808 \text{ m} (+ 1\text{m})$.
- Hauteur géométrique : $Hg = 38,408 \text{ m}$.

Les calculs des différents paramètres du tronçon forage N03-B pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.9), (III.10), (III.11) et (III.12) ci-dessous.

Tableau (III.9) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	Hmt (m)
0,200	0,1762	1,10785341	195203,771	0,0161552	32,4	0,005735508	2,21244055	40,6224406
0,250	0,2204	0,70806141	156056,735	0,01703691	32,4	0,001975251	2,06857309	40,4785731
0,315	0,2776	0,44632908	123900,953	0,0176401	32,4	0,000645198	2,01768528	40,4276853

Tableau (III.10) :

D _{int} (m)	P (Kw)	E (Kw.h)	e (Da/ Kw.h)	Fexp (Da)
0,1762	15,3709512	56103,9719	4,179	234458,5
0,2204	15,3165138	55905,2754	4,179	233628,15
0,2776	15,2972586	55834,9938	4,179	233334,44

Tableau (III.11) :

D _{int} (m)	Pr (Da/ml)	L (m)	A	Fam (Da)
0,1762	1 892,38	32,4	0,0937	5745,0386
0,2204	2 937,81	32,4	0,0937	8918,8386
0,2776	4 684,62	32,4	0,0937	14221,944

Tableau (III.12) :

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	V (m/s)	Fexp (Da)	Fam(Da)	Bilan (Da)
0,1762	0,200	1,10284051	234458,499	5745,0386	240203,537
0,2204	0,25	0,70806141	233628,146	8918,8386	242546,984
0,2776	0,315	0,44632908	233334,439	14221,944	247556,383

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **200 mm** avec une vitesse de **1,10 m/s**.

III.8.1.5. Tronçon B-C

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit: $Q = 0,097 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 180 \text{ m}$.

On fixe un diamètre de **315 mm**, on aura une vitesse d'écoulement de **1.603 m/s** avec une perte de charge linéaire de **1.4 m**.

III.8.1.6. Tronçon Forage N04-C

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit: $Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur: $L = 39,8 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : $CTP = 187,6 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 175 \text{ m}$.
- Niveau Dynamique : $Nd = 25,81 \text{ m (+ 1m)}$.
- Hauteur géométrique : $Hg = 38,41 \text{ m}$.

Les calculs des différents paramètres du tronçon forage N04-C pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.13), (III.14), (III.15) et (III.16) ci-dessous.

Tableau (III.13) :

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	Hmt (m)
0,200	0,1762	0,82063216	144595,386	0,01705127	39,8	0,00332161	0,7483518	39,1583518
0,250	0,2204	0,52448994	115597,582	0,01196351	39,8	0,00076107	0,62859506	39,0385951

Tableau (III.14) :

D_{ext} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	e (DA/Kwh)	Fexp (DA)
0,200	10,9755266	40060,6721	4,179	167413,549
0,250	10,9419605	39938,1558	4,179	166901,553

Tableau (III.15) :

D_{ext} (m)	Pr (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
0,200	1 892,38	39,8	0,0937	7057,17704
0,250	2 937,81	39,8	0,0937	10955,8573

Tableau (III.16) :

D_{int} (m)	D_{ext} (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,1762	0,200	1,10284051	167413,549	7057,17704	174470,726
0,2204	0,25	0,70806141	166901,553	10955,8573	177857,41

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **200 mm** avec une vitesse de **0,820 m/s**.

III.8.1.7. Tronçon point C- Réservoir 3000 m³

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit: $Q = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur: $L = 517 \text{ m}$.

On fixe un diamètre de **500 mm**, on aura une vitesse d'écoulement de **0.767 m/s** avec une perte de charge linéaire de **0.593 m**.

III.8.2. Réservoir 3000 m³ vers les réservoirs secondaires

III.8.2.1. Tronçon Réservoir 3000 m³ – point G

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit: $Q = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur: $L = 994.16 \text{ m}$.

On fixe un diamètre de **630 mm**, on aura une vitesse d'écoulement de **1.629 m/s** avec une perte de charge $\Delta H_1 = 3.817 \text{ m}$.

III.8.2.2. Tronçon point G - Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali)

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,194 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Longueur : $L = 3031.1 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : $CTP = 329 \text{ m}$.
- Cote de radier : $CR = 326 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 184,6 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 144.4 \text{ m}$.

Les calculs des différents paramètres du tronçon point G - Réservoir 1000 m³, pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.17), (III.18), (III.19) et (III.20) ci-dessous.

Tableau (III.17) :

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	Hmt (m)
0,500	0,4092	1,47591322	603943,69	0,01345924	3031,1	0,0036518	12,732985	160,953985
0,630	0,5156	0,92962171	479312,952	0,01378148	3031,1	0,00117733	4,1050567	152,326057

Tableau (IV.18) :

D_{ext} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	e (DA/Kwh)	Fexp (DA)
0,500	437,597095	3194458,794	4,179	13349643,3
0,630	414,1397307	3023220,034	4,179	12634036,5

Tableau (III.19) :

D _{ext} (m)	Pr (DA/ml)	L(m)	A	Fam (DA)
0,500	17335,76	3031,1	0,0937	4923599,75
0,630	26341,1	3031,1	0,0937	7481243,02

Tableau (III.20) :

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0,500	0,4092	1,4759132	13349643,3	4923599,75	18273243,05
0,630	0,5156	0,9296217	12634036,52	7481243,02	20115279,54

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **500 mm** avec une vitesse de **1,47 m/s**.

III.8.2.3. Tronçon Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali) - Réservoir (2x500 m³)

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,107 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 775 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : $CTP = 424 \text{ m}$.
- Cote de radier : $CR = 421 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 326,6 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 97,4 \text{ m}$.

Les calculs des différents paramètres du tronçon Réservoir 1000 m³ - Réservoir (2x500 m³), pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.21), (III.22), (III.23) et (III.24) ci-dessous.

Tableau (III.21) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	H _{mt} (m)
0,315	0,2578	2,05091799	528726,658	0,01357909	775	0,01129238	10,0643298	107,46433
0,400	0,3268	1,27629194	417092,205	0,01433887	775	0,00364279	3,24663393	100,646634
0,500	0,4091	0,81443262	333184,386	0,01470519	775	0,00121521	1,08305905	98,4830591

Tableau (III.22) :

D _{ext} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	e (DA/Kwh)	Fexp (DA)
0,315	161,145833	1176364,58	4,179	4916027,6
0,400	150,922503	1101734,27	4,179	4604147,5
0,500	147,678161	1078050,57	4,179	4505173,3

Tableau (III.23) : d'amortissement

D _{ext} (m)	Pr (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
0,315	6 881,37	775	0,0937	499707,89
0,400	11 116,05	775	0,0937	807219,76
0,500	17 335,76	775	0,0937	1258879,6

Tableau (III.24) :

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,2578	0,315	2,05091799	4558113,36	545834,522	5415735,47
0,3268	0,400	1,27629194	4490190,43	851424,938	5411367,29
0,4091	0,500	0,81443262	4465481,25	1287477,78	5764052,9

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **400 mm** avec une vitesse de **1,27 m/s**.

III.8.2.4. Tronçon Réservoir (R 2x500 m³) - Réservoir (2x300 m³)

Le dimensionnement de la conduite gravitaire entre le réservoir (R 2x500 m³) et le réservoir (R 2x300 m³) consiste à trouver le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible entre le point de départ et le point d'arrivée. Seul le point de départ et le débit à véhiculer qui sont connus, la cote d'arrivée et la longueur de la conduite sont variables. Pour cela, on fixe un diamètre D et on calcule les autres paramètres hydrauliques, à savoir :

- La vitesse d'écoulement.
- Le coefficient de pertes de charge λ .

On choisit un point d'arrivée sur le profil (cote du point et la longueur de la conduite entre le point de départ et le point d'arrivée sont connues). On détermine la charge disponible, on calcule la perte de charge totale dans la conduite et on compare ces deux paramètres jusqu'à l'obtention ; la charge disponible $H_d \geq$ et la perte de charge totale J.

Les paramètres hydrauliques cités ci-dessus, pour un diamètre $D = 0,2$ m, sont donnés dans le tableau (III .25) ci-après.

Tableau (III.25) :

Débit (m ³ /s)	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Rugosité K (m)	λ
0,0375	0,200	0,1762	1,54	1 .10 ⁻⁵	0,01528054

Le calcul de la charge disponible et la perte de charge totale pour différents points est illustré dans le tableau (III.26) ci-dessous. Le choix de l'emplacement du réservoir (2x300 m³) est déterminé par rapport à une altitude où la perte de charge est égale à la charge disponible entre le point de départ du réservoir ((2x500 m³), CR : 421 m) et le point d'arrivée (le trop plein du réservoir (2x300 m³)).

La perte de charge totale et la charge disponible sont déterminées par les formules suivantes :

$$J = 1,1 \times \frac{L V^2 \lambda}{2 g D} \quad (\text{III.25})$$

$$H_d = (\text{Alt départ} - \text{Alt d'arrivée}) \quad (\text{III.26})$$

Tableau (III.26) :

Cote de départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Longueur (m)	H _d	J (m)
421	395	52,6	29,6	0,63301949
421	397	54,6	27,6	0,65708868
421	401.6	58,6	19.4	0,70522704
421	399	56,6	25,6	0,68115786
421	403	60,6	21,6	0,72929622

D'après les résultats obtenus, le point d'arrivée qui permet d'avoir une charge disponible supérieure à la perte de charge totale se situe à une altitude de **401.6 m**, pour une longueur de **58,6 m**. Par conséquent, la cote d'implantation du réservoir (R 2x300 m³) sera **398 m**. Le tableau (III.27) ci-dessous présente une récapitulation des données de la conduite gravitaire réservoir (R 2x500 m³)- réservoir (R 2x300 m³).

Tableau (III.27) :

Alt départ (m)	Alt d'arrivée (m)	H _d (m)	Q (m ³ /s)	D(m)	V (m/s)	J(m)
421	401.6	19.4	0,0375	0,200	1,54	0,705

III.8.2.5. Tronçon point G - Réservoir 1000 m³ (Tournant Ouchallal)

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,146 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 2256.7 \text{ m}$.
- Cote du Trop plein : $CTP = 240 \text{ m}$.
- Cote de radier : $CR = 237 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 200 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 40 \text{ m}$.

La cote piézométrique au point (Cp) G = Hmt – ΔH_1 + CTN

D'où :

La cote piézométrique = $160.95 - 3.817 + 200 = 357.133 \text{ m}$.

Avec :

- $\Delta H_1 = 3.817 \text{ m}$, qui est la perte de charge du Tronçon Réservoir (R 3000m³) – point G

➤ Calcul des pertes de charge dans le Tronçon point G - Réservoir (Tournant Ouchallal)

Elle est donnée comme suit :

$$\Delta H_3 = C_p - CTP$$

D'où :

$$\Delta H_3 = 357.133 - 240 = 117.133 \text{ m}$$

Avec :

- ΔH_3 : Perte de charge du Tronçon point G – Réservoir 1000 m³.

Les calculs des différents paramètres du tronçon réservoir 3000 m³ Tournant Ouchallal , pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.28), (III.29), (III.30) et (III.31) ci-après.

Tableau (III.28) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	Hmt (m)
0,400	0,3526	1,49595518	527473,798	0,01381744	2256,7	0,00446975	11,6043961	51,6043961
0,500	0,4406	0,95806332	422122,699	0,01413297	2256,7	0,00150065	3,89598668	43,8959867
0,630	0,5552	0,60337079	334991,465	0,01455913	2256,7	0,00048658	1,26326512	41,2632651

Tableau (III.29) :

D _{ext} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	e (DA/Kwh)	F _{exp} (DA)
0,400	105,587018	770785,228	4,179	3221111,47
0,500	89,8149513	655649,144	4,179	2739957,77
0,630	84,4281773	616325,694	4,179	2575625,08

Tableau (III.30) :

D _{ext} (m)	Pr (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
0,400	7516,57	2256,7	0,0937	1589399,7
0,500	11724,79	2256,7	0,0937	2479239,56
0,630	17729,58	2256,7	0,0937	3748969,16

Tableau (III.31) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0,400	0,3526	1,495955	3221111,47	1589399,7	4810511,17
0,500	0,4406	0,958063	3701215,35	2479239,56	6180454,91
0,630	0,5552	0,603370	3536882,65	3748969,16	7285851,81

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **400 mm** avec une vitesse de **1,49 m/s**.

III.8.2.6. Tronçon Tournant Ouchallal - Réservoir 500 m³

❖ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,02104 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 602.3 \text{ m}$.
- Cote de Trop plein : $CTP = 256 \text{ m}$.
- Cote de radier : $CR = 253 \text{ m}$.
- Cote de terrain naturel : $CTN = 237.6 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique : $H_g = 18.4 \text{ m}$.

Les calculs des différents paramètres du tronçon réservoir Tournant Ouchallal-Réservoir 500 m³ pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux (III.32), (III.33), (III.34) et (III.35) ci-après.

Tableau (III.32) :

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	J (m)	Δh (m)	Hmt (m)
0,200	0,1762	0,8635443	152156,52	0,01689223	602,3	0,00364377	2,5274853	20,9274853
0,250	0,2204	0,5519163	121642,372	0,01780692	602,3	0,00125437	0,87008596	19,270086

Tableau (III.33) :

D _{ext} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	e (DA/Kwh)	Fexp (DA)
0,200	6,17240109	45058,528	4,179	188299,588
0,250	5,68356389	41490,0164	4,179	173386,778

Tableau (III.34) :

D _{ext} (m)	Pr (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
0,200	1892,38	602,3	0,0937	106797,43
0,250	2937,81	602,3	0,0937	165796,806

Tableau (III.35) :

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,1762	0,200	0,8635443	188299,588	106797,43	295097,018
0,2204	0,250	0,5519163	173386,778	165796,806	339183,584

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **200 mm** avec une vitesse de **0,86 m/s**.

III.9. Conclusion

Les différents résultats trouvés dans ce chapitre sont regroupés dans le tableau (III.36) ci-dessous.

Tableau (III.36) :

Tronçon	Nature de l'écoulement	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
N01-A	Refoulement	250	0.91
N02-A	Refoulement	250	0.91
A-B	Gravitaire	315	1.157
N03-B	Refoulement	200	1.10
B-C	Gravitaire	315	1.603
N04-C	Refoulement	200	0.82
C- Réservoir 3000 m³	Gravitaire	500	0.767
Réservoir 3000 m³- point G	Refoulement	630	1.629
point G - Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali)	Refoulement	500	1.47
Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali)- Réservoir (2x500 m³)	Refoulement	400	1.09
Réservoir (2x500m³)- Réservoir (2x300m³)	Gravitaire	200	1.54
Point G -(Tournant Ouchallal)	Refoulement	400	1.49
Tournant Ouchallal- Réservoir 500 m³	Refoulement	200	0.86



Chapitre IV :
Pompes et stations
de pompage

IV.1. Définition

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression ; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

IV.2. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement des liquides à l'intérieur de la pompe, on classe les pompes en deux grandes catégories [9,16] :

- Les pompes volumétriques (appelées aussi pompes à déplacement, c'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède).
- Les Turbo-pompes.

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor". Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

Les Turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède).

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

A. Selon le type de la roue :

- ❖ Les pompes hélices (axiales) (Figure (IV.1)).
- ❖ Les pompes centrifuges (Figure (IV.2)).
- ❖ Les pompes hélico-centrifuges (Figure (IV.3)).

B. Selon le nombre d'élément disposé en série :

- ❖ Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes.
- ❖ Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule.

C. Selon la disposition de l'axe de la pompe :

- ❖ Les pompes axiales.
- ❖ Les pompes horizontales.

D. Selon la nature du fluide véhiculer :

- ❖ Fluide compressible.
- ❖ Fluide incompressible.

E. Selon l'importance de la pression produite :

- ❖ Basse pression.
- ❖ Moyenne pression.
- ❖ Haute pression.

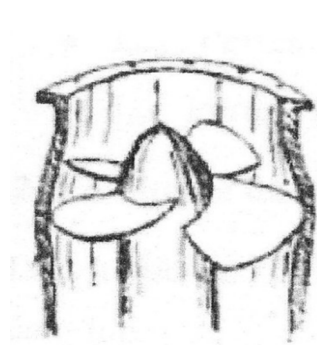


Figure (IV.1) : Pompe axiale

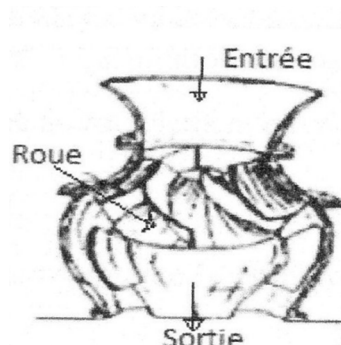


Figure (IV.2) : Pompe centrifuge

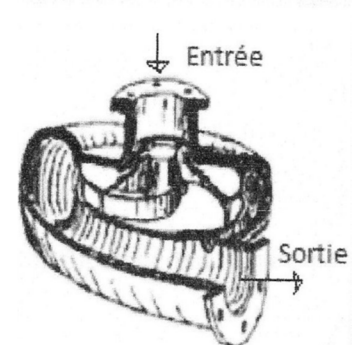


Figure (IV.3) : Pompe hélico-centrifuge

IV.3. Constitution d'une pompe centrifuge

Les pompes centrifuges sont construites pour répondre à des conditions de fonctionnements, à savoir, le débit à élever à une hauteur d'élévation totale. Généralement la pompe comporte [12] :

- ✓ Volute, appelée aussi "Colimaçon" ou "Corps de la pompe".
- ✓ Roue, appelée aussi "Rotor" ou "Impulser".
- ✓ Presse-étoupe, appelée aussi "Distributeur".

IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

- Hauteur manométrique totale (Hmt).
- Vitesse de rotation.
- Assurer un rendement maximum.
- Assurer le débit de refoulement.

Pour les stations de pompage sur forages, en général on utilise des groupes électro-pompes immergés pour les avantages suivants [6] :

- Installation extrêmement simple.
- Fonctionnement très silencieux.

- Entretien pratiquement nul pendant des années.
- Amorçage automatique, la pompe étant toujours immergée.
- Rendement global élevé.

Pour les différentes stations de pompage, on installera les pompes centrifuges à axe horizontal car elles remplissent les conditions suivantes :

- Assurer le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables.
- Moins coûteuses et avec un rendement acceptable.
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrantes (l'encombrement d'une pompe centrifuge est environ huit (08) fois moins que celui des pompes volumétriques).
- Les frais d'entretiens sont moindres en comparant avec une pompe volumétrique.

IV.5. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Le fonctionnement d'une turbopompe est caractérisé par un système de courbes à deux dimensions imaginé par Râteau et Bergeron [8,17].

Pour une vitesse de rotation fixe, on peut représenter (Figure (IV.4)) :

- La courbe Débit-Hauteur qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits : $H = f(Q)$.
- La courbe Débit-Puissance qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits : $P = f(Q)$.
- La courbe Débit-Rendement qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits : $\eta = f(Q)$.

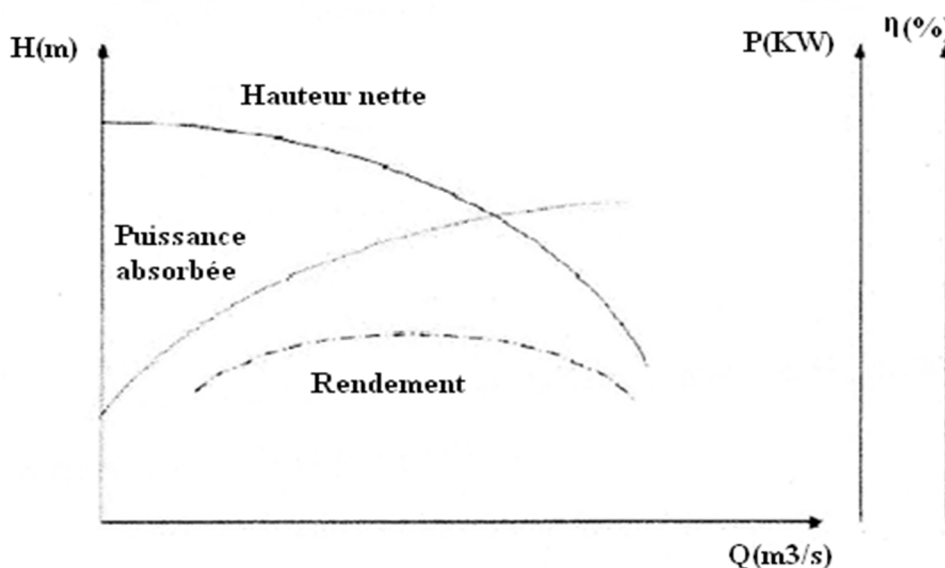


Figure (IV.4) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.6. Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique Hauteur-Débit de la pompe considérée.
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Connaissant les caractéristiques de la conduite équipant la pompe, il est possible de calculer les pertes de charge engendrées pour différents débits possibles connaissant la hauteur géométrique et la charge totale résultante. La représentation de la charge totale H en fonction du débit Q nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$H = H_g + \Sigma J \quad (IV.1)$$

$$H = H_g + RQ^2 \quad (IV.2)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- R : Résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) en (m).

$$R = 8 \times \lambda \times L / (g \times \pi^2 \times D^5) \quad (IV.3)$$

Le point d'intersection entre les deux courbes caractéristiques au point P représente le point de fonctionnement d'une pompe (Figure (IV.5)).

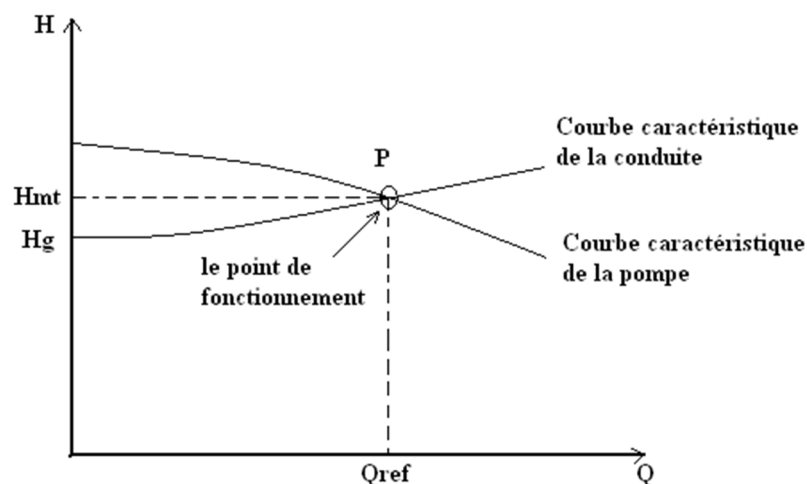


Figure (IV.5) : Point de fonctionnement d'une pompe

En général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point que l'on désire avoir, il ya lieu de prévoir des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Parmi ces modifications on peut citer les variantes suivantes :

A. Première variante : “Réduction ou augmentation du temps de pompage”

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T' = \frac{T \times Q}{Q'} \quad (IV.4)$$

Avec :

- T_1 : Temps de pompage, pour notre cas **20 h**.

B. Deuxième variante : “Régulation par étouffement (le vannage)”

On accepte la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge de façon à obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (IV.5)$$

Avec:

$$H' = H + h \quad (IV.6)$$

Où:

- h : Perte de charge engendrée par le vannage (m).
- η : Le rendement en (%).
- H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (Figure (IV.6)).

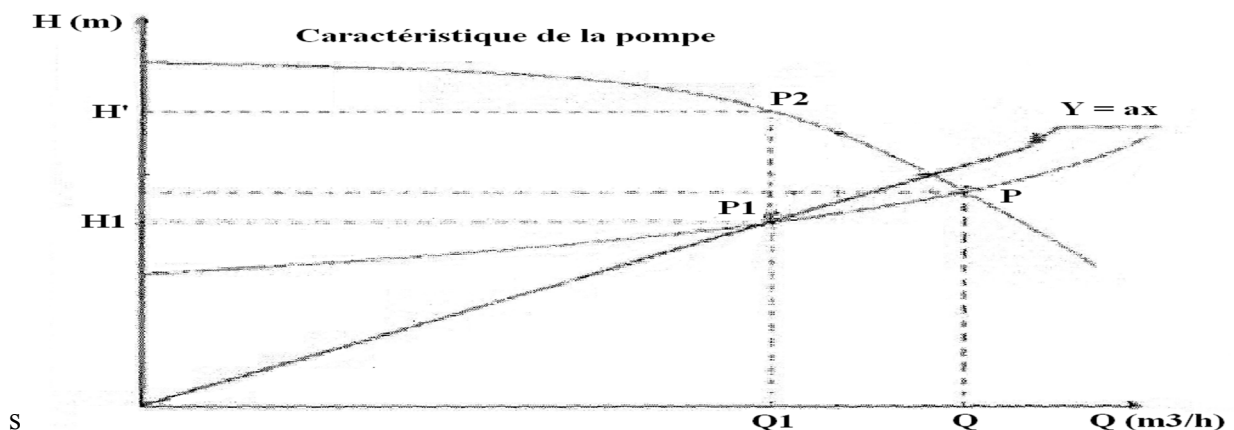


Figure (IV.6) : Point de fonctionnement d'une pompe par vannage

C. Troisième variante : “Rognage de la roue”

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré par la figure (IV.7) ci-après.

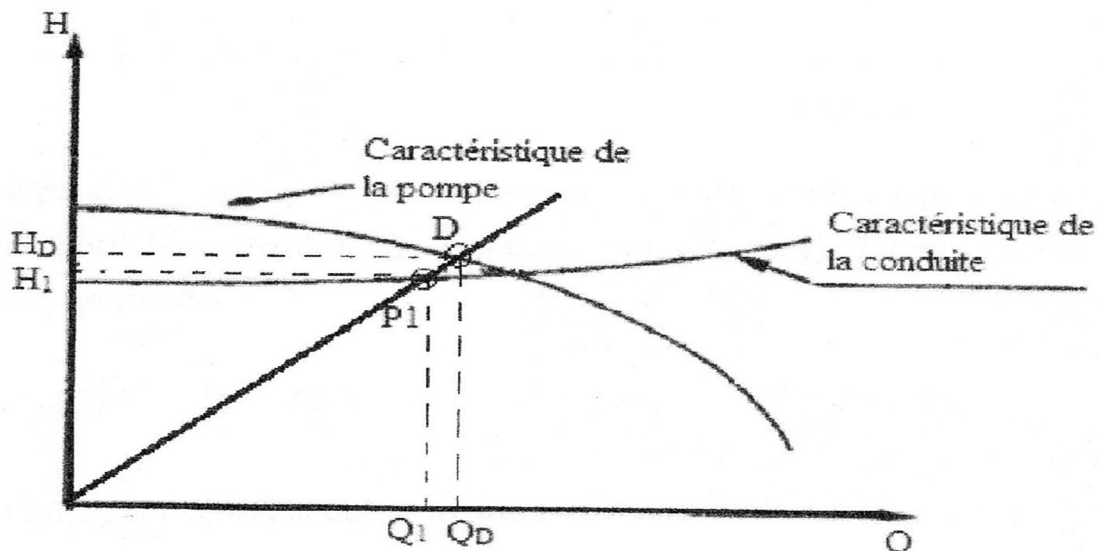


Figure (IV.7) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_D} = \frac{H_1}{H_D} \quad (\text{IV.7})$$

D₁ et D_D : représentent les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage.

$$D_D = m \times D_1 \quad (\text{IV.8})$$

- m : Coefficient de rognage.

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

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{IV.10})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.11})$$

D. Quatrième variante : “Variation de la vitesse”

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = a_e Q^2$ qui passe par l'origine du graphique. La valeur du facteur a_e est donnée par la formule suivante :

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

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1 (H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V (Q_v, H_v)$ de P_1 (Figure (IV.8)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q_v^2 \quad (\text{IV.13})$$

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

$$N = N_1 \left(\frac{Q_1}{Q_v} \right)^2 = N_1 \frac{H_1}{H_v} \quad (\text{IV.14})$$

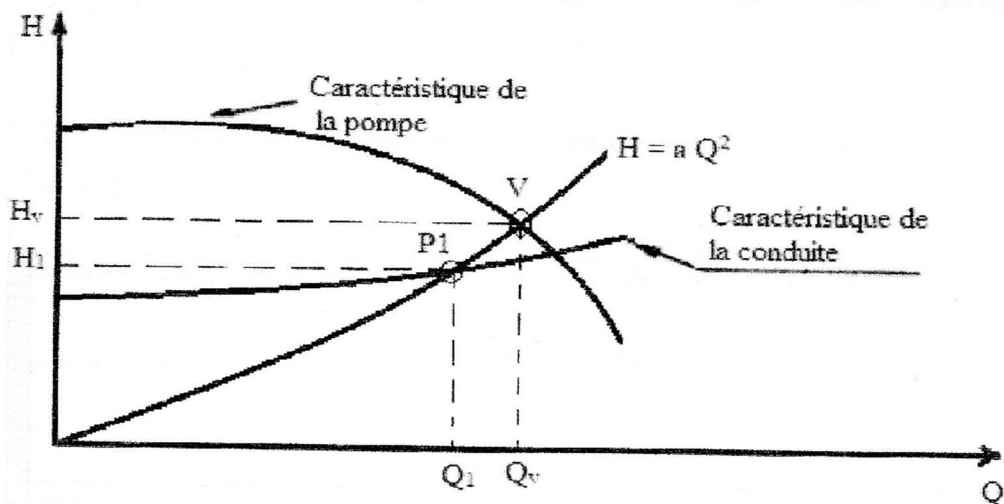


Figure (IV.8) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation

IV.7. Cavitation-Notion de NPSH

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal [17].

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$.

$$NPSH_r = \frac{P_{\text{am i n}}}{w} - h_v \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.15})$$

Avec:

- h_v : Tension de vapeur en (m) pour une température de 20 °C.
- $\frac{P_{\text{am i n}}}{w}$: Pression totale à l'entrée de la pompe provoquant le début de cavitation (m.c.e).

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{IV.16})$$

Deux cas sont possibles (Figure (IV.9) et (IV.10)) :

A. Aspiration en dépression

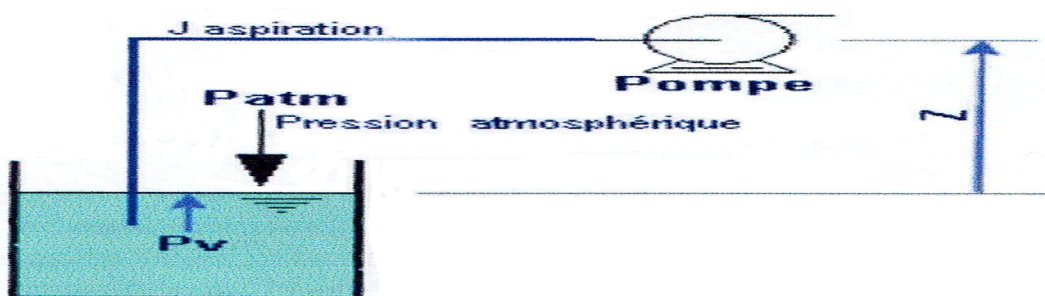


Figure (IV.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

B. Aspiration en charge

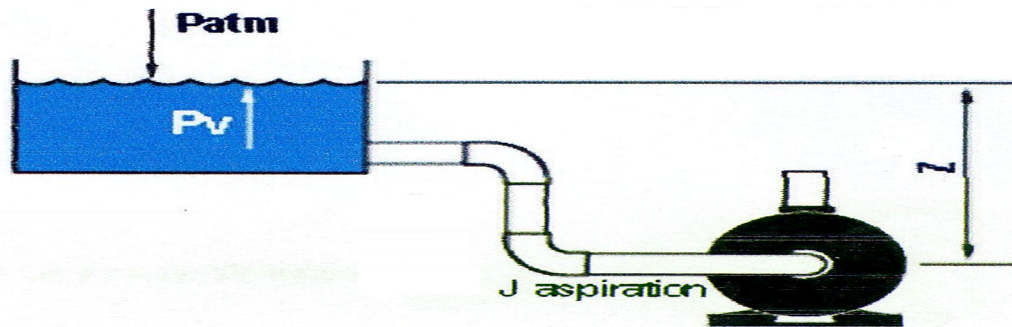


Figure (IV.10) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

Où, le $NPSH_d$ représente la charge nette à l'aspiration disponible dépendante de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{w} - (H_a + j_a + h_v) \quad (\text{aspiration en dépression}) \quad (IV.17)$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{w} + (H_a - j_a - h_v) \quad (\text{aspiration en charge}) \quad (IV.18)$$

Avec :

- $\frac{P_0}{w}$: Pression atmosphérique en (m.c.e).
- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- j_a : Perte de charge à l'aspiration en (m.c.e).

Les différentes tensions de vapeur sont données dans le tableau (IV.1) ci-après :

Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h_v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,30

IV.8. Choix des pompes du projet

Les différentes pompes choisies pour la zone d'étude sont [18] :

IV.8.1. Forage F1

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{gCP} = H_g + H_{tA-B} = 38.408 + 2.544 = 40.952 \text{ m}$
- $H_{mt} = 41,501 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F1 sont représentées dans la figure (IV.11) ci-dessous (les détails sont donnés dans l'Annexe (6)):

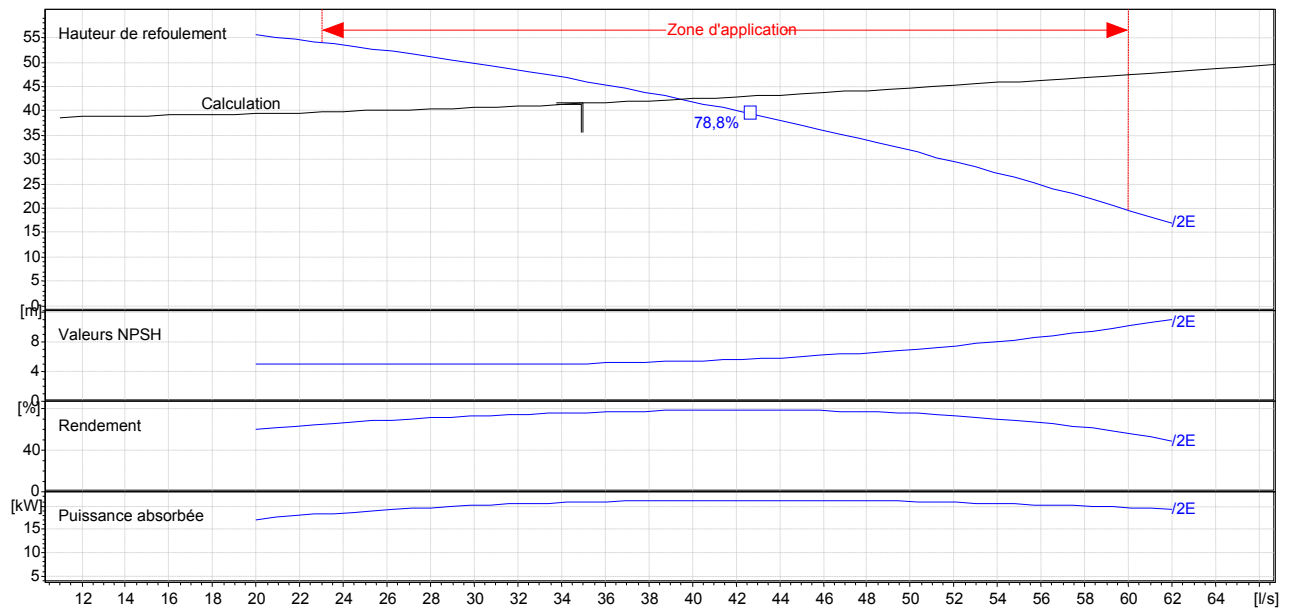


Figure (IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F1

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **E10S50/2E**

IV.8.2. Forage F2

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{gCP} = H_g + H_{tA-B} = 38.408 + 2.544 = 40.952 \text{ m}$
- $H_{mt} = 41,501 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 sont représentées dans la figure (IV.12) ci- dessous (les détails sont donnés dans l'Annexe (6)):

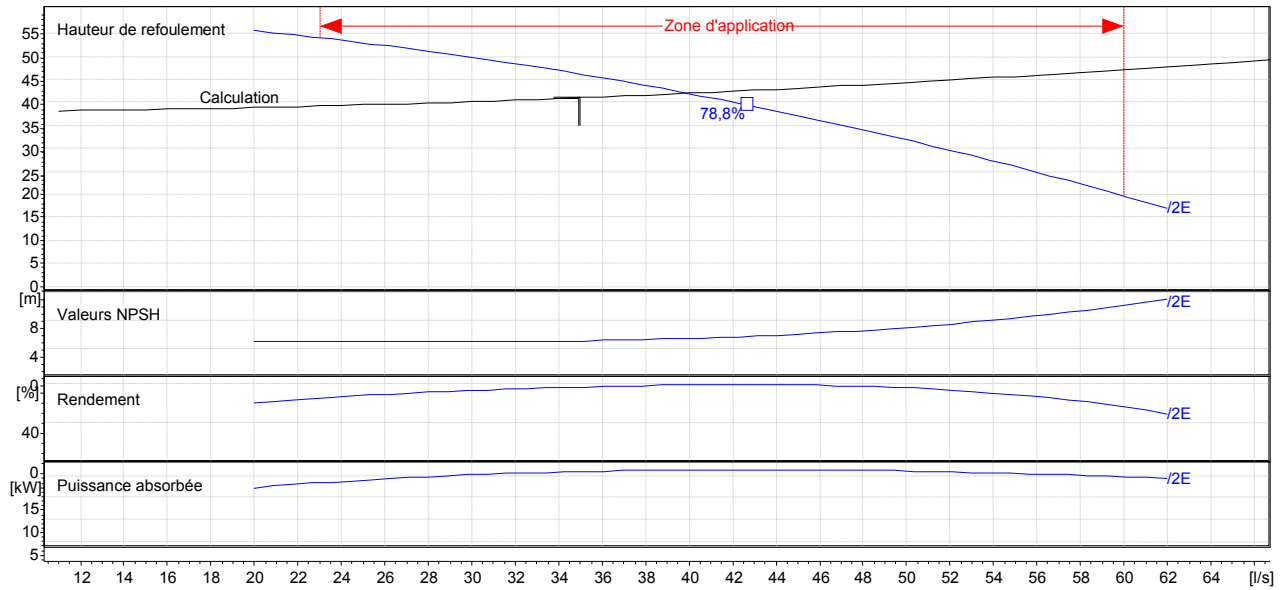


Figure (IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F2

On a opté pour une pompe de type électropompe immergé **E10S50/2E**

IV.8.3. Forage F3

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{gCP} = H_g + H_{tA-B} + H_{tB-C} = 38.407 + 1.993 = 40.40 \text{ m}$.
- $H_{mt} = 40,622 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F3 sont représentées dans la Figure (IV.13) ci-après (les détails sont donnés dans l'Annexe (7)):

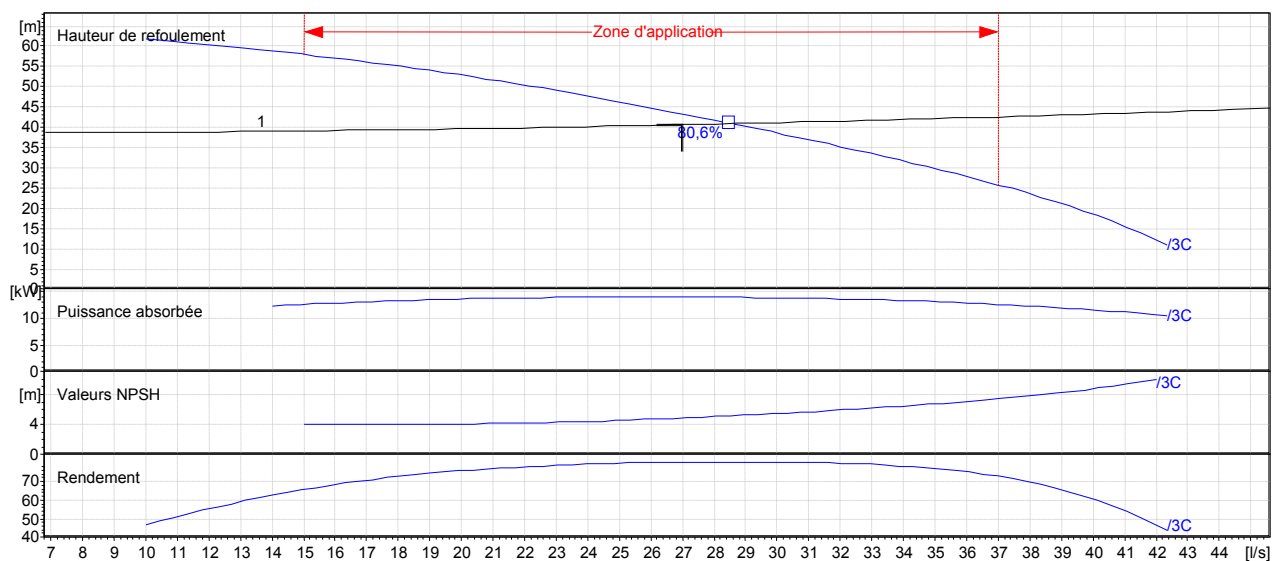


Figure (IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F3

On a opté pour une pompe de type électropompe immergé **E8SX57**

IV.8.4. Forage F4

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{gCP} = H_g + H_{tC-R} = 38,41 + 0,593 = 39,003 \text{ m}$.
- $H_{mt} = 39,158 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F4 sont représentées dans la Figure (IV.14) ci- dessous (les détails sont donnés dans l'Annexe (8)):

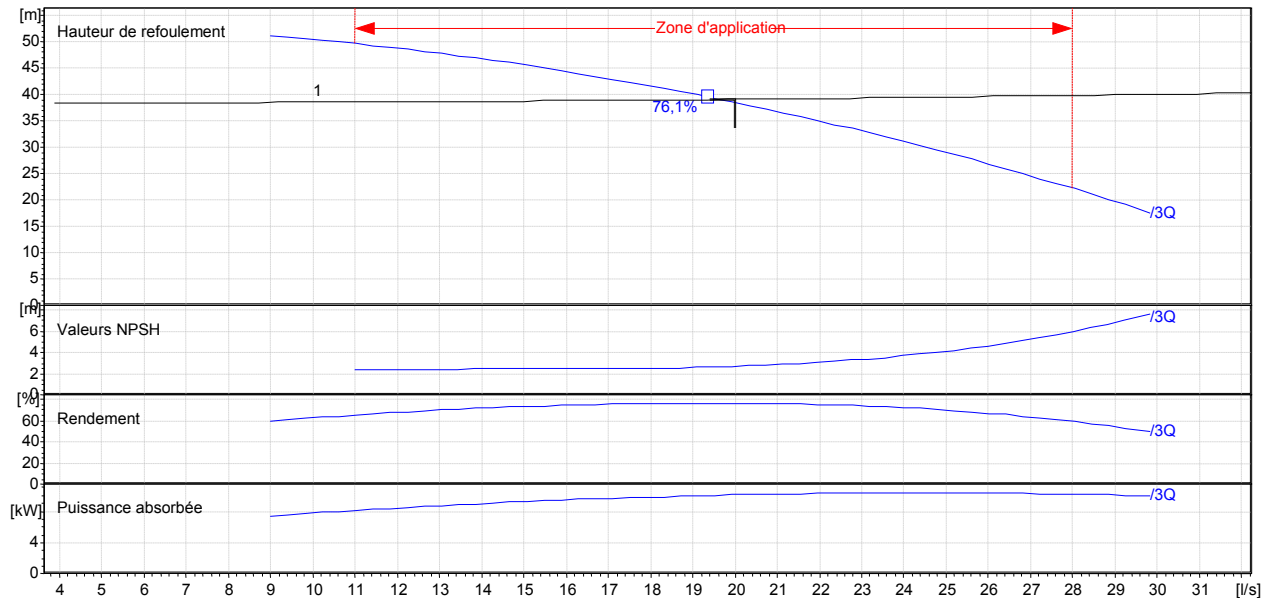


Figure (IV.14) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage F4

On a opté pour une pompe de type électropompe immergé **E8S55**

Finalement les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies pour les forages sont regroupés dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau (IV.2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH _r (m)
F1	E10S50/2E	2860	78.4	5.4
F2	E10S50/2E	2860	78.4	5.4
F3	E8SX57	2860	80.6	5.17
F4	E8S55	2870	76.1	2.72

IV.8.5. Réservoir 3000 m³ vers Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali).

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{g_{CP}} = C_p - C_r = 341,73 - 184,6 = 157,13 \text{ m}$.
- $H_{mt} = H_{g_{CP}} + H_{R-G} = 157,13 + 3,82 = 160,95 \text{ m}$.
- C_p : Cote piézométrique.
- C_r : Cote radié.

Les courbes caractéristiques de la pompe refoulant du Réservoir 3000 m³ vers le Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali). Sont représentées dans la Figure (IV.15) ci-dessous (les détails sont donnés dans l'Annexe (9)).

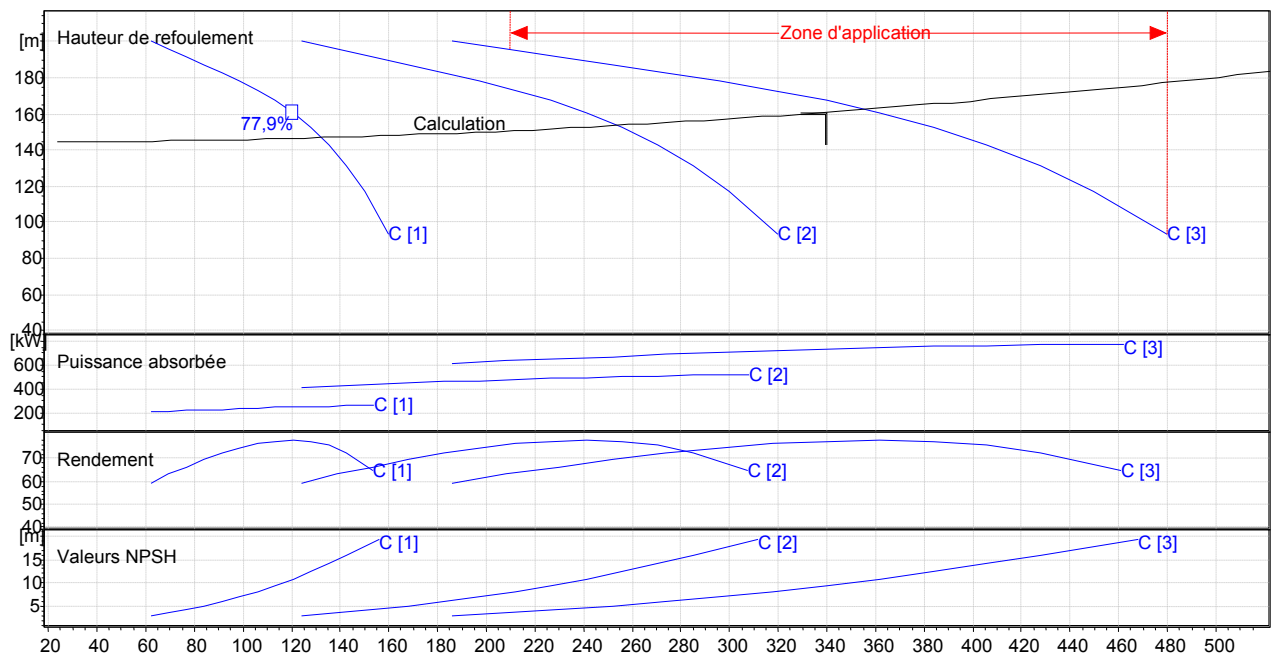


Figure (IV.15) : Courbes caractéristiques de la pompe Réservoir 3000 m³ vers Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali)

D'après les caractéristiques du Réservoir 3000 m³, on a choisi 03 pompes en parallèles qui refoulent un débit de 340 l/s à une hauteur manométrique de 160.952 m. Alors qu'au point G, le débit se ramifie dans deux conduites de débits différents et de hauteurs différentes. On a opté pour placer une vanne dans le tronçon point G – Réservoir Tournant Ouchallal, qui doit assurer les pertes de charge de telle sorte à avoir un débit de 146 l/s à une hauteur manométrique de 51.60 m.

La pompe choisie est de type **PML 150H/2C**

IV.8.6. Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali) - R(2x500)

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,107 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_g = 97.4 \text{ m}$.
- $H_{mt} = H_g + \Delta h = 100.64 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali) sont représentées dans la Figure (IV.16) ci- après (les détails sont données dans l'Annexe (10)):

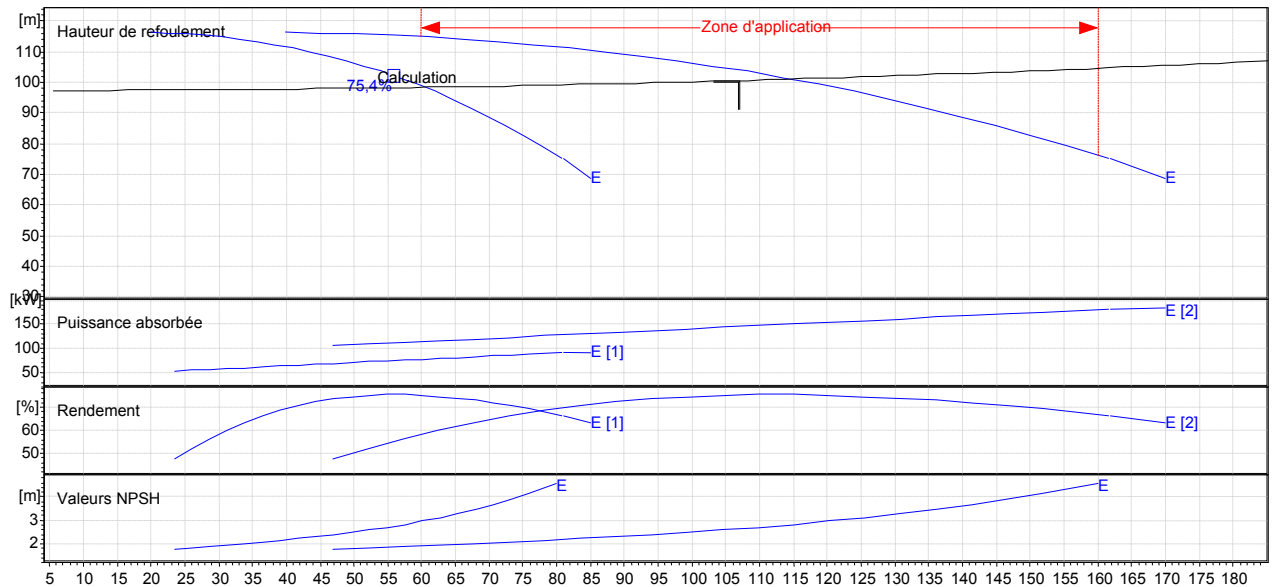


Figure (IV.16) : Courbes caractéristiques de la pompe Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali)

On a opté pour le choix d'une pompe de type **MEC-MR125/3E**

IV.8.7. Réservoir 1000 m³ (Tournant Ouchallal) – R 500 m³

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 0,02104 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_g = 18.4 \text{ m}$.
- $H_{mt} = H_g + \Delta h = 20,92 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe du Réservoir 1000 m³ Tournant Ouchallal sont représentées dans la Figure (IV.17) ci- après (les détails sont données dans l'Annexe (11)):

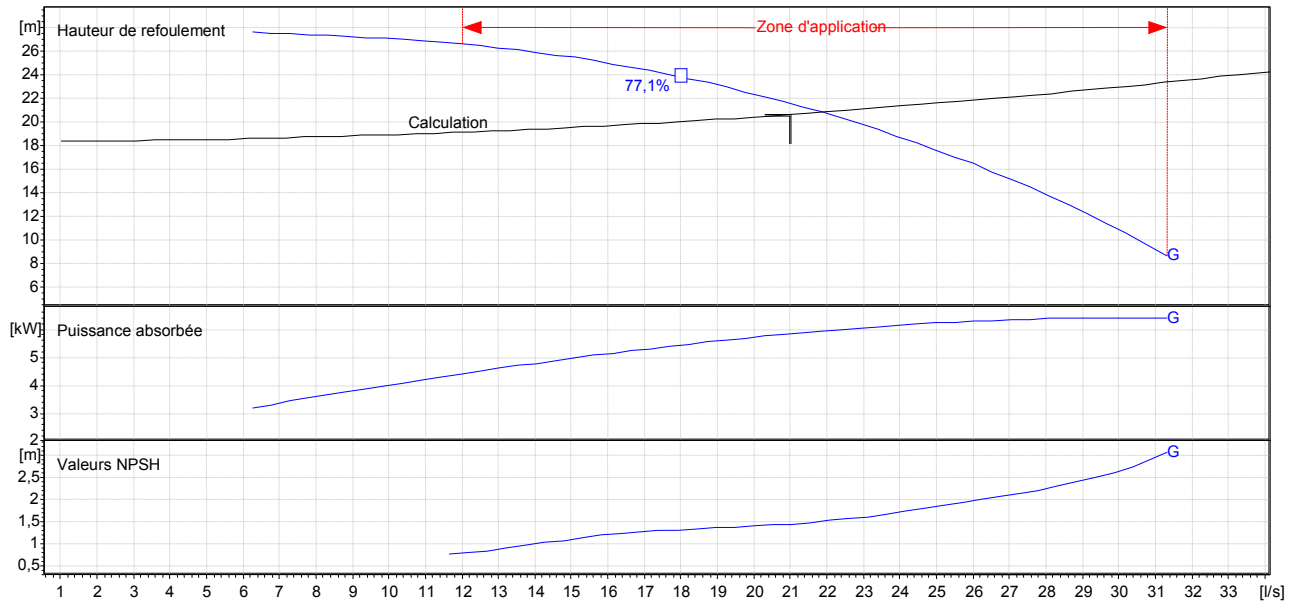


Figure (IV.17) : Courbes caractéristiques de la pompe Réservoir 1000 m³ (Tournant Ouchallal)

On a opté pour une pompe de type **MEC-MR80-3/2G**.

Finalement les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies pour les réservoirs sont regroupés dans le tableau (IV.3) suivant :

Tableau (IV.3) : les caractéristiques des différentes pompes choisies

Réservoirs	Type de pompe	Quantité	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	NPSH _r (m)
3000 m ³	PML 150H/2C	03	2950	77.8	10.5
Sidi Ali	MEC-MR125/3 ^E	02	1450	75.4	2.81
Tournant Ouchallal	MEC-MR80-3/2G	01	1450	75.2	1.48

IV.9. Réalisation du point de fonctionnement

IV.9.1. Etude des variantes

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudierons chaque variante séparément, ce qui permettra de dégager le coût de chaque technique. Celle offrant le meilleur compromis "faisabilité-coût" sera retenue.

Après l'analyse des courbes caractéristiques des pompes choisies, on constate que celle du Forage N04 a des points de fonctionnement qui coïncident avec ceux désirés ; par contre, les autres Forages, et les Réservoirs ont des points de fonctionnement qui ne coïncident pas avec ceux désirés donc des modifications doivent être apportées.

IV.9.1.1. Forage N01

✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T' = \frac{T_1 \times Q_1}{Q} = 20 \times \frac{3.5}{3.9.5} \rightarrow T' = 17 \text{ h } 43 \text{ min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 42.4 \times 0.0395}{0.784} \rightarrow P_a = 20.956 \text{ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_a \times t \times 365 \times e$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- t : Temps de pompage (h).
- e : Prix d'un Kwh, $e = 4,179$ DA (fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 20.956 \times 17.43 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 557148.560 \text{ DA}$$

✚ Rognage de la roue

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P_1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré dans la figure (IV.18) ci-après.

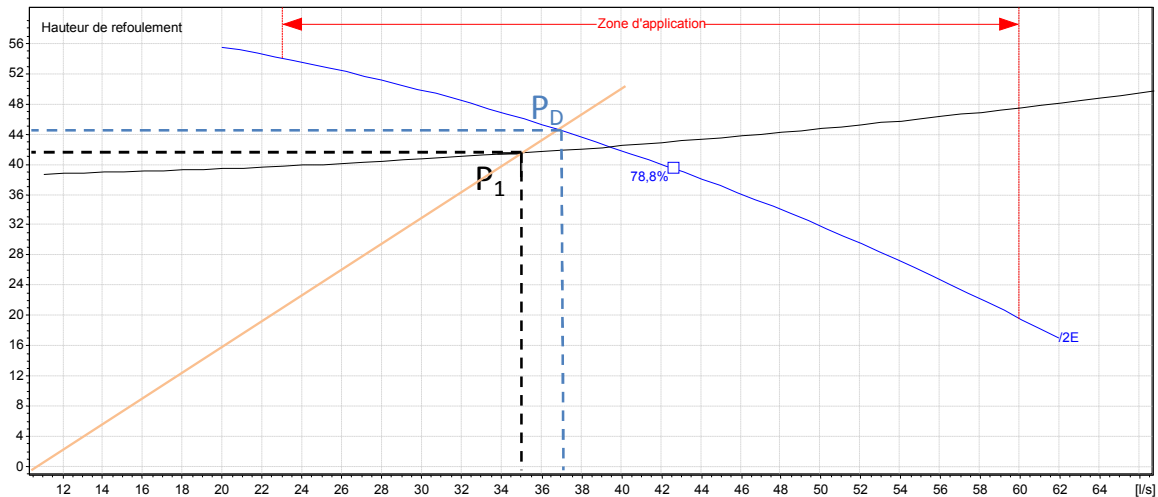


Figure (IV.18) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du Forage 1 par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- $Q_1 = 35 \text{ l/s}$
- $Q_D = 37 \text{ l/s}$
- $H_1 = 41.5 \text{ m}$
- $H_D = 44.5 \text{ m}$

Avec :

$$D_1 = 206 \text{ mm}$$

D'où :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_D}\right)^{1/2} \rightarrow m = \left(\frac{35}{37}\right)^{1/2} \rightarrow m = 0.972.$$

$$r = 1 - 0.972 \rightarrow r = 0.028$$

$$D_D = m \times D_1 \rightarrow D_D = 0.972 \times 206 \rightarrow D_D = 200.232 \text{ mm}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9.81 \times 41.5 \times 0.035}{0.784} = 18.174 \text{ Kw} \rightarrow P_a = 18.174 \text{ Kw}$$

$$F_{\text{exp}} = 18.174 \times 20 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 554428.765 \text{ DA}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la deuxième variante qui présente une meilleure économie.

IV.9.1.2. Forage 3

✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T' = 20 \times \frac{2.7}{2.8.6} \rightarrow T' = 18 \text{ h } 53 \text{ min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 40.9 \times 0.0286}{0.806} \rightarrow P_a = 14.237 \text{ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 14.237 \times 18.53 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 402401.082 \text{ DA}$$

✚ Rognage de la roue

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré dans la figure (IV.19) ci-après.

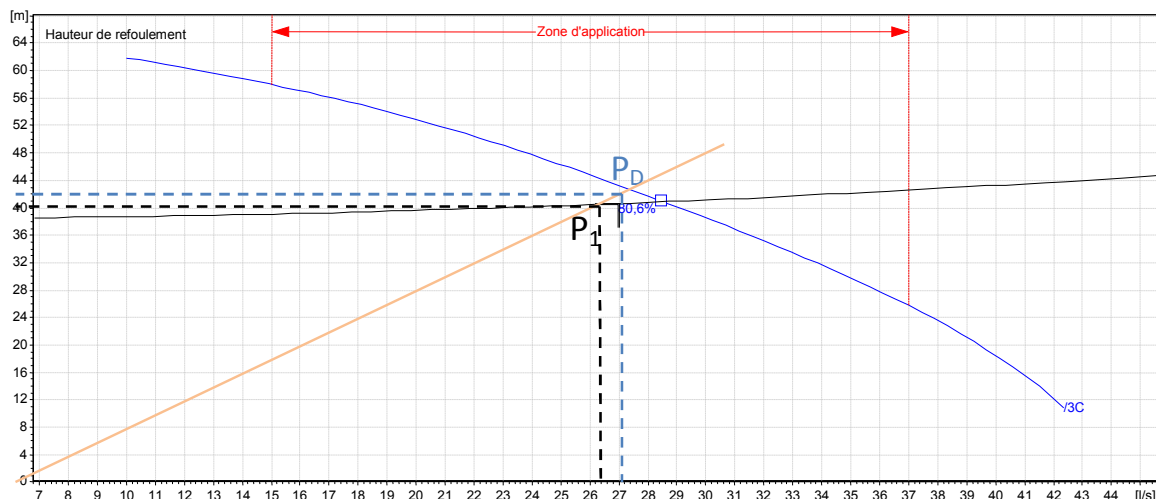


Figure (IV.19) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du Forage 3 par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- $Q_1 = 27 \text{ l/s}$
- $Q_D = 27.75 \text{ l/s}$
- $H_1 = 40.6 \text{ m}$
- $H_D = 42 \text{ m}$

Avec :

$$D_1 = 168 \text{ mm}$$

D'où :

$$m = \left(\frac{27}{27.75} \right)^{1/2} \rightarrow m = 0.986$$

$$r = 1 - 0.986 \rightarrow r = 0.014$$

$$D_D = 0.986 \times 168 \rightarrow D_D = 165.648 \text{ mm}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 40.6 \times 0.027}{0.806} = 13.342 \text{ Kw} \rightarrow P_a = 13.342 \text{ Kw}$$

$$F_{\text{exp}} = 13.342 \times 20 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 407020.391 \text{ DA}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

IV.9.1.3. Réservoir 3000 m³

Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T' = 20 \times \frac{340}{357} \rightarrow T' = 19 \text{ h } 03 \text{ min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 163 \times 0.0357}{0.778} = 73.374 \text{ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 73.374 \times 19.03 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 2129836.273 \text{ DA}$$

✚ Rognage de la roue

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré dans la figure (IV.20) ci-après.

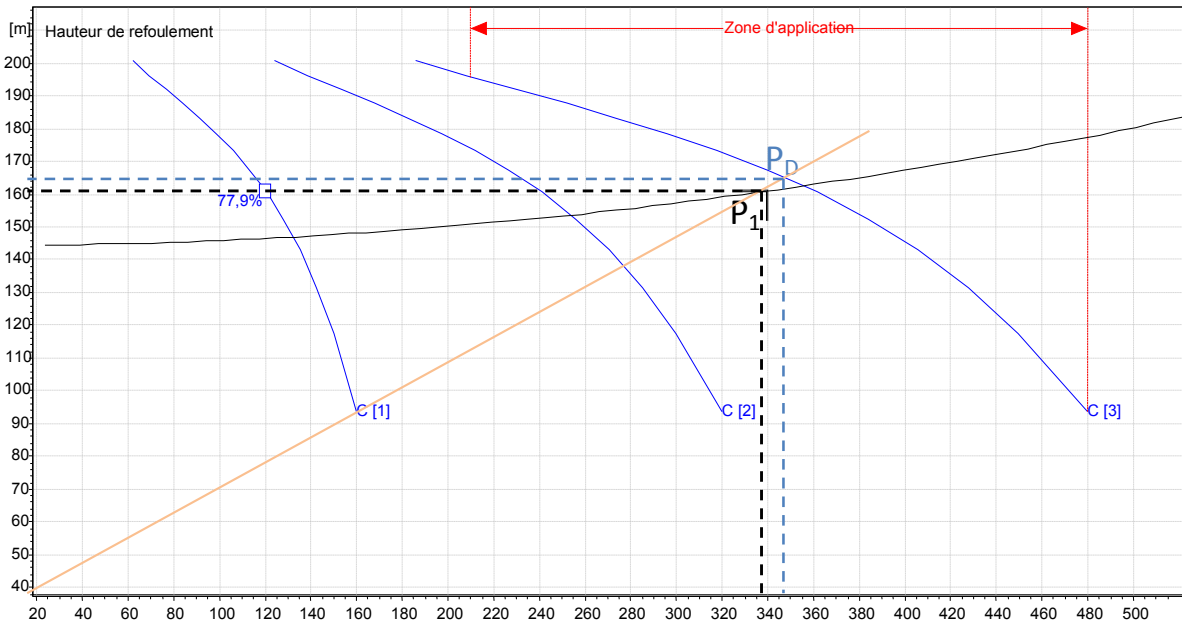


Figure (IV.20) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du Réservoir 3000 m³ par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- Q₁ = 340 l/s
- Q_D = 350 l/s
- H₁ = 161 m
- H_D = 165 m

Avec :

$$D_1 = 278 \text{ mm}$$

D'où :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_D}\right)^{1/2} \rightarrow m = \left(\frac{340}{350}\right)^{1/2} \rightarrow m = 0.985$$

$$r = 1 - 0.328 \rightarrow r = 0.672$$

Le rognage dépasse 15 %, alors on ne peut pas appliquer cette variante.

$$D_D = m \times D_1 \rightarrow D_D = 0.985 \times 278 \rightarrow D_D = 273.83 \text{ mm}$$

✚ Variation de la vitesse

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = a_e Q^2$. Ce qui est illustré dans la figure (IV.21). Le tableau (IV.5) suivant donne les résultats de calcul.

Tableau (IV.4) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du Réservoir 3000 m³

Q	210	230	250	270	310	350	370	390	430	450	480
H _p	196	192	188	184	176	164	158	150	130	117	93,9
H=a _e *Q	61,400	73,652	87,018	101,498	133,800	170,556	190,606	211,768	257,436	281,940	320,786
H _c	114,624	118,061	121,810	125,872	134,933	145,244	150,868	156,805	169,616	176,490	187,387

Les résultats obtenus dans le tableau (IV.4) ci-dessus sont représentés dans la figure (IV.21) ci-après :

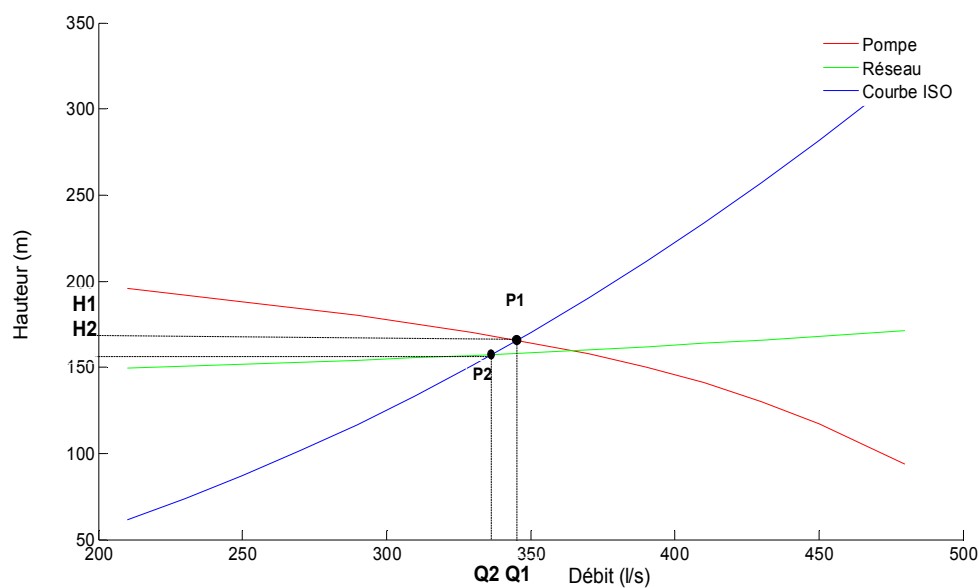


Figure (IV.21) : Recherche graphique du point homologue du point désiré du Réservoir 3000 m³

D'après la courbe ci-dessus, la nouvelle vitesse de rotation est :

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1} Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₁ (343,64 l/s ; 168,75 m) (Figure (IV.21)), d'où :

$$N = N_1 \frac{Q_1}{Q} \rightarrow N = 2950 \times \frac{3,4 \times 3,6}{3,4 \times 0} = 2918 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **2918 tr/min**.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \rightarrow P_a = \frac{9,81 \times 0,34 \times 161}{0,77} = 697,40 \text{ kw}$$

$$F_{exp} = 697,40 \times 20 \times 365 \times 4,179 \rightarrow F_{exp} = 21275428,04 \text{ DA}$$

✚ Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$h = H' - H_1 = 169 - 161 = 8 \text{ m}$$

Avec :

- h: Perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- η : Le rendement en (%).
- H' : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (Figure (IV.22)).

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta_1} \rightarrow P_a = \frac{9,81 \times 0,34 \times 169}{0,77} = 732,055 \text{ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = 732,055 \times 20 \times 365 \times 4,179 \rightarrow F_{exp} = 22332592,17 \text{ DA}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une meilleure économie.

IV.9.1.4. Réservoir 1000 m³

✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T' = 20 \times \frac{1\ 0\ 7}{1\ 1\ 4\ .6} \rightarrow T' = 18\ \text{h}\ 41\ \text{min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9\ .8\ 1 \times 1\ 0\ 1 \times 0\ .1\ 1\ 4\ 6}{0\ .7\ 5\ 4} = 150.592\ \text{Kw} \rightarrow P_a = 150.592\ \text{Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 150.592 \times 18.41 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 4228836.801\ \text{DA}$$

✚ Rognage de la roue

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré dans la figure (IV.22) ci-après.

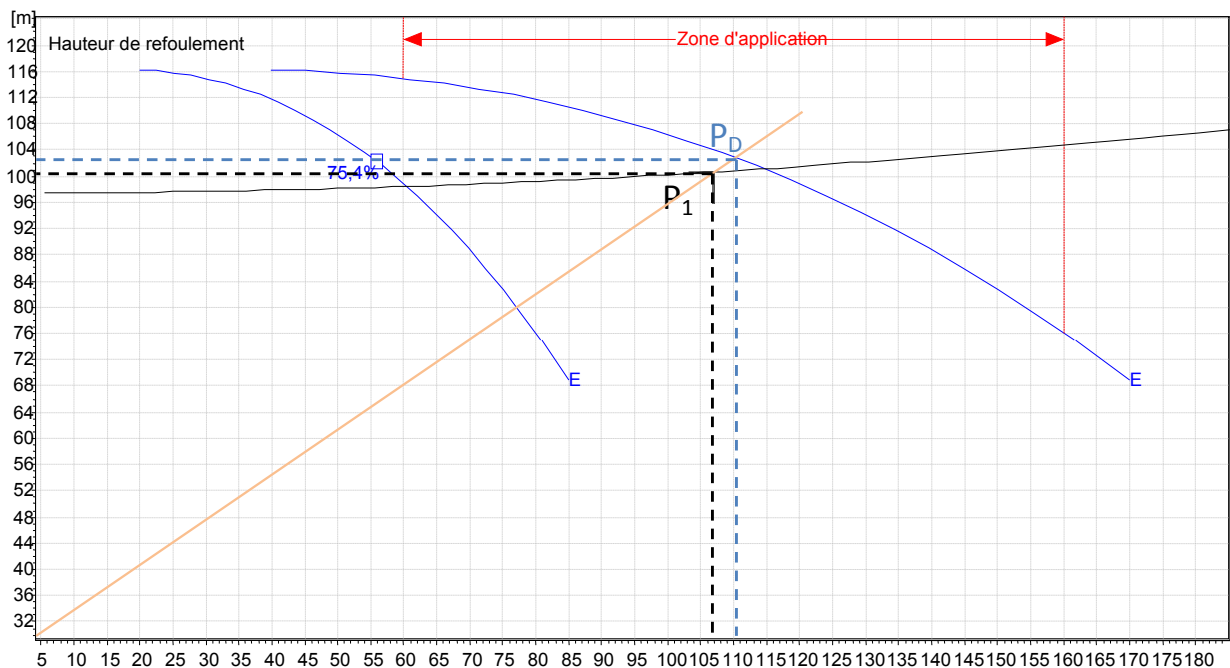


Figure (IV.22) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du

Réservoir 1000 m³ par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- $Q_1 = 107 \text{ l/s}$
- $Q_D = 111 \text{ l/s}$
- $H_1 = 101 \text{ m}$
- $H_D = 103 \text{ m}$

Avec :

$$D_1 = 240 \text{ mm}$$

D'où :

$$m = \left(\frac{1 \ 0}{1 \ 1} \right)^{1/2} \rightarrow m = 0.981.$$

$$r = 1 - 0.4905 \rightarrow r = 0.5095.$$

Le rognage dépasse 15 %, alors on ne peut pas appliquer cette variante.

$$D_D = 0.4905 \times 278 \rightarrow D_D = 91.184 \text{ mm}.$$

Variation de la vitesse

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = a_e Q^2$. Ce qui est illustré dans la figure (IV.23). Le tableau (IV.5) suivant donne les résultats de calcul.

Tableau (IV.5) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du Réservoir 1000 m^3

Q	92	100	110	120	130	140	150	160	170	180	188
Hp	114	114	112	109	106	101	95,6	89,6	82,4	75,2	69,5
$H=a_e*Q$	73,661	87,029	105,305	125,322	147,079	170,577	195,816	222,795	251,515	281,975	307,596
Hc	98,838	99,099	99,456	99,847	100,272	100,731	101,224	101,751	102,311	102,906	103,407

Les résultats obtenus dans le tableau (IV.5) ci-dessus sont représentés dans la figure (IV.23) ci-après :

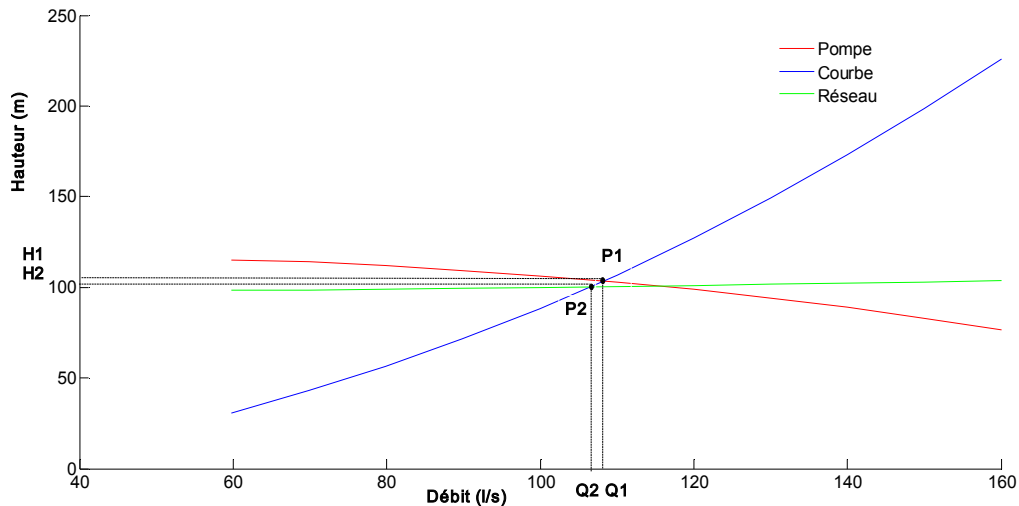


Figure (IV.23) : Recherche graphique du point homologue du point désiré du Réservoir 1000 m³

D'après la courbe ci-dessus, la nouvelle vitesse de rotation est :

Cette courbe passe par le point P₁ (113 l/s ; 112,2 m) (Figure (IV.23)), d'où :

$$N = 1450 \times \frac{1 \ 0 \ 7}{1 \ 1 \ 3} = \mathbf{1373 \ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **1373 tr/min**.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,107 \times 101}{0,754} = \mathbf{140,60 \ kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = 140,60 \times 20 \times 365 \times 4,179 \rightarrow \mathbf{F_{exp} = 4289414,78 \ DA}$$

✚ Régulation par étouffement (le vannage)

$$h = H' - H_1 = 113,2 - 101 = \mathbf{12,2 \ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{1} \rightarrow P_a = \frac{9,81 \times 0,107 \times 113,2}{0,754} = \mathbf{157,589 \ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = 157,589 \times 20 \times 365 \times 4,179 \rightarrow \mathbf{F_{exp} = 4807520,346 \ DA}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

IV.9.1.5 Réservoir Tournant Ouchallal**✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage**

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T' = 20 \times \frac{2.1}{2.1.6} \rightarrow T' = 19 \text{ h } 26 \text{ min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 2.1 \times 0.0216}{0.752} = 5.945 \text{ Kw} \rightarrow P_a = 5.945 \text{ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 5.945 \times 19.26 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 174651.925 \text{ DA}$$

✚ Rognage de la roue

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré dans la figure (IV.24) ci-après.

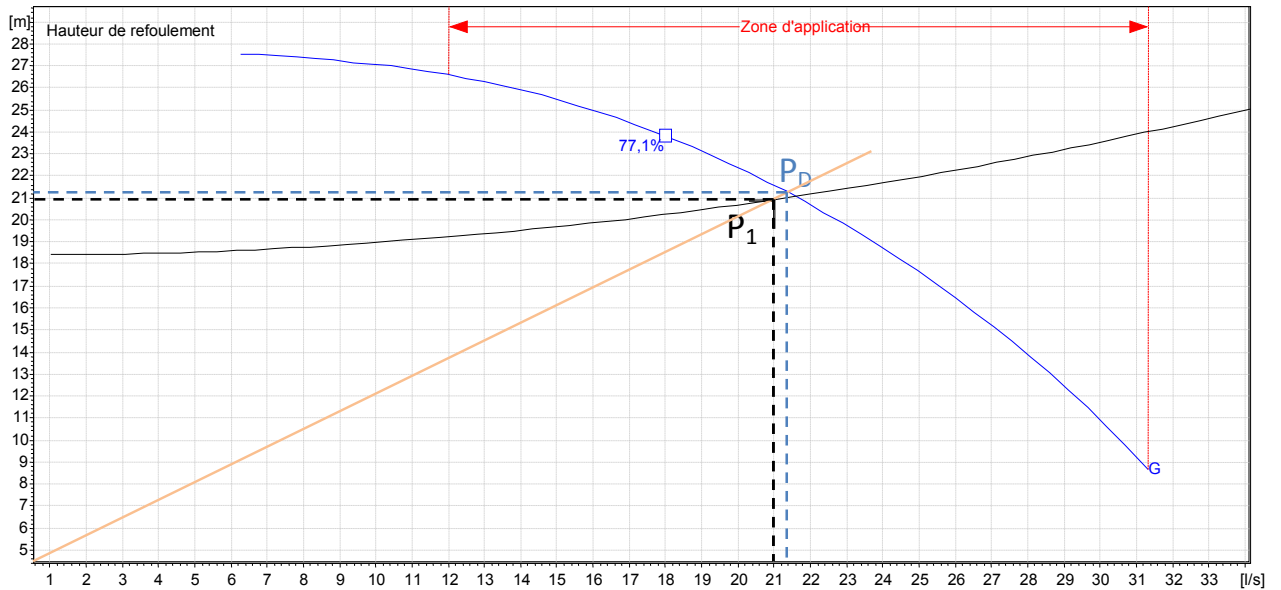


Figure (IV.24) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du Réservoir Tournant Ouchallal par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- $Q_1 = 21 \text{ l/s}$
- $Q_D = 21.2 \text{ l/s}$
- $H_1 = 20.9 \text{ m}$
- $H_D = 21.5 \text{ m}$

Avec :

$$D_1 = 180 \text{ mm}$$

D'où :

$$m = \left(\frac{21}{21.2} \right)^{1/2} \rightarrow m = 0.995$$

$$r = 1 - 0.995 \rightarrow r = 0.005$$

$$D_D = 0.995 \times 180 \rightarrow D_D = 179.1 \text{ mm}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 21.1 \times 0.0216}{0.752} = 5.945 \text{ Kw} \rightarrow P_a = 5.945 \text{ Kw}$$

➤ Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = 5.945 \times 20 \times 365 \times 4.179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 181362.331 \text{ DA}$$

Variation de la vitesse

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = a_e Q^2$. Ce qui est illustré dans la figure (IV.25). Le tableau (10.6) suivant donne les résultats de calcul.

Tableau (IV.6) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du Réservoir Tournant Ouchallal

Q	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	31,3
H _p	26,6	25,9	25	23,8	22,4	20,7	18,8	16,5	13,9	10,9	8,68
H=a _e *Q ²	6,805	9,262	12,097	15,311	18,902	22,872	27,220	31,946	37,049	42,531	46,297
H _c	19,113	19,371	19,668	20,005	20,381	20,798	21,254	21,749	22,284	22,859	23,254

Les résultats obtenus dans le tableau (IV.6) ci-dessus sont représentés dans la figure (IV.25) ci-après :

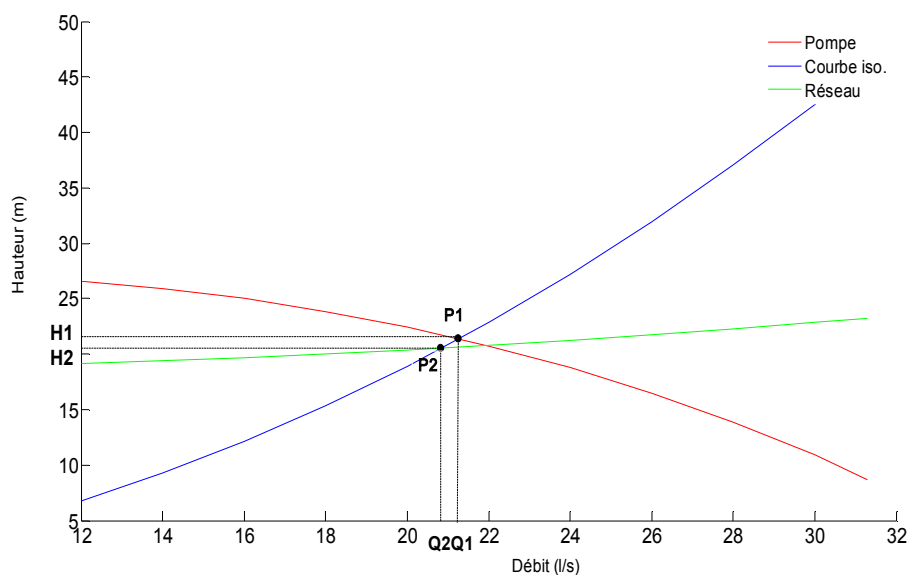


Figure (IV.25) : Recherche graphique du point homologue du point désiré du Réservoir (Tournant Ouchallal)

D'après la courbe ci-dessus, la nouvelle vitesse de rotation est :

Cette courbe passe par le point P₁ (21,17 l/s ; 21,5 m) (Figure (IV.25)), d'où :

$$N = 1450 \times \frac{21}{21,17} = 1438 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **1438 tr/min**.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,21 \times 20,9}{0,75} = 57,40 \text{ kw}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = 57,40 \times 20 \times 365 \times 4,179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 1751328,63 \text{ DA}$$

✚ **Régulation par étouffement (le vannage)**

$$h = H' - H_1 = 21,7 - 20,9 = 0,8 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \rightarrow P_a = \frac{9,81 \times 0,21 \times 21,7}{0,77} = 58,07 \text{ Kw}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = 58,07 \times 20 \times 365 \times 4,179 \rightarrow F_{\text{exp}} = 1771138,57 \text{ DA}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la première variante qui présente une meilleure économie.

IV.9.2. Vérification de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 237 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = 1 \text{ m}$
- $j_a = 0 \text{ m}$.
- $NPSH_r = 1,5 \text{ m}$

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - (0,0012) \times (237) = 10,045 \text{ m}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{w} + (H_a - j_a - h_v)$$

$$NPSH_d = 10,045 + 1 - (0 + 0,24) = 10,805 \text{ m}$$

On constate que $NPSH_d > NPSH_r$, donc la relation (IV.16) est vérifiée, il n'y a pas un problème de cavitation.

IV.9.3. Calcul des pertes de charge dans la vanne

➤ Le tronçon point G - Réservoir Tournant Ouchallal

Les caractéristiques de ce tronçon sont

- $Q = 146 \text{ l/s}$
- $L = 2256.7 \text{ m}$
- $D = 400 \text{ mm}$

La cote piézométrique au point (Cp) G = Hmt – ΔH_1 + CTN

Avec :

- ΔH_1 : Perte de charge linéaire du tronçon réservoir R (3000 m^3) – vers le Point G

La cote piézométrique = $160,95 - 3.817 + 200 = \mathbf{357.133 \text{ m}}$

$$\Delta h = C_p - CTP$$

$$\Delta h = 357.133 - 240 = \mathbf{117.133 \text{ m}}$$

Δh : Perte de charge totale.

Les pertes de charge créées par la conduite (tronçon point G – Tournant Ouchallal) est égale :

$$\Delta h_1 = 11.604 \text{ m}$$

Il nous faut une vanne qui peut dissiper une perte de charge Δh_2 , telle que :

$$\Delta h_2 = \Delta h - \Delta h_1$$

$$\Delta h_2 = 117.133 - 11.604 = 105.529 \text{ m}$$

On a,

$$\Delta h = \xi \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

D'où:

$$\xi = 2 \times g \times \Delta h / V^2$$

- ξ : coefficient de variation de l'angle d'ouverture de la vanne

$$\xi = 925.195$$

D'après la courbe qui donne l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de ξ (Annexe (12)).

IV.10. Automatisation des pompes

IV.10.1. Définition

Le rôle d'une station de pompage est d'assurer la satisfaction des abonnées en eau qui est variable dans le temps, et ceci en permanence : 24 h sur 24 h et 365 et 365 jours par an. Ainsi, pour qu'une station de pompage ait un fonctionnement rationnel et économique, il faudrait lui prévoir un minimum de surveillance. Pour cela, il est nécessaire qu'elle soit automatisée, 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 importe donc de réaliser [17] :

- L'arrêt du pompage lorsque le réservoir est plein ou lorsque le plan d'aspiration s'abaisse et atteint un certain niveau fixé.
- La reprise du pompage lorsque les conditions d'aspiration redeviennent normales, ou lorsque le plan d'eau dans le réservoir atteint le niveau minimale.

IV.10.2. Objectifs de l'automatisation

Pour le gestionnaire, deux objectifs peuvent être fixés, en l'occurrence [17] :

- Réduire ou simplifier les tâches d'exécution du personnel d'exploitation, d'où, le plus souvent un gain de productivité.
- Diminuer les coûts de production en matière d'électricité et augmenter la sécurité de fonctionnement.

IV.10.3. Modèle de liaison

IV.10.3.1. Liaison aspiration-moteur

On installe dans le forage un flotteur en liaison avec un interrupteur (Figure (IV.26)), 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 désamorç. La remise en marche de la pompe peut être assurée à l'aide d'un contacteur à horloge.

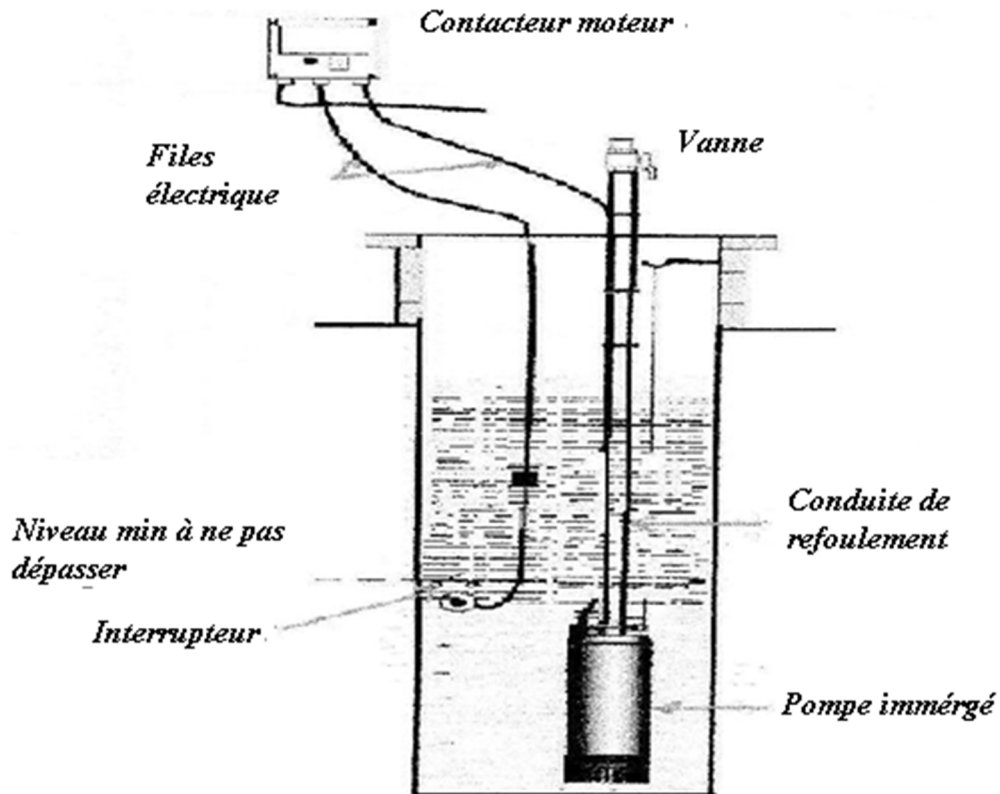


Figure (IV.26) : Interrupteur à flotteur

IV.10.3.2. Liaison réservoir-moteur

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne électrique appelée encore ligne pilote. Son but est d'interrompre le pompage dès que le réservoir atteint le seuil maximal, et sa mise en marche lorsque le niveau dans le réservoir atteint le seuil minimal [6,10].

A. Commande par ligne pilote

Elle est constituée d'un interrupteur à flotteur placé dans le réservoir, relié par un câble enterré ou sur poteau au contacteur du moteur qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau minimal et le déclenche pour un niveau maximal (Figure (IV.27)).

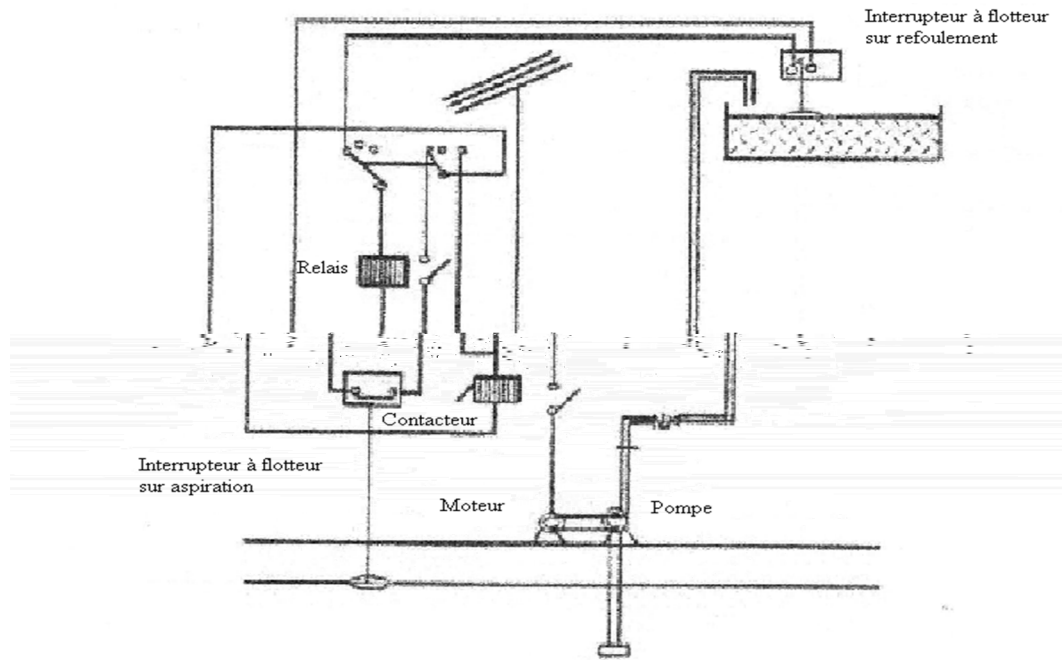


Figure (IV.27) : Commande avec ligne pilote

B. Commande sans ligne pilote

Ce type de commande est utilisé dans le cas où la distance entre le lieu de pompage et le réservoir est très importante (Figure (IV.28)). On disposera à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir un robinet flotteur (Figure (IV.29)). Ainsi, le pompage continuera de fonctionner même si l'écoulement est arrêté. On prévoit donc un dispositif qui permet d'arrêter le moteur, et qui sera placé à l'aval de la pompe. Ce dispositif sera, soit un manostat différentiel, soit un relais manométrique.

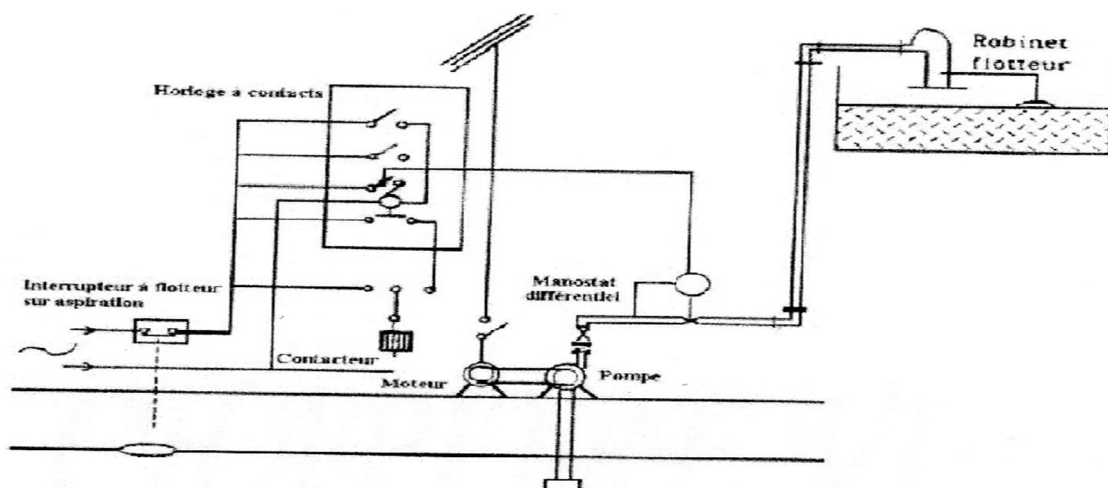


Figure (IV.28) : Commande sans ligne pilote

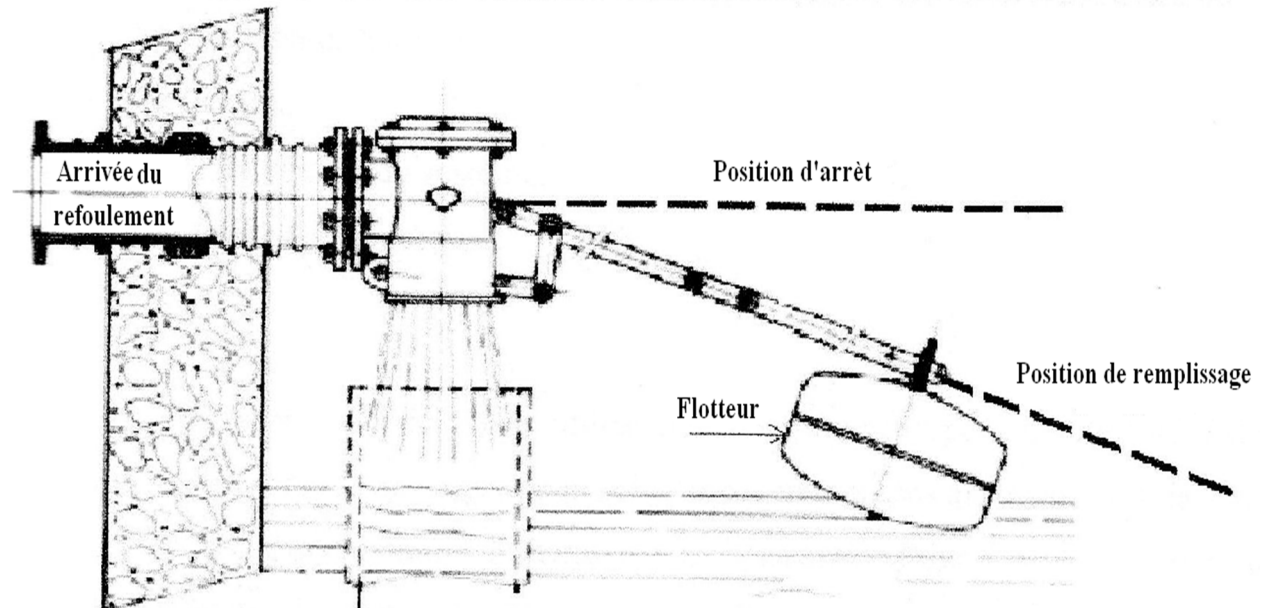


Figure (IV.29) : Robinet à flotteur

IV.11. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a utilisé des pompes de type « CAPRARI PUMP TUTOR ». Pour les forages, on a opté pour des pompes immergées alors que pour le réservoir 3000 m³ qui est aussi une station de reprise, une pompe multicellulaire à axe horizontal. Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir des installations de secours pour les pompes et des moteurs électrogènes (moteurs diesel) en cas de panne d'électricité.

Vue l'importance de la distance qui sépare le réservoir principal 3000 m³ et les réservoirs secondaires, On optera pour la commande sans ligne pilote.

Quant aux forages, se trouvant plus ou moins près de la station de reprise 3000 m³, et qui forment un système complexe, son automatisation doit être efficace, précise et rapide. A cette effet, on opte pour une automatisation avec ligne pilote.

Chapitre V :
Protection des
conduites

V.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène résultant d'un écoulement transitoire dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante est souvent rapide du débit à extrémité aval de celle-ci, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde), le coup de bélier est donc un phénomène oscillatoire.

Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Les origines possibles des perturbations induisant ces phénomènes transitoires sont diverses, elles peuvent résulter d'une action externe, interne et même sans aucune action sur les organes installés.

- **Actions externes**

- Ouverture et fermeture des vannes.
- Démarrage et arrêt des pompes.

- **Actions internes**

- Réservoirs en fin de remplissage.
- Fermeture de clapets anti-retour.
- Entrées et purges d'air.

- **Sans actions**

- Cavitation dynamique.
- Turbulence de l'écoulement.

L'étude des phénomènes transitoires permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptés minimisant les phénomènes transitoires.

V.2. Théorie des phénomènes transitoires

L'étude des écoulements dans un réseau est généralement basée sur la considération d'un état d'équilibre. Lors de régimes transitoires, l'étude passe par la pose de nombreuses hypothèses simplificatrices permettant d'aboutir à des équations relativement simples [10].

Les premières méthodes d'analyse d'écoulement en régimes transitoires étaient des méthodes dites graphiques, à l'exemple de la méthode de BERGERON, applicable pour des réseaux de faible nombre de conduites avec des conditions aux limites simples.

V.2.1. Description physique du phénomène

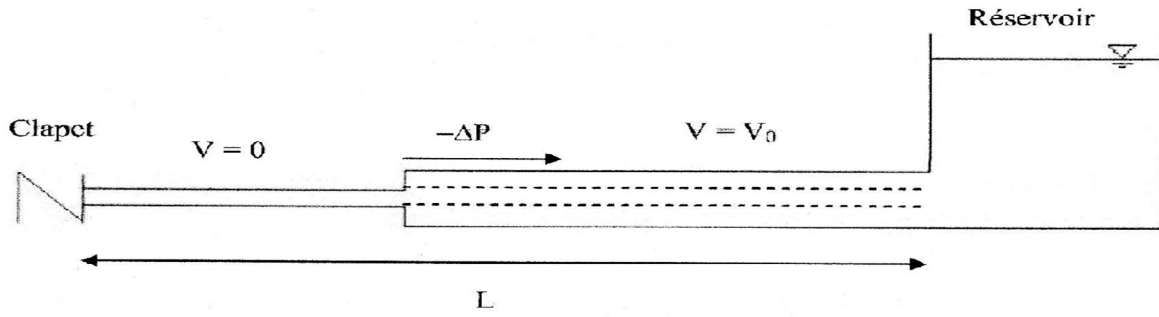
Les principales causes du phénomène du coup de bélier sont :

- Fermeture instantané ou très rapide d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutale par des pompes d'un ou plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement.
- Démarrage d'un groupe électro-pompe a vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

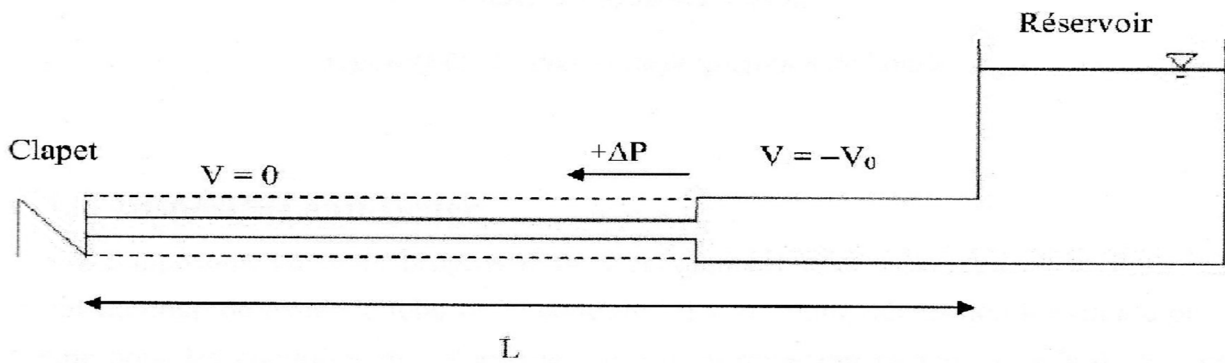
Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée L/a (Figure (V.1)). L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit :

- **Phase 1** : L'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2** : Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- **Phase 3** : en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.
- **Phase 4** : A l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repars vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

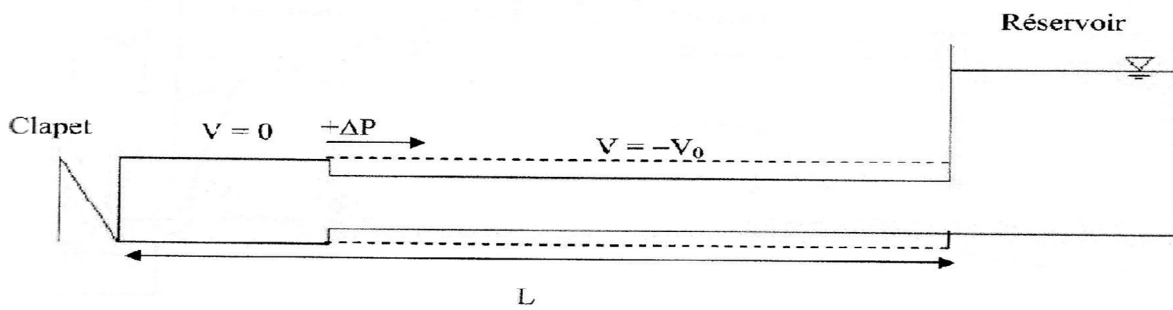
Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/a$, comportant une succession de phases de dépressions et de phases de surpressions.



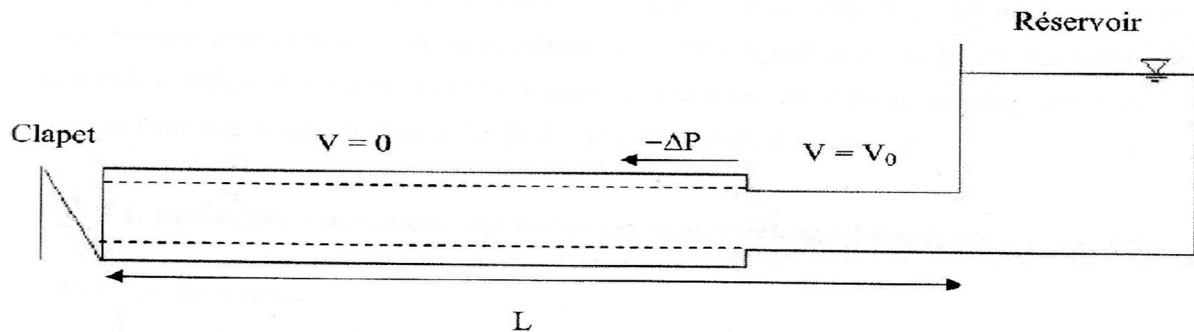
Phase 1 : $0 < t < L/a$



Phase 2 : $L/a < t < 2L/a$



Phase 3 : $2L/a < t < 3L/a$



Phase 4 : $3L/a < t < 4L/a$

Figure (V.1) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier

V.3. Dispositifs anti-bélier

Supposons un arrêt progressif de l'écoulement avec une répartition linéaire de la valeur du coup de bélier le long de la conduite. Il y aura une dépression maximale près de la pompe pour les conduites de refoulement et une surpression maximale près de la vanne de régulation pour les conduites à écoulement gravitaire (Figure (V.2)).

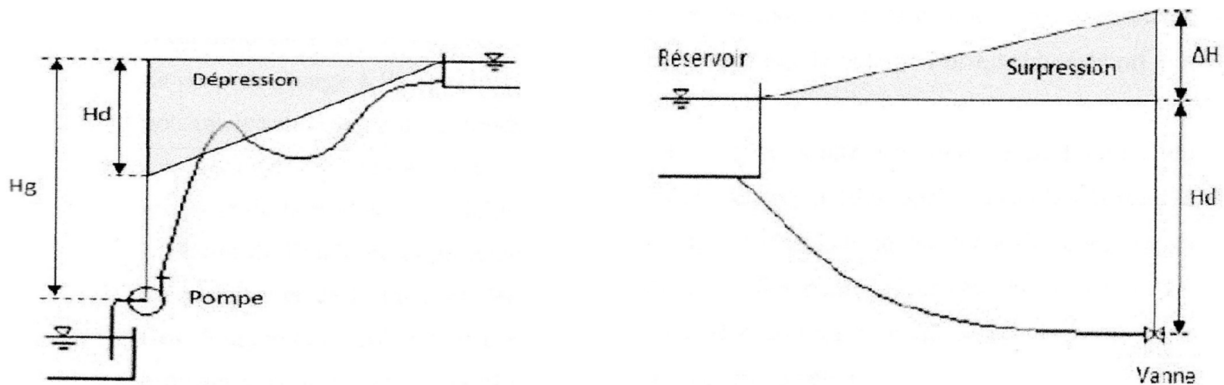


Figure (V.2) : Répartition des pressions en régime transitoire (fermeture lente)

On constate que les dispositifs de protection doivent être installés à l'aval des stations de pompage et à l'amont des vannes de régulation de conduites gravitaires où la variation de pression est importante. Lors de conduites de refoulement avec un profil accidenté présentant des points hauts, il s'avère nécessaire dans certains cas de prévoir des dispositifs de protection locaux (entrées d'air, soupapes de décharge, cheminée d'équilibre... ect).

V.3.1. Protection basée sur des systèmes sans stockage d'énergie

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants [10,17,20] :

V.3.1.1. By-pass

Suite à une coupure d'alimentation ou d'une disjonction d'un relais de sécurité, l'arrêt des groupes de pompage ayant une faible inertie s'effectue brutalement provoquant un coup de bélier dont il est souvent nécessaire de réduire. On dispose d'un by-pass muni d'un clapet entre l'aspiration et le refoulement de la pompe lorsque la dépression, provoquée par un arrêt brutal de la pompe, peut devenir acceptable en évitant les pertes de charge à travers la pompe et uniquement pour des hauteurs de refoulement faibles.

V.3.1.2. Clapets d'entrée d'air

Positionnés aux points hauts du profil de la conduite où la dépression admissible est dépassée. Parfois associés à des ventouses, ils permettent l'entrée d'air pour lutter contre les pressions relatives négatives.

Il est nécessaire lors de l'étude de connaître le diamètre de la ventouse, ses coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie ainsi que la cote de l'orifice par rapport à la génératrice supérieure de la conduite.

Les ventouses et entrées d'air n'ont pas un comportement linéaire en fonction du temps et de la pression : le début de l'ouverture se produit après l'installation dans la conduite de l'onde de dépression, en tenant compte du déplacement des composants mécaniques et de la mise en débit. De plus, elles perdent leur étanchéité avec l'âge.

Ces équipements doivent être soumis à des contrôles réguliers au risque de mal protéger la conduite et ses installations du coup de bélier.

V.3.1.3. Soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape (Figure (V.3)) consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ 1,04 à 1,10 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. On signale que :

- Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre 1 et 6.
- L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance et un entretien continu.
- Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.

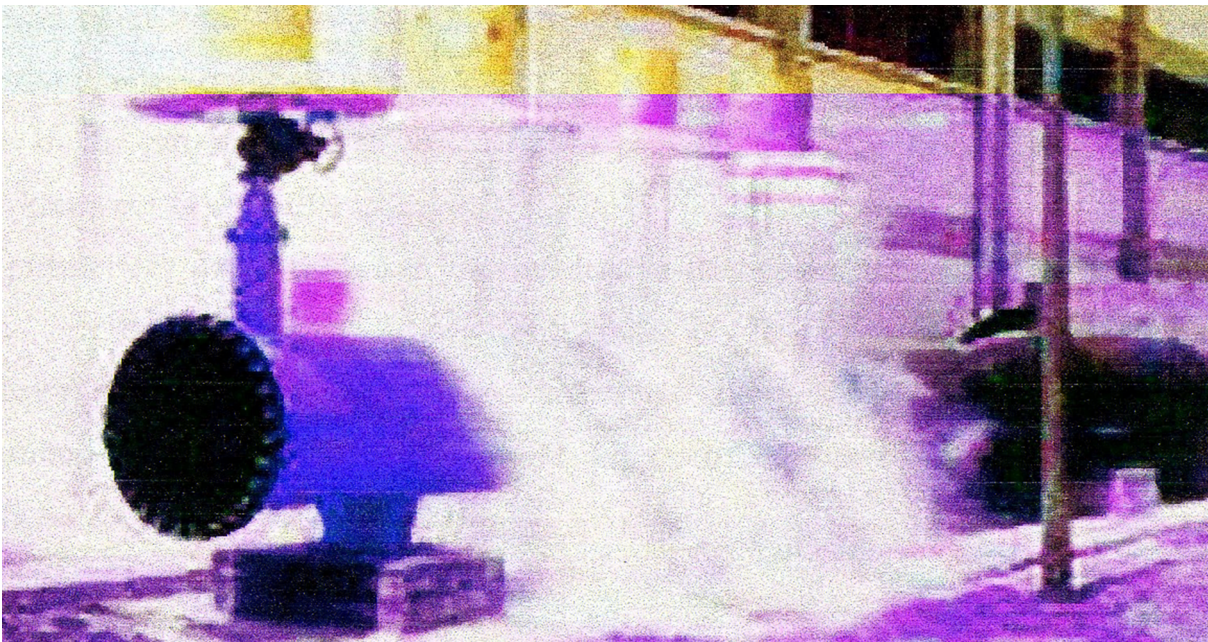


Figure (V.3) : Soupapes de décharge en fonctionnement

V.3.2. Protections avec système de stockage d'énergie

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivant [10,17,20] :

V.3.2.1. Volants d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant, qui est calé sur l'arbre du groupe restitue l'énergie cinétique qu'il a accumulé pendant la marche en régime normal, au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger ou de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit.

V.3.2.2. Cheminées d'équilibre

Généralement utilisées dans les installations hydroélectriques et les conduites à écoulement gravitaire à basse pression, elles constituent une protection complémentaire à la fermeture progressive de la vanne de régulation aval.

L'utilisation des cheminées d'équilibre pour les conduites de refoulement se limite à de faibles hauteurs manométriques. L'installation de ce dispositif près de la station de pompage exige une hauteur totale supérieure à la charge donnée par les pompes. Cependant, elles peuvent être utilisées en combinaison avec un réservoir d'air au niveau de la station de pompage, comme protection contre la cavitation en certains points hauts sur la conduite (Figure (V.4)).

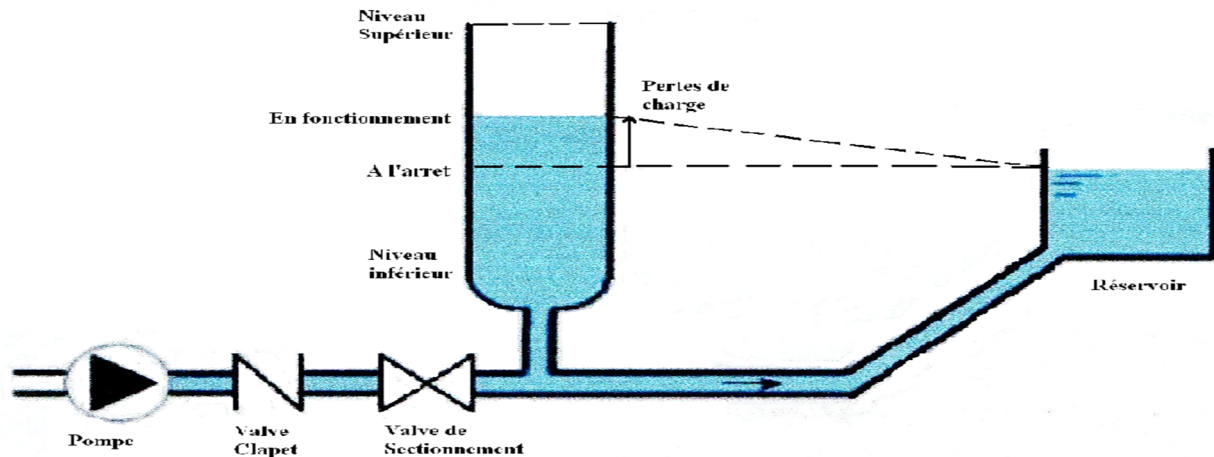


Figure (V.4) : Cheminée d'équilibre

V.3.2.3. Réservoirs d'air

Les réservoirs d'air sont des dispositifs simples protégeant l'installation des surpressions et des dépressions en régime transitoire. Ils sont conçus suivant le principe de la compressibilité des gaz (Figure (V.5)).

Dans le cas de surpression dans la conduite, l'eau pénètre dans le réservoir et comprime le gaz emprisonné à l'intérieur. Quand une baisse de pression survient, l'eau ressort du réservoir évitant ainsi les phénomènes de cavitation et l'écrasement de la conduite par dépression. Avec le temps, le gaz contenu dans le réservoir se dissout dans l'eau et s'évacue à travers la conduite. Il est indispensable dans ce cas de prévoir un système réservoir-compresseur permettant de réguler le volume d'air en fonction des niveaux d'eau et de la pression à l'intérieur du réservoir.

Lors de l'arrêt du pompage, l'écoulement dans la conduite s'annule puis s'inverse entraînant la fermeture du clapet situé à l'aval de la pompe. Si la fermeture du clapet ne s'effectue pas avant l'inversement de l'écoulement, le battant est appliqué brusquement et bruyamment sur son siège, soumettant le matériel à des contraintes importantes. Or, l'installation d'un réservoir d'air provoquera un retour d'onde plus rapide vers le clapet, et donc, diminuera le temps d'inversement du débit. Il est ainsi préférable d'éloigner le dispositif anti-bélier du clapet de pompe et d'adopter des clapets à fermeture plus rapide (clapet à ressort, clapets à battants multiples...ect).

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche. Cet étranglement sera constitué soit par :

- Un diaphragme.
- Une tuyère.
- Un clapet à battant percé.

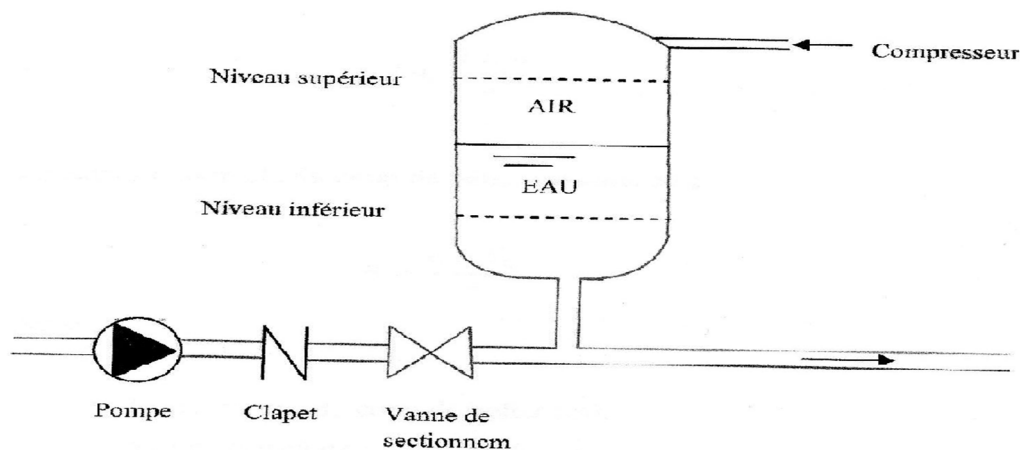


Figure (V.5) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

V.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites du réseau, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V.4.1. Valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [17] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{K \times D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K = 83 pour le PEHD).
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (mm).
- e : Epaisseur de la conduite en (mm).

✚ 1^{er} cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.2})$$

La valeur maximale du coup de bélier est dans ce cas :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier en (m).
- a : La célérité de l'onde en (m/s).
- V₀ : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s²).

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V.4})$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.5})$$

Où :

- H₀ : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement.
- 10 : Pression atmosphérique.
- H₀ : Pression absolue de la conduite.

2^{er} cas : Fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T, tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD [17] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{V.8})$$

V.5. Calcul du coup bélier

V.5.1. Calcul des valeurs du coup de bélier (Forages – Réservoir 3000 m³)

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V.5.1.1. Tronçon Forage 1- Réservoir 3000 m³

Le système est constitué d'un ensemble de tronçons de diamètres différents. Un tel système avec de nombreux changements dans les propriétés de ses conduites, à savoir : le diamètre et l'épaisseur...ect, peut être approximé en utilisant la notion de la longueur uniforme équivalente.

En utilisant la longueur totale du système, la célérité équivalente peut être calculée comme suit [20] :

$$a_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{a_i}} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- a_{eq} : Célérité équivalente en (m/s).
- L_i : Longueur du tronçon i du système en (m).
- a_i : Célérité de l'onde du tronçon i du système en (m/s).
- L_t : Longueur Totale en (m).

Telle que :

$$L_t = \sum L_i \quad (\text{V.10})$$

Les valeurs L_i et a_i sont des caractéristiques réelles des conduites du système considéré.

La surface équivalente S_{eq} du système est déterminée par la relation suivante [20] :

$$S_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{S_i}} \quad (\text{V.11})$$

Par conséquent, la caractéristique équivalente de la du coup de bélier B_{eq} est définie au moyen des équations (V.9) et (V.10) précédentes, d'où on aura :

$$B_{eq} = \frac{a_{eq}}{g \cdot S_{eq}} \times Q = \frac{1}{g} \times \frac{L_i \cdot S_i}{L_i \cdot a_i} \times Q \quad (V.12)$$

On calcule pour un seul tronçon et ce sera la même chose pour les autres tronçons. On commence par le forage le plus éloigné qui est le forage F1.

Données :

- $Q = 117 \text{ l/s}$
- $H_g = 38,41 \text{ m}$

Les résultats du calcul pour les tronçons de la conduite principale sont résumés dans le tableau (V.1) ci-dessous :

Tableau (V.1) : Résultats de calcul pour les tronçons de la conduite principale point A-R (3000 m³)

Tronçon	A-B	B-C	C-Réservoir 3000 m ³
e (mm)	18,7	18,7	29,7
D _{int} (m)	0,2776	0,2776	0,4406
Longueur L _i (m)	130	180	517
Célérité a _i (m/s)	276,67	276,67	276,75
Section S _i (m ²)	0,0605	0,0605	0,1525
L _i /a _i (s)	0,469	0,650	1,868
L _i /S _i (m ⁻¹)	2148,71	2974,63	3389,22

Les calculs pour le tronçon F1- Réservoir 3000 m³ sont détaillés dans ce qui suit :

$$L_t = \sum L_i = 130 + 180 + 517 + 149 = 976 \text{ m}$$

$$\sum \frac{L_i}{S_i} = 2148.71 + 2974.63 + 3389.22 + 3903.8 = 12416.36 \text{ m}^{-1}$$

$$\sum \frac{L_i}{a_i} = 0.469 + 0.650 + 1.868 + 0.539 = 3.526 \text{ s}^{-1}$$

$$S_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{S_i}} = \frac{976}{12416.36} = 0.0786 \text{ m}^2$$

$$a_{eq} = \frac{L_t}{\sum \frac{L_i}{a_i}} = \frac{976}{3.526} = 276.800 \text{ m/s}$$

$$B_{eq} = \frac{a_{eq}}{g \cdot S_{eq}} \times Q = \frac{276.800}{9.81 \times 0.0786} \times 0.035 = 12.564 \text{ m}$$

$$H_s = H_0 + B_{eq} = 48.41 + 12.564 = 60.974 \text{ m}$$

$$H_d = H_0 - B_{eq} = 48.41 - 12.564 = 35.846 \text{ m}$$

Les résultats calculés ci-dessus sont récapitulés dans les tableaux (V.2) et (V.3) ci-dessous :

Tableau (V.2) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F1 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)
Refoulement	F1 – R (3000m ³)	976	250	220.4	14.8	0.917	38.41

Tableau (V.3) : Valeurs du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F1 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	F1-R (3000 m ³)	48.41	276.80	12.564	60.974	35.846	100

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

En procédant de la même manière pour les autres tronçons, les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (V.4) suivant :

Tableau (V.4) : Vérification du coup de bélier pour les différents tronçons du système

Tronçon	F2- R3000 m ³	F3- R3000 m ³	F4- R3000 m ³
e (mm)	14.8	11.9	11.9
D _{int} (m)	0.2204	0.1762	0.1762
Longueur L _i (m)	149	32.4	39.8
Célérité a _i (m/s)	276.246	277.01	277.01
Section S _i (m ²)	0.0381	0.0243	0.0243
L _i /a _i (s)	0.539	0.116	0.143
L _i /S _i (m ⁻¹)	3903.8	1328.4	1631.8

V.5.1.2. Tronçon Forage 2- Réservoir 3000 m³

Les résultats du calcul pour le tronçon Forage 2- Réservoir 3000 m³ sont représentés dans le tableau (V.5) ci-dessous.

Tableau (V.5) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F2 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)
Refoulement	F2-R (3000m ³)	976	250	220.4	14.8	0.917	38.41

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon F2- Réservoir 3000 m³ sont représentées dans le tableau (V.6) ci-dessous.

Tableau (V.6) : Valeurs du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F2 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximal	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	F2-R (3000 m ³)	48.41	276.80	12.564	60.974	35.846	100

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

V.5.1.3. Tronçon Forage 3- Réservoir 3000 m³

Les résultats du calcul pour le tronçon Forage 3- Réservoir 3000 m³ sont représentés dans le tableau (V.7) ci-dessous.

Tableau (V.7) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F3 - Réservoir R 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)
Refoulement	F3-R (3000m ³)	976	200	176.2	11.9	1.107	38.41

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon F3 - Réservoir 3000 m³ sont représentées dans le tableau (V.8) ci-dessous :

Tableau (V.8) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F3 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	F3-R (3000 m ³)	48.41	314.53	8.728	57.138	39.681	100

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

V.5.1.4 .Tronçon Forage 4- Réservoir 3000 m³

Les résultats du calcul pour le tronçon Forage 4 - Réservoir 3000 m³ sont représentés dans le tableau (V.9) ci-dessous.

Tableau (V.9) : Caractéristiques de la conduite de refoulement F4 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D _{ex} (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)
Refoulement	F4-R (3000m ³)	976	200	176.2	11.9	0.82	38.41

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon F4- Réservoir 3000 m³ sont regroupées dans le tableau (V.10) ci-dessous.

Tableau (V.10) : Valeurs du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement F4 - Réservoir 3000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	F4-R (3000 m ³)	48.41	311.	6.607	55.017	41.802	100

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

V.5.2. Calcul des valeurs du coup de bélier (Réservoir 3000 m³ - Réservoirs secondaires)

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V.5.2.1. Tronçon Réservoir (Tournant Ouchallal) - Réservoir 500 m³

Les valeurs caractérisant le tronçon Réservoir (Tournant Ouchallal) - Réservoir 500 m³ sont :

- DN = 200 mm.
- e = 11.9 mm.
- V₀ = 0,86 m/s.
- L = 602,3 m.
- Hg = 18,4 m.

Les résultats du calcul pour le tronçon Réservoir (Tournant Ouchallal) - Réservoir 500 m³ sont représentés dans le tableau (V.11) ci-dessous.

Tableau (V.11) : Caractéristiques de la conduite de refoulement
Réservoir (Tournant Ouchallal) - Réservoir 500 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)
Refoulement	R (1000 m ³)-R (500 m ³)	602,3	200	176,2	11.9	0,86	18,4

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon Réservoir (Tournant Ouchallal) - Réservoir 500 m³ sont représentées dans le tableau (V.12) ci-dessous.

Tableau (V.12) : Valeurs du coup de bélier du tronçon d'adduction par refoulement Réservoir (Tournant Ouchallal) - R 500 m³

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (mm)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	R (1000 m ³) - R (500 m ³)	28,4	384,54	33,71	62,11	-5,31	100

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon n pas une protection.

V.5.2.2. Tronçon Réservoir R 3000 m³ - Réservoir 1000 m³(Sidi Ali)

A. Caractéristiques de la conduite

Le système est constitué d'un ensemble de tronçons de diamètres différents. Un tel système avec de nombreux changements dans les propriétés de ses conduites, à savoir : le diamètre et l'épaisseur..., peut être approximé en utilisant la notion du diamètre équivalent.

La conduite équivalente est celle pour laquelle le débit (Q) qu'elle véhiculerait, engendrerait la même perte de charge que pour celle occasionnée par le passage de ce même débit (Q) dans les tronçons de longueurs et de diamètres différents.

Or, à l'extrémité du dernier tronçon, la perte de charge est égale à la somme des pertes de charges occasionnées pour chaque tronçon ; on aura donc :

$$L_{eq} = L_1/d_1^5 + L_2/d_2^5$$

Cette relation est appelé règle de DUPUIT.

En utilisant la longueur totale du système, le diamètre équivalent peut être calculé comme suit :

$$L_t / A_{eq} = L_1/A_1 + L_2/A_2 \rightarrow A_{eq} = \frac{\pi d^2}{4} \rightarrow d_{eq} = 0,5245 \text{ m}$$

Les valeurs caractérisant le tronçon Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³ (Sidi Ali) sont :

- DN = 630 mm.
- e = 57,2 mm.
- V₀ = 1,69 m/s.
- L = 4025,26 m.
- Hg = 144,4 m.

D'où :

$$a_1 = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{K D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{83 \times 515,6}{57,2}}} = 350,794 \text{ m/s}$$

$$a_2 = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{K D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{83 \times 409,2}{45,4}}} = 350,808 \text{ m/s}$$

Avec:

- a_1 : Célérité de l'onde dans le Tronçon Réservoir 3000 m³ - point G.
- a_2 : Célérité de l'onde dans le Tronçon point G - Réservoir 1000 m³(Sidi Ali)

La célérité équivalente (a) est donnée par la relation de M. Kamichel et Spare :

$$L / a = L_1/a_1 + L_2/a_2 \rightarrow a = L / (L_1/ a_1 + L_2/a_2)$$

Avec:

- L : Longueur totale des deux Tronçons.

$$a = \frac{4025,26}{\frac{994,163031,1}{350,79350,808}} = 350,804 \text{ m/s}$$

Les résultats du calcul pour le tronçon Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³(Sidi Ali) sont représentés dans le tableau (V.13) ci-dessous.

Tableau (V.13) : Caractéristiques de la conduite de refoulement
Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)
Refoulement	R (3000 m ³)-R (1000 m ³)	4025,26	630	524,5	57,2	1,574	144,4

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³ sont représentées dans le tableau (V.14) ci-après.

Tableau (V.14) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction
par refoulement Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	R (3000 m ³)-R (1000 m ³)	154,4	350,80	56.30	210.70	98.09	160

D'après les résultats du tableau (V.14), la surpression maximale dépasse la valeur de pression de service dans la conduite ce qui nécessite une protection de cette conduite.

B. Choix de moyen de protection

Dans notre cas, on utilise un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé « Réservoir d'air ».

C. Principe de calcul

Une fois, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées. Les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de d'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air U_0 en régime normal et une vitesse finale V_f pour un intervalle de temps T considéré.
- On calcul les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu (Figure (V.6)).

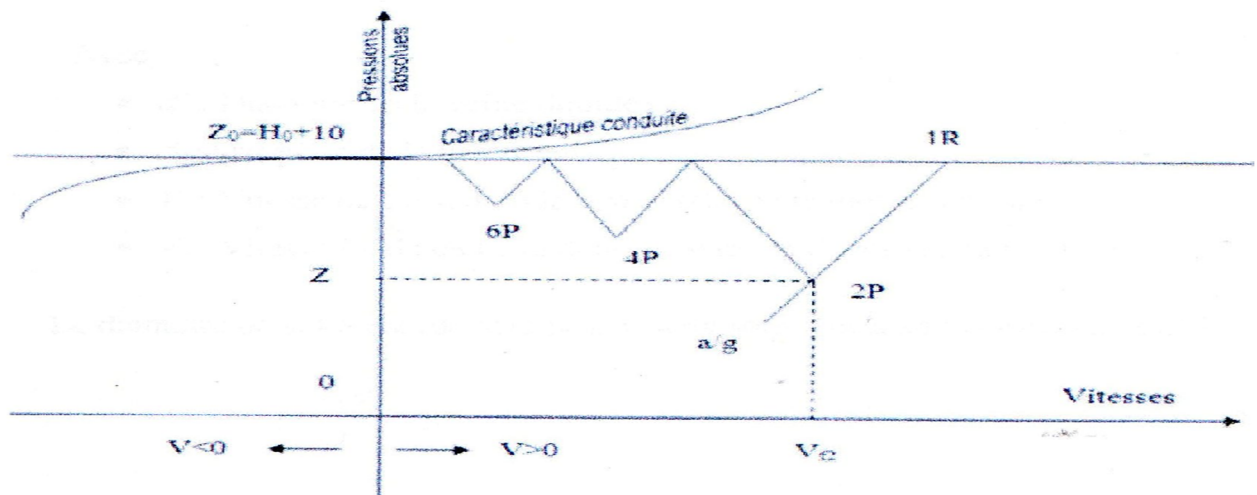


Figure (V.6) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron

D. Application des principes cités

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui

augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle,...etc ; et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :

1) Les temps se suivent selon des valeurs $T = 2L/a$.

2) Variation du volume d'air

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air.

$$\Delta U = S \times T \times V_m \quad (V.13)$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement (m²).
- T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
- V_m : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie (m/s).

3) Pression dans le réservoir d'air

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON [17], telle que :

$$Z = (Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} / U^{1,4} \quad (V.14)$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- Z₀ : Pression absolue.
- U₀ : Volume d'air initial.
- U : Nouveau volume d'air.
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

4) Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement ; on choisi une tuyère. On calculera, à la montée de l'eau, la vitesse V₁ de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse V₂ dans la tuyère à la descente de l'eau.

▪ **Cas de la montée de l'eau**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92, (Figure (V.7)).

Avec :

$$\frac{V_f}{V} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{V.15})$$

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- V_f: Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
- d' = 0,92 d : Diamètre de la veine contractée en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

Remarque : d sera choisi pour une valeur de K comprise en 15 et 20.

$$15 < \frac{D^2}{d'^2} < 20 \rightarrow 15 < \frac{D^2}{(0,92d)^2} < 20 \rightarrow 125 < d < 144$$

On prend d = 135 mm

Le diamètre de la veine liquide contractée d' = 0,92 d = 124,2 mm. On prend d' = 125 mm.

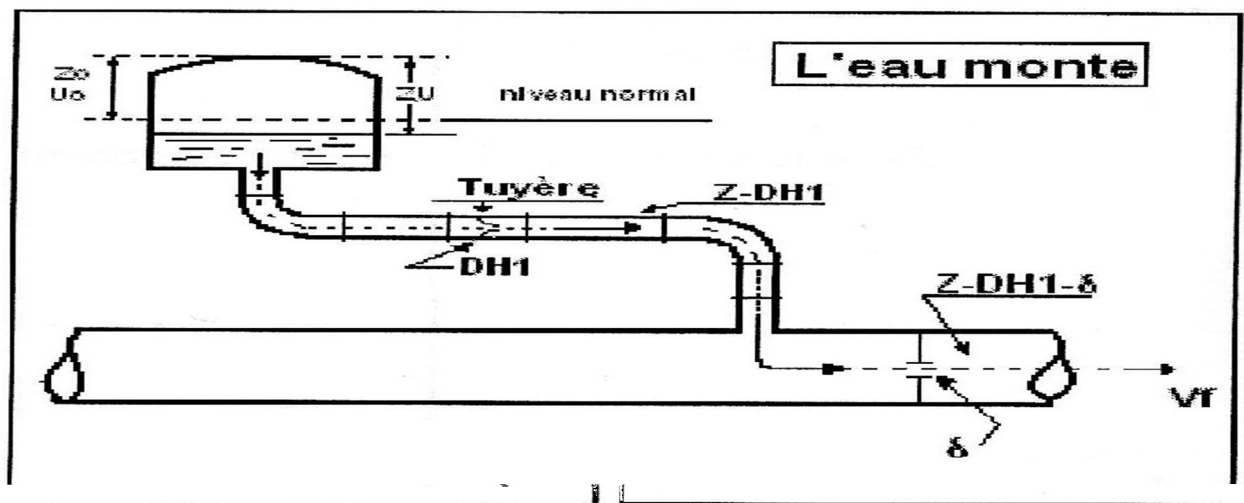


Figure (V.7) : Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_f}{2g} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (13). Il s'écrit en fonction du rapport m_1 , tel que :

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D}\right)^2 \quad (\text{V.17})$$

Avec :

- Dt : Diamètre de la tubulure.

$$Dt = \frac{D \text{ i n t}}{2}; \rightarrow Dt = \frac{52,5}{2} = 26,25 \text{ mm}$$

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D}\right)^2 = \left(\frac{12,5}{26,25}\right)^2 = 0,227$$

$$m_1 = 0,227 \rightarrow c = 0,60 \quad (\text{Annexe (13)})$$

Les pertes de charge dans la tuyère seront alors :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_1^2}{2g} = 0,0305 V_1^2$$

▪ Cas de la descente

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5 (figure (V.8)).

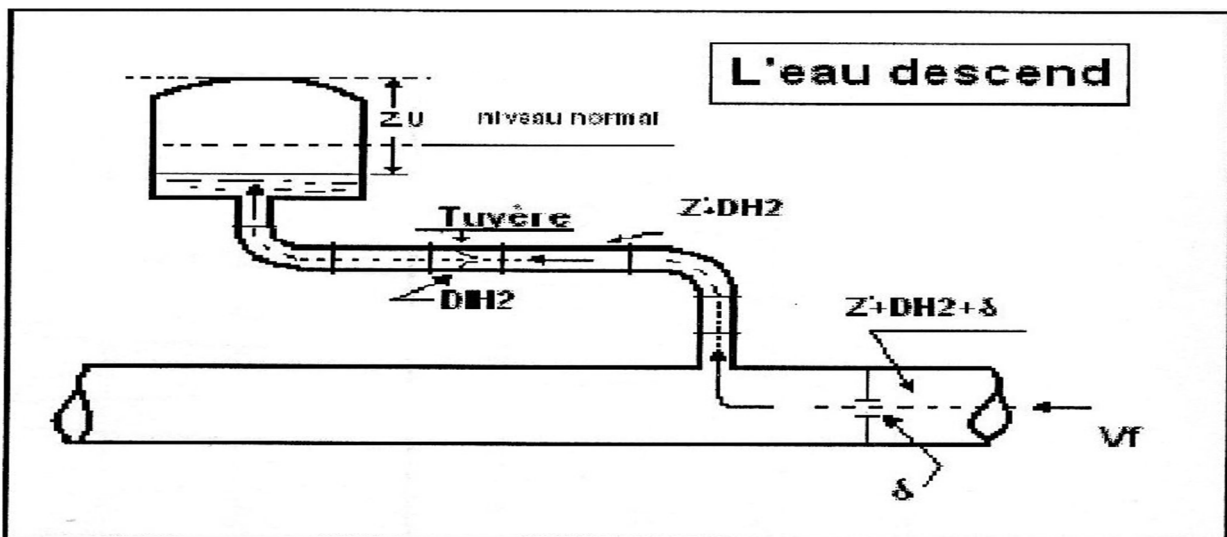


Figure (V.8) : Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans la conduite

On a:

$$\frac{V_2^2}{V_f^2} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \quad (\text{V.18})$$

Où:

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).

- D : Diamètre de la conduite en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

Remarque : Dans la tuyère, K' est lié à K. Il peut être établi facilement que K' est environ égal à 1,7 K.

La perte de charge ΔH_2 à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V^2}{2g} \quad (\text{V.19})$$

- c' : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (13). Il s'écrit en fonction du rapport m_2 , tel que :

$$m_2 = 0,5 \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (\text{V.20})$$

Avec :

- D_t : Diamètre de la tubulure.

$$m_2 = 0,5 \left(\frac{135}{262,2} \right)^2 = 0,132$$

$$m_2 = 0,132 \rightarrow c' = 0,75 \quad (\text{voir Annexe (13)})$$

Les pertes de charge dans la tuyère seront alors :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V^2}{2g} = 0,0382 V_2^2$$

Les résultants du calcul sont donnés dans le tableau (V.15) ci-dessous

Remarque :

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (V.9)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

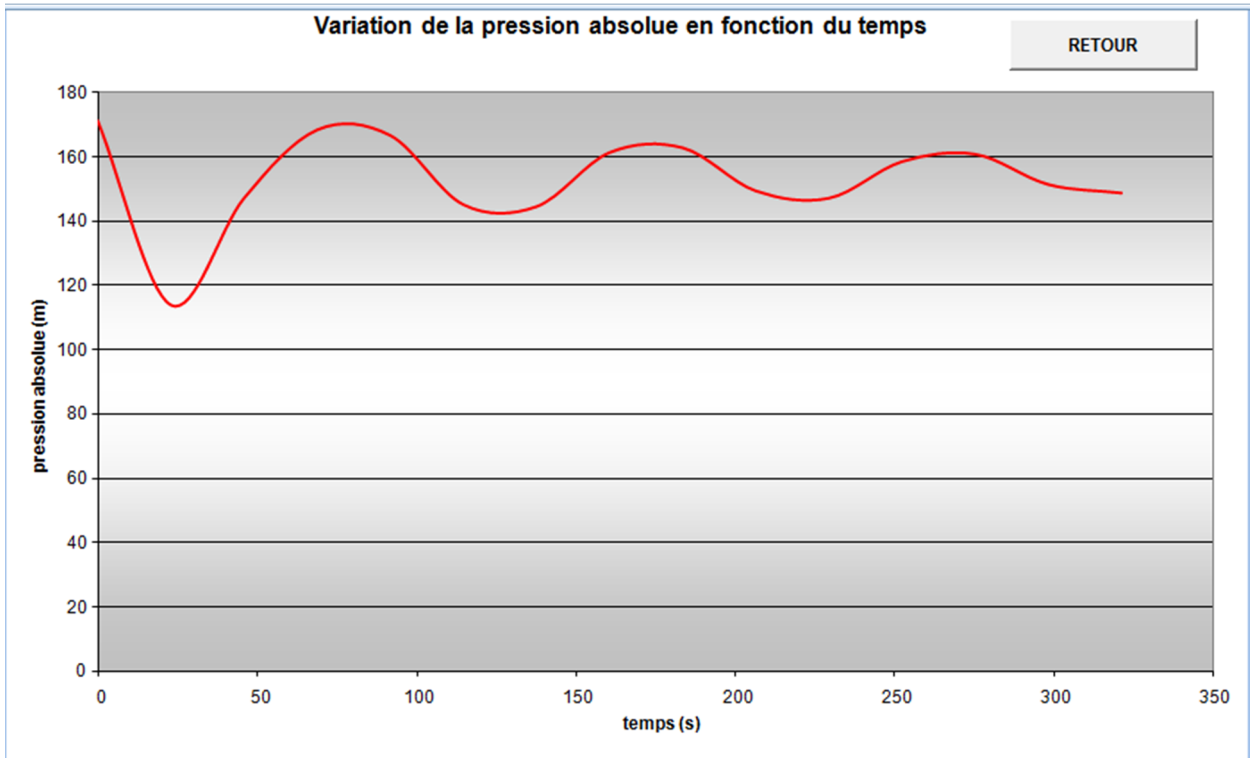


Figure (V.9) : Variation de la pression absolue en fonction de temps

✚ Tracé de l'épure de BERGERON

Sur le diagramme $H = f(V)$, on mène une horizontale $H = 154,4$ m correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Figure (V.10)).

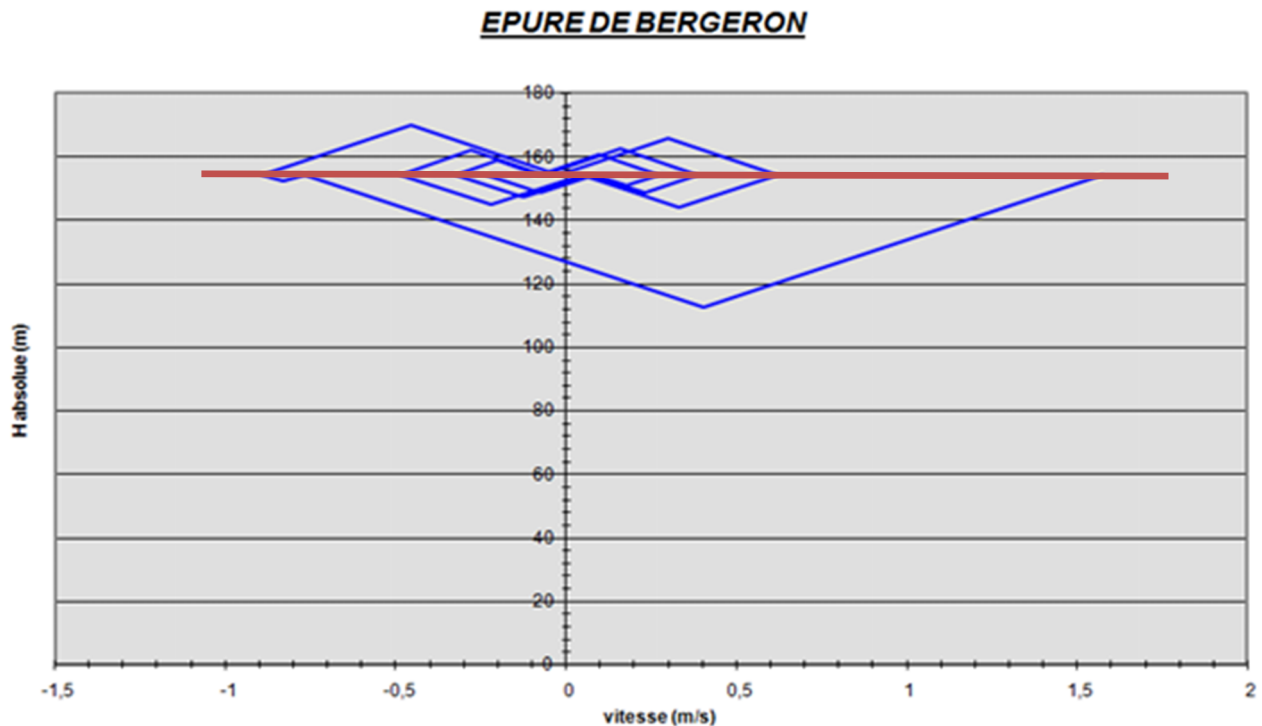


Figure (V.10) : Epure de BERGRON pour le Tronçon Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³

✚ Dimensionnement du réservoir d'air

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon Réservoir 3000 m³ - Réservoir 1000 m³ sont représentées dans le tableau (V.15) et la Figure (V.10). Le volume de la cloche sera alors comme suit :

D'après le tableau (V.15), le volume maximum (U_{\max}) du réservoir d'air est de 19.897 m³, on majore avec 20 % d'où le volume total est égal à 23.876 m³.

On a opté pour un réservoir normalisé de 25 m³.

V.5.2.3. Tronçon Réservoir 1000 m³(Sidi Ali) - Réservoir 2x500 m³

A. Caractéristiques de la conduite

Les valeurs caractérisant le tronçon Réservoir 1000 m³ - Réservoir 2x500 m³ sont :

- DN = 400 mm.
- e = 23.7 mm.
- $V_0 = 1.096$ m/s.
- L = 775 m.
- $H_g = 97,4$ m.
- $Q = 0.107$ m³/s.
- D = 400 mm.
- $\Delta h = 2.24$ m.

D'où:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{K D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 \frac{8,3 \times 352,6}{23,7}}} = 276,374 \text{ m/s}$$

Les résultats de calcul pour le tronçon Réservoir 1000 m³ - Réservoir 2x500 m³ sont représentés dans le tableau (V.16) ci-dessous :

Tableau (V.16) : Caractéristiques de la conduite de refoulement
Réservoir 1000 m³ - Réservoir 2x500 m³

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)
Refoulement	R (1000 m ³) R (2x500 m ³)	775	400	352.6	23.7	1.096	97.4

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon Réservoir 1000 m³ - Réservoir 2x500 m³ sont représentées dans le tableau (V.17) ci-dessous :

Tableau (V.17) : Valeurs du coup de bélier du tronçon d'adduction
par refoulement Réservoir 1000 m³ - Réservoir 2x500

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (mm)	H _d (m/s)	P _s (m)
Refoulement	R (1000 m ³) - R (2x500 m ³)	107,4	276,37	45.83	153.23	61.56	160

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection.

V.5.3. Calcul des valeurs du coup de bélier dans la conduite gravitaire

V.5.3.1. Tronçon Réservoir 2x500 m³ - Réservoir 2x300 m³

En régime permanent, les niveaux d'eau sont constants et la vitesse du fluide dans la conduite est V₀. Le régime transitoire débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour modifier son ouverture. Celle-ci provoque une modification du débit avec naissance à la vanne d'une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpression et de dépression jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge. La valeur maximale

de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD (V.8) si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $\left| \frac{2L}{a} \right|$ [19].

Les caractéristiques de la conduite sont regroupées dans le tableau (V.18), le calcul de la valeur du coup de bélier est donné dans le tableau (V.19).

Tableau (V.18) : Caractéristiques de la conduite gravitaire
Réservoir $2 \times 500 \text{ m}^3$ - Réservoir $2 \times 300 \text{ m}^3$

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L (m)	D (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	Hg (m)
Gravitaire	R ($2 \times 500 \text{ m}^3$) - R ($2 \times 300 \text{ m}^3$)	58.6	200	176,2	11.9	1.54	26.6

Tableau (V.19) : La valeur du coup de bélier du tronçon d'adduction gravitaire Réservoir $2 \times 500 \text{ m}^3$ - Réservoir $2 \times 300 \text{ m}^3$.

Type d'adduction	Tronçon	Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service
		H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (mm)	H _d (m/s)	P _s (m)
gravitaire	R ($2 \times 500 \text{ m}^3$)- R ($2 \times 300 \text{ m}^3$)	36,6	227,01	43,48	80,08	-6,88	100

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon, qui ne nécessite pas protection.

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

Dans ce modeste travail, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la zone d'étude, qui contient les localités Sidi Ali, Arafou et Gendouza se trouvant à AKBOU (wilaya de Bejaia) ; ces dernières souffrent d'un manque d'eau. L'évaluation des différents besoins en eau de la zone d'étude a donné 24454,35 m³/j (283 l/s), alors que le débit journalier fourni par les forages existants et le barrage de Tichy-haf est de 25963,2 m³/j (300,5 l/s).

On constate qu'il ya un surplus de 1508,5 m³/j (17,5 l/s). Ainsi, on peut dire que le déficit en eau de la population au niveau de la zone d'étude est comblé d'ici l'horizon 2037 et même au-delà.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement par refoulement et gravitairement, nous avons procédé à la projection de plusieurs nouveaux réservoirs, le premier d'une capacité de 700 m³ qui joue le rôle d'une station de reprise, qui est implanté à la zone 1 et qui assure l'agglomération de Sidi Ali dont le nombre d'habitant est de 19195, le second d'une capacité de 1000 m³ et en même temps une station de reprise, implanté à la zone 2 qui assure l'agglomération d'Arafou jusqu'à Bouzeroual dont le nombre d'habitants est de 17087 ; en même temps il refoule un débit de 90 l/s vers le réservoir Sidi Ali (2x500 m³) et de ce dernier vers le réservoir (2x300 m³) gravitairement. Le troisième réservoir à projeter, d'une capacité de 300 m³ implanté à la zone 3 qui assure l'agglomération de Gendouza dont le nombre d'habitants est de 14431, et en même temps il refoule un débit de 70 l/s vers le réservoir ex-caserne et 21.04 m³ vers le réservoir 500 m³ situé au niveau du lycée Debih Cherif (12 classes). Le dernier réservoir à projeter, il sera d'une capacité de 700 m³ implanté à coté du réservoir 3000 m³ qui assure le refoulement vers les zones d'études (zone 1, zone 2 et zone 3).

Vu le relief ascendant de la zone d'étude, nous étions dans l'obligation de faire une adduction par refoulement vers les réservoirs de stockage. En ce qui concerne le réservoir (2x500 m³) de Sidi Ali, on a utilisé une adduction gravitaire.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi le diamètre le plus économique avec une vitesse adéquate en faisant une comparaison technico-économique entre les diamètres, à savoir 200 mm, 250 mm, 315 mm, 400 mm, 500 mm et 630 mm, et de ce fait, nous avons opté pour le PEHD (Poly Ethylène Haute Densité) vu les avantages qu'il présente techniquement et économique.

Nous avons obtenu des diamètres des conduites de refoulement, à savoir : 200 mm, 250 mm, 315 mm, 400 mm, 500 mm et 630 mm en PEHD avec des vitesses respectives de 1,1 m/s, 0,91 m/s, 1,15 m/s, 1,09 m/s, 0,76 m/s et 1,62 m/s.

En ce qui concerne le dimensionnement de la conduite gravitaire, nous avons choisi un diamètre de 200 mm en tenant compte des pertes de charge.

Les conduites sont en PEHD PE 100 PN 10 et PE 160 PN 16 avec des épaisseurs respectives de 11,9 mm, 14,8 mm, 18,7 mm, 23,7 mm, 45,4 mm, 57,5 mm.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'aux consommateurs, est fait en utilisant le catalogue numérique des pompes CAPRARI.

Pour les forages F1, F2, F3 et F4, notre choix s'est porté sur les pompes immergées de type E10S50/2E, E10S50/2E, E8SX57 et E8S55 respectivement.

Pour le réservoir 3000 m³, qui est en même temps une station de reprise, notre choix s'est porté sur trois pompes centrifuges en parallèle de type PML 150H/2C, plus une de secours.

Pour le réservoir 1000 m³ (Sidi Ali) qui est en même temps une station de reprise, notre choix s'est porté sur pompe centrifuge de type MEC-MR125/3E, plus une de secours.

Pour le réservoir 1000 m³ (Tournant Ouchallal) qui est en même temps une station de reprise, notre choix s'est porté sur pompe centrifuge de type MEC-MR80-3/2G, plus une de secours.

Le calcul hydraulique effectué sur la protection des conduites contre le phénomène transitoire du coup de bélier, a justifié la nécessité d'une protection contre le coup de bélier, l'installation d'un réservoir d'air à été le moyen adopté contre ce phénomène qui peut surgir sous forme de surpression et de dépression. Ainsi pour ce qui est de conduite gravitaire, le phénomène ne surgit pas.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises dans le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation et nous espérons que ce modeste travail servira pour référence pour les promotions futures.

Bibliographie

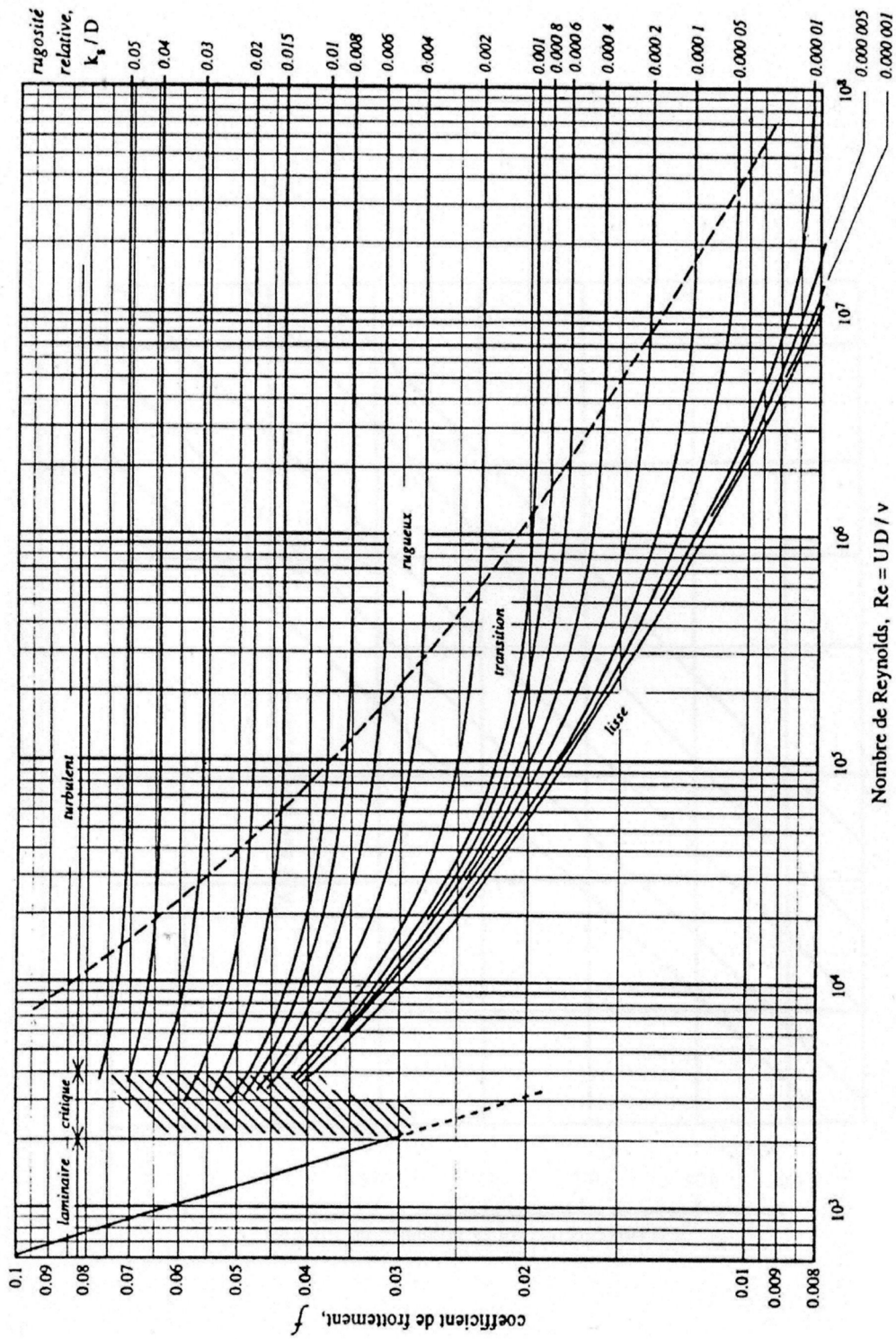
Bibliographie

- [1] Données de la pluviométrie sur la zone d'étude, subdivision de l'agriculture de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia.
- [2] Données les caractéristique des forages sur la zone d'étude, subdivision d'hydraulique de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia.
- [3] Données démographique sur la zone d'étude, service technique de l'A.P.C de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia.
- [4] Jacques Bonvin : « Hydraulique urbaine I ». Version 2005.
- [5] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.** : « Renforcement de l'A.E.P de la commune de Ouadhias, Wilaya de Tizi Ouzou ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2007.
- [6] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux », Tome II,. Edition EYROLLES, 1979.
- [7] **KASSALI, L. et HOUARI, A.** : « Renforcement de la chaine d'adduction en eau potable de la commune de CHELLATA, Daïra d'Akbou (w) de Bejaia ».Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2004.
- [8] Plan National de L'Eau/Volet Eau Potable et Industrielle- Evaluation de la Demande en Eau/Rapport Méthodologique- page 45/Mars 1997.
- [9] **LAHDIRI, M. et MOUSSI, K.** : « Diagnostic et renforcement du réseau d'A.E.P de la commune de Oued-Ghir ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2003.
- [10] **MAOUGAL, F.** : « Etude de transfert Sétif-Hodna système Ouest : Ighil Emda Mahouane ».Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Ecole national polytechnique, 2010.
- [11] **ALLOUNE, N. et YOUBI, S.** « Renforcement de l'A.E.P de la rive gauche de la commune d'Amizour Wilaya de Bejaia à partir du barrage de Tichy Haf ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2008.
- [12] **KSOURI S., et IBRAHIM, N.** « Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'Akbou (w) Bejaia à partir du barrage de Tichy-haf ». Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.
- [13] **Catalogue STPM CHIALI** : « Catalogue technique du PEHD ».
- [14] **BONNIN, J.** : « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 484 pages, 1979.

- [15] **Données** : Références, Diamètres ext, Epaisseur, Qualité, Prix HT, et Prix TTC. S.T.P.M, Chiali.
- [16] **BONNIN, J.** : « Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 216 pages, 1982.
- [17] **DUPONT, A.** : « Hydraulique générale et appliquée ». Edition EYROLLES, 1980.
- [18] **Catalogue** Caprari Pump Tutor.
- [19] **LENCASTRE, A.** : « Hydraulique Générale ». Edition EYROLLES, 1996.
- [20] **HAMANI, S. et YAHIAOUI, S.** :« Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia wilaya de Sétif ». Mémoire de fin de cycle, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2011.

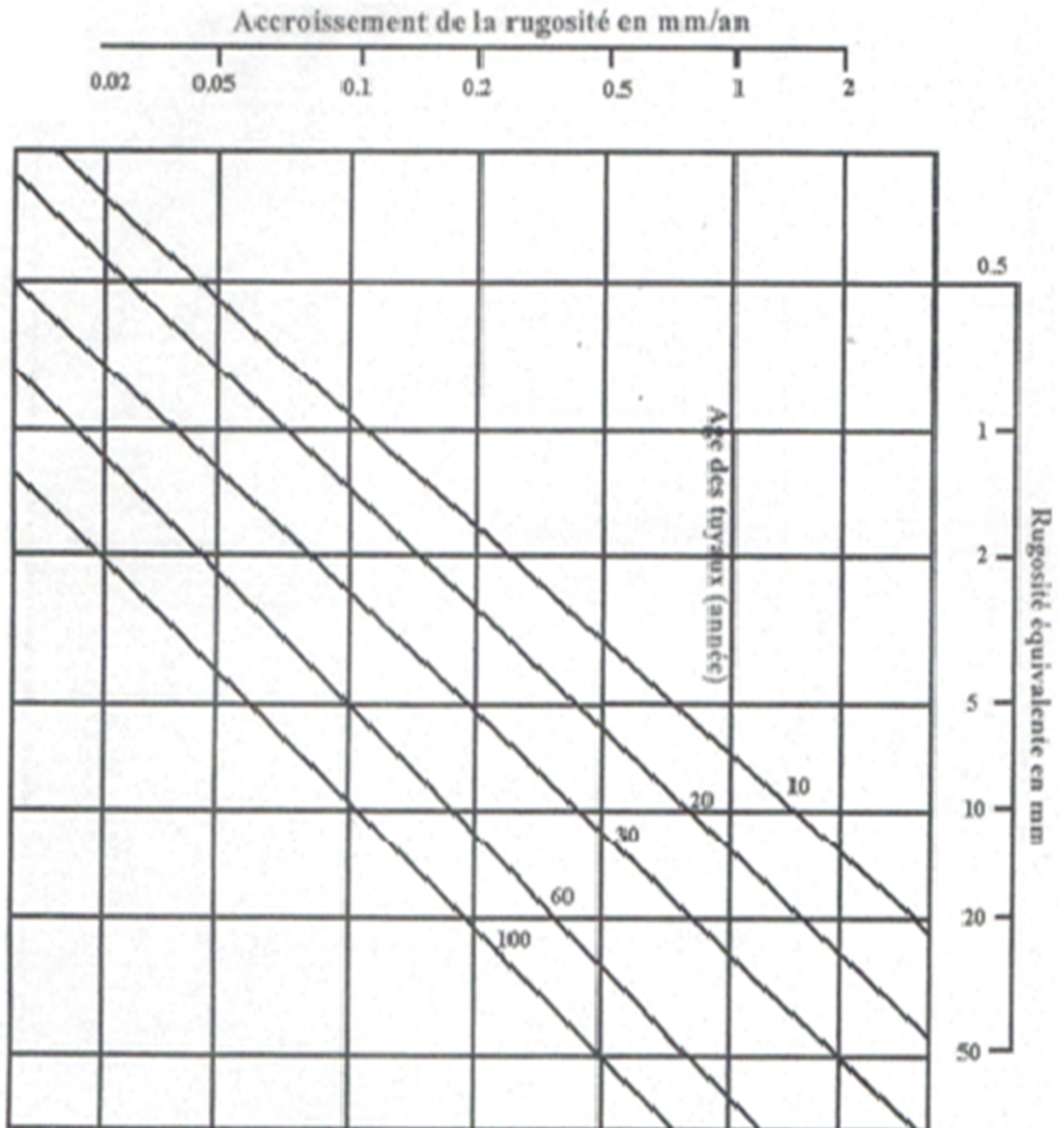
Annexes

Annexe (2) : Diagramme de MOODY



Annexe (3) : Abaque de PETER LAMONT

(Donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge)



Annexe (4) : Conduite PEHD PN 16

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN 16

Diamètre ext (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité	Prix de revient (DA/ml)
20	2,3	PE80	34.64
25	3	PE80	56.20
32	3,6	PE80	88.30
40	4,5	PE80	136.47
50	5,6	PE80	211.40
63	7,1	PE80	337.16
75	8,4	PE80	473.63
90	8,2	PE100	571.69
110	10,0	PE100	844.30
125	11,4	PE100	1 093.08
160	14,6	PE100	1 786.51
200	18,2	PE100	2 805.48
250	22,7	PE100	4 340.56
315	28,6	PE100	6 881.37
400	36,6	PE100	11 116.05
500	45,4	PE100	17 335.76
630	57,2	PE100	26 341.10

Annexe (5) : Conduite PEHD PN 10

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN 10

Diamètre ext (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité	Prix de revient (DA/ml)
20	2,0	PE80	30.78
25	2,0	PE80	39.60
32	2,4	PE80	61.54
40	3	PE80	96.33
50	3,7	PE80	147.17
63	4,7	PE80	232.79
75	5,6	PE80	329.13
90	5,4	PE100	392.50
110	6,6	PE100	579.62
125	7,4	PE100	738.42
160	9,5	PE100	1 209.53
200	11,9	PE100	1 892.38
250	14,8	PE100	2 937.81
315	18,7	PE100	4 684.62
400	23,7	PE100	7 516.57
500	29,7	PE100	11 724.79
630	37,4	PE100	17 729.58

Annexe (6) : Caractéristiques de la pompe des Forages F1 et F2

caprari

pumping power

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004**E10S50/2E + MAC630-8V****Caractéristiques requises**

Débit	35 l/s
Hauteur de refoulement	41,5 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	39,5 l/s
Hauteur de refoulement	42,4 m
Puissance absorbée	21,2 kW
Rendement	78,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	60,6 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	0,318 m
Orif. de refoulement	DN150

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2860 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	22 kW
Intensité nominale	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

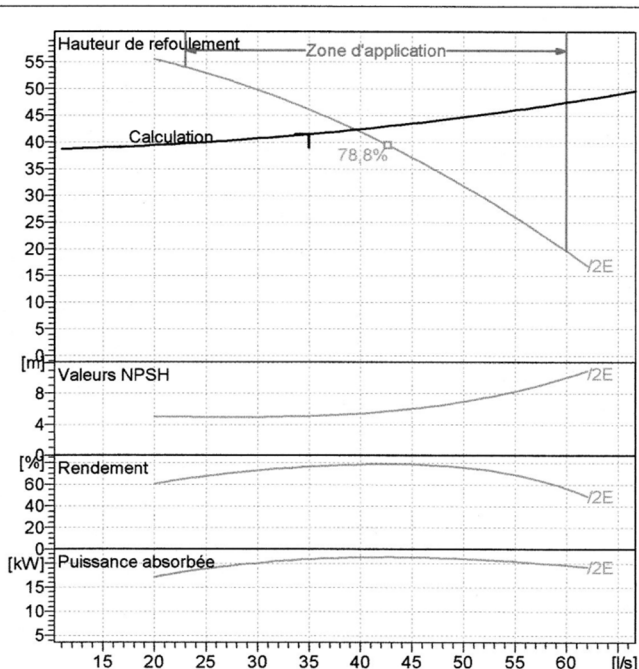
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	25 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	179 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps 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

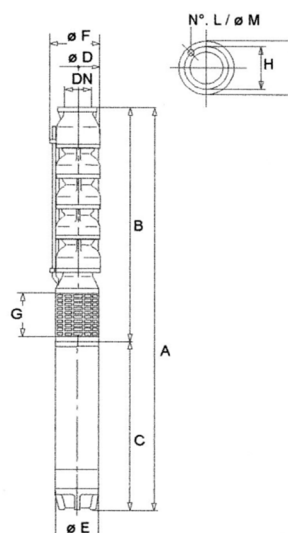
**Caractéristiques de fonctionnement**

ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1892
B = 845
C = 1047
D = 240
DN = 150
E = 143
F = 250
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Date 21.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe du Forage F3

caprari

pumping power

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004**E8SX57/3C + MACX620-8V****Caractéristiques requises**

Débit	27 l/s
Hauteur de refoulement	40,6 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	28,6 l/s
Hauteur de refoulement	40,9 m
Puissance absorbée	14 kW
Rendement	80,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	68,3 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	1,44 m
Orif. de refoulement	DN125

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2860 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	15 kW
Intensité nominale	31,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

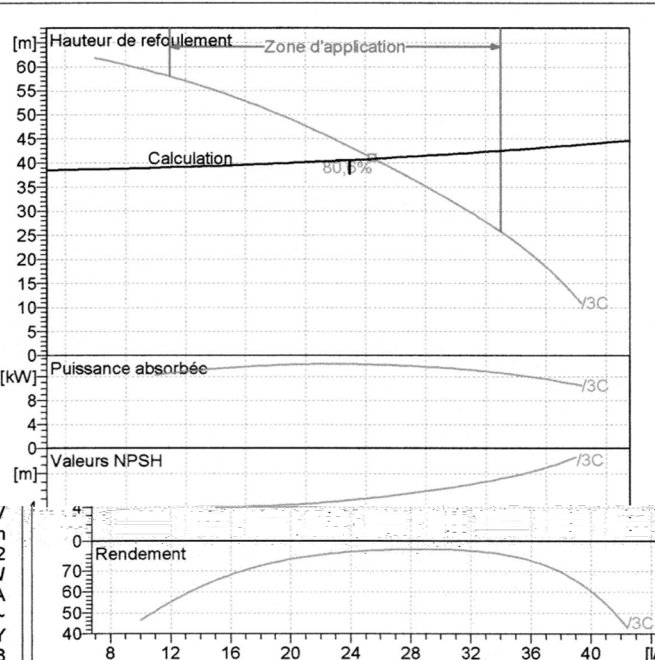
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	30 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	119,3 kg
-------	----------

Matériaux

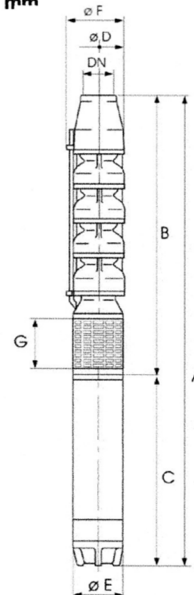
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Acier inox
Clapet	Acier inox
Corps aspiration	Acier inox
Corps d'étage	Acier inox
Arbre	Acier inox
Roue	Acier inox
Bague d'usure	Acier inox/Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur (6")	Acier inox
Support inférieur (6")	Acier inox
Chemise stator	Acier inox
Arbre moteur	Acier inox
Butée (6")	Laiton/Composé synthétique
Para-sable	Caoutchouc
Garniture mécanique	Carb. silicium/Carb. Silicium
Garniture méca MCO	Clapet/Aluminium
Butée (6") MCO	Roullements à billes à contact oblique

**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 grade 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1640
B = 828
C = 812
D = 190
DN = 125
E = 143
F = 203
G = 160



Notes:

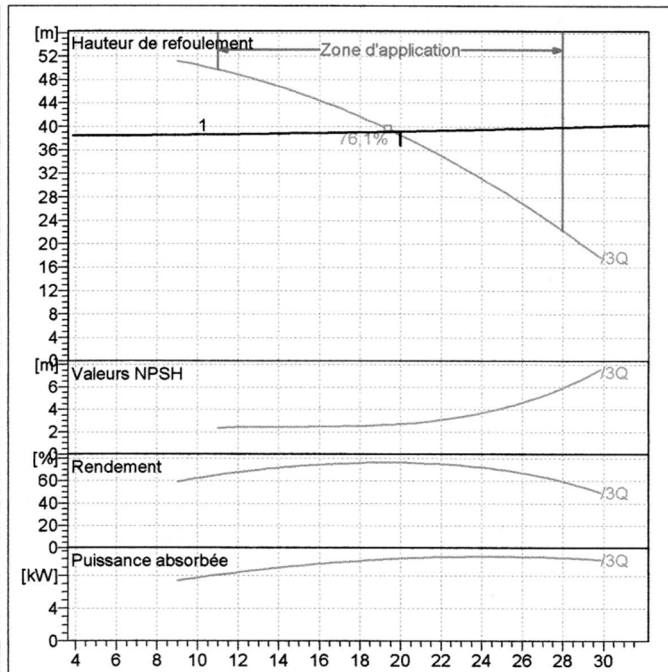
Date 21.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (8) : Caractéristiques de la pompe du Forage F4



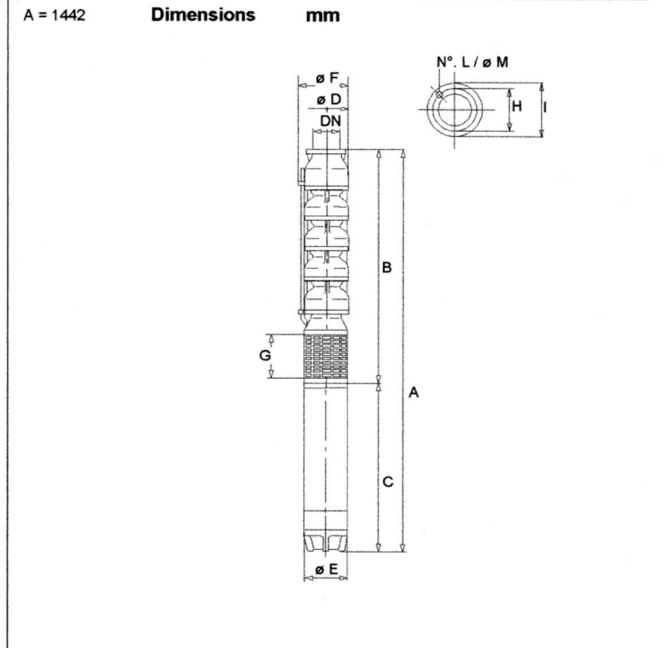
COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

E8S55N/3Q + MAC615-8V	
Caractéristiques requises	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	39,2 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	39,2 m
Puissance absorbée	10,1 kW
Rendement	76,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	53,2 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	0,421 m
Orif. de refoulement	DN100
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2870 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	11 kW
Intensité nominale	23,5 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	30 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps 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 ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



Notes:

Date 20.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (9) : Caractéristiques de la pompe R (3000 m³) – R (1000 m³) (Sidi Ali)**caprari**

pumping power

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004**PML 150H/ 2 C****Caractéristiques requises**

Débit	340 l/s
Hauteur de refoulement	161 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	119 l/s
Hauteur de refoulement	163 m
Puissance absorbée	247 kW
Rendement	77,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	234 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	275 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

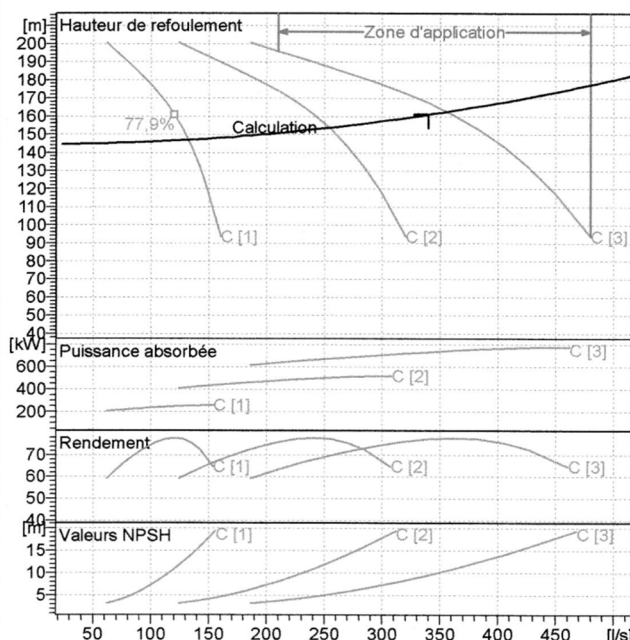
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	696 kW

Caractéristiques générales

Poids	2319 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse araphitée

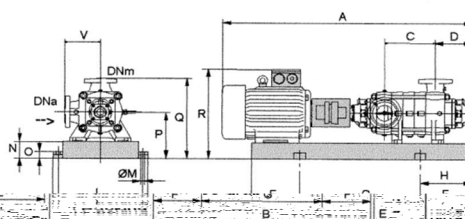
**Caractéristiques de fonctionnement**

ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2669
B = 2077
C = 360
D = 351
DNa = 200/PN8-25
DNm = DN 150 (UNI PN40)
E = 236
F = 350
G = 1377
H = 586
I = 870
L = 820
M = 22
N = 180
O = 50
P = 495
Q = 865
R = 1090
V = 370



Notes:

2012

Page

1

Offre n°

Pos.N°

Date

21.06.

Annexe (10) : Caractéristiques de la pompe R (1000 m³)(Sidi Ali) – R (2x500 m³)**caprari**

pumping power

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004**MEC-MR 125/3E****Caractéristiques requises**

Débit	107 l/s
Hauteur de refoulement	101 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	57,3 l/s
Hauteur de refoulement	101 m
Puissance absorbée	75,1 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	114 m
Orif. de refoulement	DN 125

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	90 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

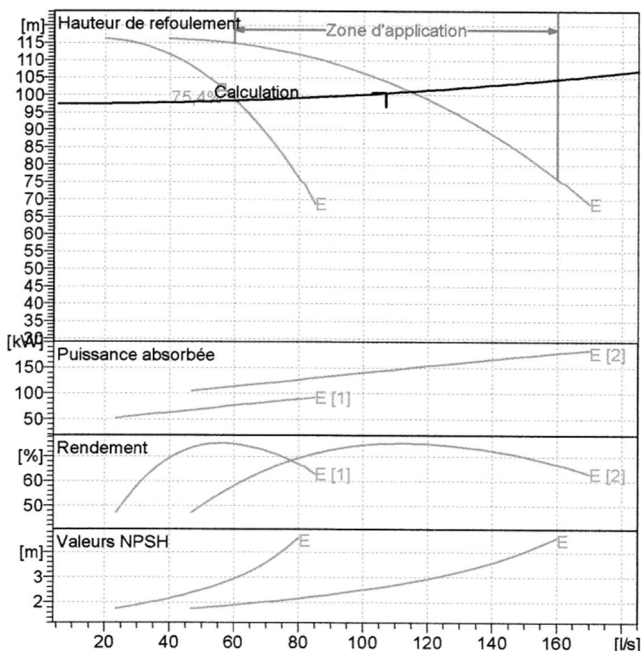
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1108 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Bague d'usure	Fonte
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement**

ISO 9906-A

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 2087

B = 425

C = 1911

D = 5

DNa = 150/PN16

DNm = 125/PN16

E = 300

F = 1311

G = 305

H = 680

I = 630

L = 20

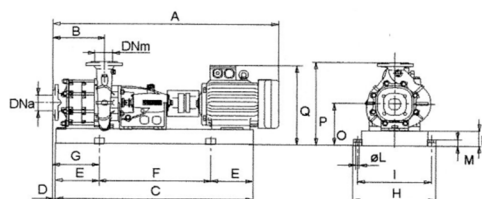
M = 45

N = 140

O = 420

P = 845

Q = 910

Dimensions mm

Notes:

Date 21.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (11) : Caractéristiques de la pompe Réservoir Tournant Ouchallal

**MEC-MR 80-3/2G****Caractéristiques requises**

Débit	21 l/s
Hauteur de refoulement	20,9 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	21,6 l/s
Hauteur de refoulement	21,1 m
Puissance absorbée	5,91 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	29 m
Orif. de refoulement	DN 80

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	7,5 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

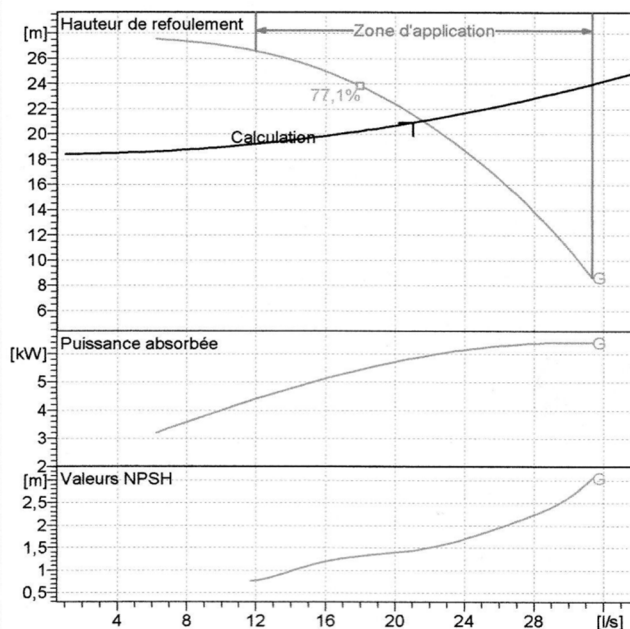
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	193 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Bague d'usure	Fonte
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement**

ISO 9906-A

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 1241

B = 239

C = 824

D = 311

DNa = 100/PN16

DNm = 80/PN16

E = 150

F = 524

G = 461

H = 400

I = 350

L = 20

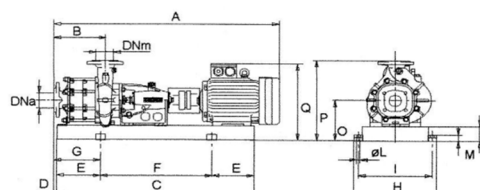
M = 42

N = 100

O = 300

P = 600

Q = 494

Dimensions mm

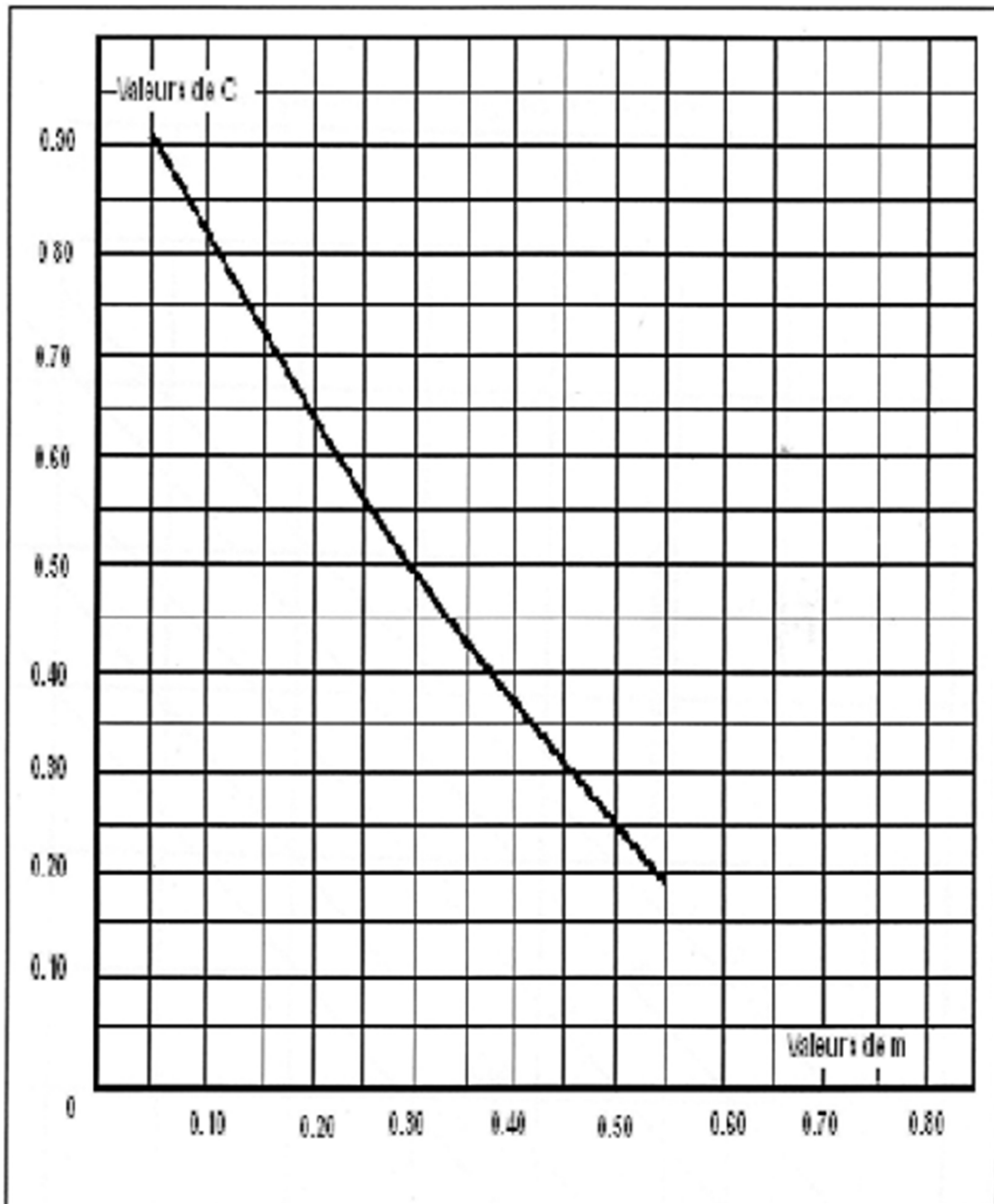
Notes:

Date 21.06.2012	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (12) : Variation de l'angle d'ouverture de la vanne à papillon en fonction de ξ

β	0° - 5°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	60°	70°
ξ	0,25 à 0,3	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751

Annexe (13) : Détermination du coefficient de perte de charge C , C' dans la tuyère



Résumé

Le présent travail s'inscrit dans la logique d'alimentation en eau de la commune d'Akbou (wilaya de Bejaia). Après avoir récolté les données concernant le site, on a procédé à l'estimation des besoins en eau afin de pouvoir faire le dimensionnement les différents réservoirs de la zone d'étude. Par la suite il a été procédé au calcul des diamètres économiques des différents tronçons du réseau.

La distance du circuit de transfert entre les forages et le réservoir principal 3000 m³ est de l'ordre de 1,125 km assuré par refoulement. Par ailleurs, la longueur entre le réservoir 3000 m³ vers et les réservoirs secondaires (existants et projetés) est de l'ordre de 7,717 Km. La plus grande partie du transfert est assurée par refoulement avec 7,659 Km et le reste par gravité.

Par la suite, on a choisi les pompes des stations de pompage et le système d'automatisation à adopter. A la fin, on procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier dans les différents tronçons du réseau.

Mots clé : Réservoir, Adduction, Refoulement, Gravitaire, Pompe, Station de pompage, Automatisation, PEHD, Forage, Coup de bélier.