



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AREZKI NAWAL

DOUDJEDID OURIDA

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

RÉHABILITATION D'UN RÉSEAU D'AEP DU CHEF-LIEU DE LA COMMUNE DE BOURKIKI, W.TIPAZA

Soutenu le **28 / 06/2017** devant le jury composé de :

- Président : **LABIOD.C**
- Promoteur (s) : **AMIROUCHE.M.**
- Examineur (s) : **IKNI.T**

REMERCIEMENT



Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à DIEU tout puissant qui nous a donné la volonté, le courage et la force pour élaborer ce travail.

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur Monsieur **Amirouche.M**,
Pour son appréciable aide, sa grande disponibilité, et ses précieux conseils.*

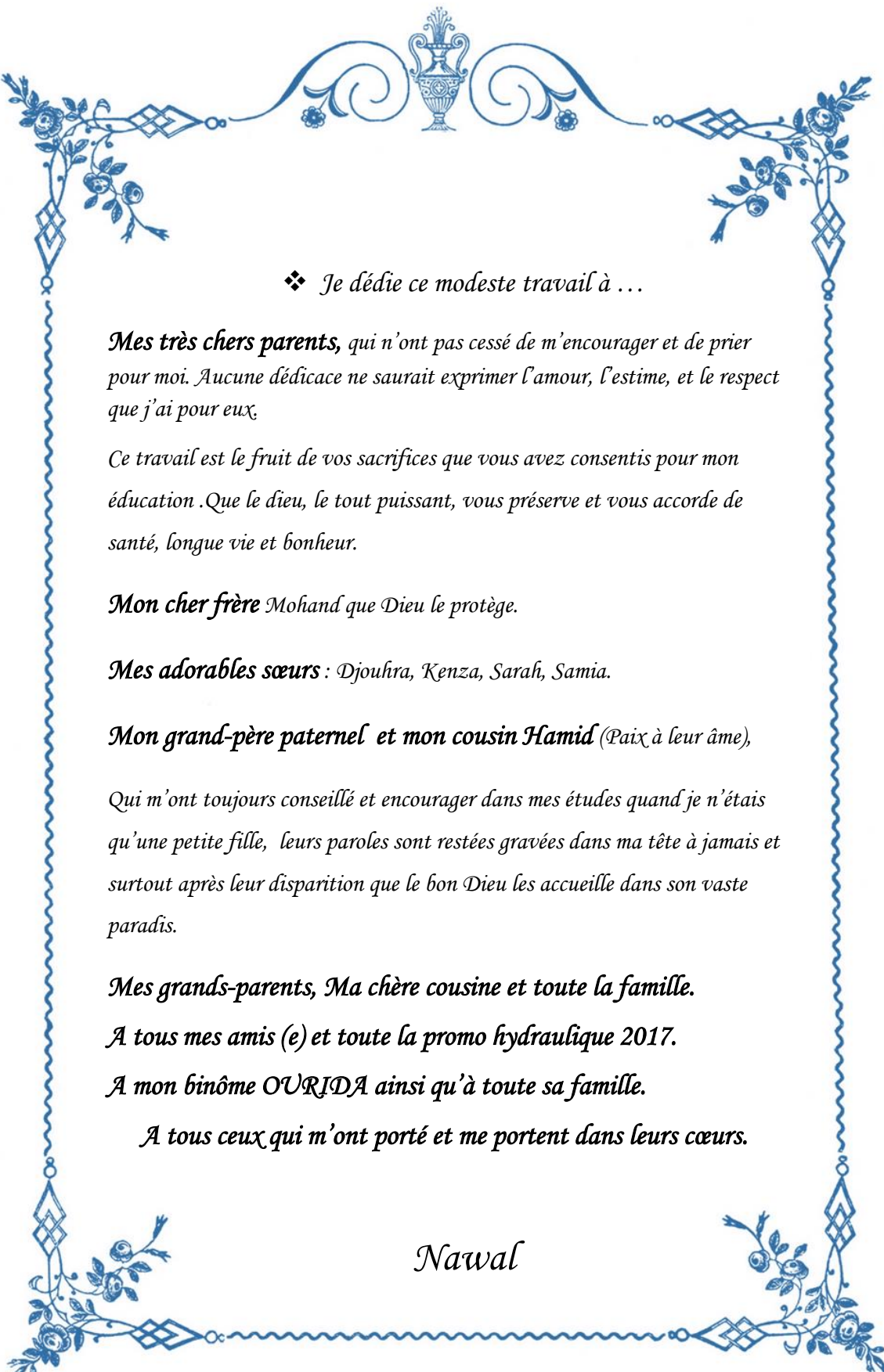
*Nos sentiments de profonde gratitude vont aux **membres du jury** pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.*

Nos remerciements s'adressent également à tous le personnel de l'entreprise ETUBE, en particulier Mr MEKHAZENI.A

*Nous tenons à remercier tous **les enseignants** du département d'hydraulique qui tout au long des années d'études nous ont transmis leur savoir sans réserve.*

Enfin, on tient à remercier également ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent travail.





❖ *Je dédie ce modeste travail à ...*

***Mes très chers parents,** qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, et le respect que j'ai pour eux,*

Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation. Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde de santé, longue vie et bonheur.

***Mon cher frère** Mohand que Dieu le protège.*

***Mes adorables sœurs :** Djouhra, Kenza, Sarah, Samia.*

***Mon grand-père paternel et mon cousin Hamid** (Paix à leur âme),*

Qui m'ont toujours conseillé et encourager dans mes études quand je n'étais qu'une petite fille, leurs paroles sont restées gravées dans ma tête à jamais et surtout après leur disparition que le bon Dieu les accueille dans son vaste paradis.

Mes grands-parents, Ma chère cousine et toute la famille.

A tous mes amis (e) et toute la promo hydraulique 2017.

A mon binôme OURIJA ainsi qu'à toute sa famille.

A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs.

Nawal



❖ *Je dédie ce modeste travail à ...*

***Mes très chers parents,** qui n'ont pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, et le respect que j'ai pour eux.*

Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation. Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde de santé, longue vie et bonheur.

***Mes adorables sœurs :** Zohra, Ouardia, Fazia, Kamilia et la plus chère pour moi Djedjiga qui nous a quitté que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.*

***Ma très chère sœur SOUHILA,** qui était toujours près de moi avec son soutien, ses conseils, son encouragement, que Dieu la garde pour moi.*

Mes chers frères,** sans leurs aides, leurs conseils et leurs encouragements, ce travail n'aurait pas vu le jour et **leurs épouses.

Mes très chers neveux et nièces que j'adore beaucoup.

Mes grands-parents et toute ma famille.

A tous mes amis (e) et toute la promo hydraulique 2017.

A mon binôme NAWAL ainsi qu'à toute sa famille.

A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs.

Ourida

TABLES DE MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I. Présentation de la zone d'étude.....	2
I.1. Introduction	2
I.2. Situation géographique de la zone d'étude	2
I.3. Situation Topographique	3
I.4. Situation Climatique.....	3
I.4.1. Température.....	3
I.4.2. Précipitations mensuelles et annuelles	3
I.4.3. Humidité	4
I.4.4. Evaporation.....	4
I.5. Situation géologique.....	4
I.6. Sismicité	4
I.7. Activité.....	5
I.8. Situation Démographique.....	5
I.9. Période concerné par l'étude	5
I.10. Equipements	5
I.10.1. Définition.....	5
I.10.2. Les équipements existant.....	5
I.11. Ressources en eau potable.....	6
I.11.1. Eaux souterraines.....	6
I.12. Conclusion.....	6
Chapitre II. Estimation des besoins en eau.....	7
II.1. Introduction.....	7
II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude	7
II.3. La dotation	8
II.4. Demande en eau.....	9
II.5. Besoins en équipements socioéconomiques	9
II.5.1. Besoins des équipements scolaires.....	9
II.5.2. Besoins des équipements sanitaires.....	9
II.5.3. Besoins des équipements socioculturels	10
II.5.4 Besoins des équipements administratifs.....	10

II.6. Evaluation des besoins en eau.....	11
II.6.1. Estimation des besoins en eau	11
II.6.2. Besoins domestiques	11
II.6.3. Besoins en eau public	11
II.7. Récapitulation des besoins moyens journaliers	12
II.8. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	13
II.9. Détermination de la consommation maximale journalière	13
II.10. Détermination des débits horaires.....	14
II.11. Détermination du débit maximum horaire	15
II.11.1. Coefficient d'irrégularité maximale horaire.....	15
II.12. Bilan d'eau	17
II.13. Conclusion	17
Chapitre III. Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable.....	18
III.1. Introduction	18
III.2. Diagnostic physique	18
III.2.1. Diagnostic des sources d'approvisionnement.....	18
II.2.1.1. Ressource souterraine	18
III.2.2. Diagnostic des ouvrages	18
II.2.2.1. Caractéristiques des forages	19
III.2.2.2. Caractéristiques des réservoirs.....	23
III.2.2.2.1. Réservoir Bourkika	23
III.2.3. Diagnostic de la station de traitement monobloc et de reprise	24
III.2.4. Diagnostic des conduites d'adduction	25
III.2.5. Diagnostic du réseau de distribution.....	26
III.2.5.1. Types de matériaux des conduites du réseau de distribution.....	26
III.2.5.2. Etat des conduites du réseau de distribution de Bourkika	27
III.2.6. Recommandations.....	27
III.3. Diagnostic hydraulique.....	28
III.3.1. Vérification hydraulique des ouvrages de stockages	28
III.3.1.1. Définition.....	28
III.3.1.2. Capacité des réservoirs	28
III.3.1.2.1. Vérification de la capacité du réservoir [3] :	28
III.3.2. Vérification hydraulique du réseau d'adduction.....	31
III.3.2.1. Calcul du diamètre économique de la conduite	31

III.3.2.2. Calcul de la vitesse.....	31
III.3.2.3. Calcul des pertes de charges.....	32
III.3.2.3.1. Les pertes de charges linéaires	32
III.3.2.3.3. Les pertes de charges totales.....	34
III.3.2.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	34
III.3.3. Vérification hydraulique de la station de pompage	34
III.4. Conclusion.....	35
Chapitre IV. La réhabilitation du système d'AEP du chef-lieu de Bourkika.	37
IV.1. Introduction	37
IV.2. Différents modes d'interventions sur un réseau d'AEP	37
IV.2.1. Réhabilitation d'un réseau d'AEP	37
IV.2.2. Rénovation.....	37
IV.2.3. Réparation.....	37
IV.2.4. Renouvellement	37
IV.3. Techniques de la réhabilitation.....	38
IV.3.1. Techniques de renouvellement	38
IV.3.1.1. Pose en tranchée ouverte.....	38
IV.3.1.2. Pose sans tranchée	38
IV.4. Les Ouvrages de stockage	40
IV.4.1. Définition	40
IV.4.2. Rôle des réservoirs.....	40
IV.4.3. Emplacements des réservoirs.....	40
IV.4.4. Classification des réservoirs	40
IV.4.5. Equipement du réservoir.....	40
IV.4.5.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction	41
IV.4.5.2. Conduite de départ ou de distribution.....	41
IV.4.5.3. Conduite du trop-plein	41
IV.4.5.4. Conduites de vidange	41
IV.4.5.5. Conduite by-pass.....	41
IV.4.5.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	41
IV.4.5.7. Les joints d'étanchéité	42
IV.4.6. Dimensionnement des réservoirs à projeter.....	42
IV.4.6.1. Calcul de la capacité de stockage	42
IV.4.6.2. Dimensionnement du réservoir à projeter R2	42

IV.5. Dimensionnement des conduites d'adduction.....	43
IV.5.1. Définition.....	43
IV.5.2. Topologie des systèmes d'adduction.....	43
IV.5.3. Choix du tracé.....	43
IV.5.3.1. Calcul du diamètre économique de la conduite.....	44
IV.5.3.2. Calcul de la vitesse.....	45
IV.5.3.3. Calcul des pertes de charges.....	45
IV.5.3.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	47
IV.5.3.5. Puissance de pompage.....	47
IV.5.3.6. Energie consommée par la pompe.....	47
IV.5.3.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation.....	48
IV.5.3.8. Frais d'amortissement.....	48
IV.4.3.9. Calcul du bilan.....	48
IV.5.4. Adduction par refoulement.....	48
IV.5.4.1. Tronçon Forage 1 - Station de pompage.....	48
IV.5.4.2. Tronçon Forage 2 - Station de pompage.....	50
IV.5.4.3. Tronçon Forage 3 - Station de pompage.....	51
IV.5.4.4. Tronçon Forage 4 - Station de pompage.....	53
IV.5.4.5. Tronçon Forage 5 - Station de pompage.....	54
IV.5.4.6. Tronçon Station monobloc- (Réservoir Bourkika + Réservoir R2).....	56
IV.6. Les Pompes.....	57
IV.6.1. Introduction.....	57
IV.6.2. Choix du type de la pompe.....	58
IV.6.3. Choix des pompes du projet.....	58
IV.6.3.1. Tronçon du forage F1 vers la station monobloc.....	58
IV.6.3.2. Tronçon du forage F2 vers la station monobloc.....	59
IV.6.3.3. Tronçon du forage F3 vers la station monobloc.....	63
IV.6.3.4. Tronçon du forage F4 vers la station monobloc.....	67
IV.6.3.5. Tronçon du forage F5 vers la station monobloc.....	71
IV.6.3.6. Tronçon de la station monobloc vers le réservoir projeté R2.....	72
IV.6.4. Vérification de la cavitation.....	73
IV.6.4.1. Notions de NPSH.....	73
IV.7. Conclusion.....	74
Chapitre V. Protection des conduites.....	76

V.1. Introduction.....	76
V.2. Le phénomène de coup de bélier	76
V.2.1. Causes fréquentes du coup de bélier	76
V.2.2. Analyse physique de Coup de bélier dans les pompes.....	76
V.2.3. Les moyens de protection anti-bélier	77
V.2.4. Etude du coup de bélier.....	77
V.2.4.1. <i>La valeur du coup de bélier</i>	77
V.2.5. Valeurs numérique de coup de bélier.....	79
V.3. Réservoir d'air	79
V.3.1. Définition	79
V.3.2. Principe de calcul	79
V.3.3. Application des principes cités	80
V.4. Conclusion	85
 CONCLUSION GENERALE	 86

LISTE DES SYMBOLES

Symbole.	Signification.	Unité.
A :	Amortissement annuel (Annuité).	
a :	Célérité de l'onde	(m/s)
B :	Valeur du coup de bélier	(m)
B_G :	Bilan général	(Da)
CTN :	Côte Terrain Naturel	(m)
CTP :	Côte Trop Plein	(m)
D :	Diamètre du tuyau	(m)
D_N :	Diamètre normalisé	(m)
E :	Energie consommée par la pompeKwh	
E' :	Epaisseur de la conduite	(mm)
e :	Prix unitaire d'un Kwh.	(DA)
F_{amo} :	Frais d'amortissement	(DA)
F_{exp} :	Frais d'exploitation	(DA)
g :	Accélération de la pesanteur en m/s ² .	
H₀ :	Pression absolue de la conduite.	
Ha :	Hauteur d'aspiration	(m)
Hg :	Hauteur géométrique	(m)
Hmt :	La hauteur manométrique totale	(m)
i :	Taux d'annuité.	
Ja :	Perte de charge à l'aspiration	(m)
Jl :	Pertes de charge linéaires	(m/ml)
Jt :	Pertes de charge totale	(m/ml)
K :	Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.	
K₀ :	Rugosité absolue des tuyaux neufs.	
K_{max,h} :	Coefficient de variation de consommation maximum horaire.	
K_{max,j} :	Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.	
K_{min,h} :	Coefficient de variation de consommation minimum horaire.	
K_{min,j} :	Coefficient d'irrégularité minimal.	
L :	Longueur de la conduite	(m)
n :	Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.	
N :	Vitesse de rotation de la pompe	(tr/min)
N_D :	Niveau dynamique du forage	(m)
N_i :	Nombre de consommateurs.	
NPSH_d :	Charge nette minimale disponible à l'aspiration.	(m)
NPSH_r :	Charge nette minimale requise à l'aspiration.	(m)
P :	Puissance de pompage	(Kwh)
P% :	Résidu maximal dans le réservoir	(%)
P₀ :	Pression absolue.	
Pa :	Puissance absorbée par la pompe	(Kw)
PNS :	Pression nominale de service	(Bar)
P_U :	Prix unitaire de la conduite	(DA/ml)
Q :	Débit refoulé dans la conduite	(m ³ /s)
Q_{max,h} :	Débit entrant dans la station	(m ³ /h)
Q_{max,j} :	Consommation maximale journalière	(m ³ /j)
Q_{max,j} :	Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.	
Q_{moy,j} :	Consommation moyenne journalière des consommateurs	(m ³ /j)

Re :	Nombre de Reynolds	
S :	Section de la conduite	(m ²)
T :	Nombre d'heures de pompage	(h)
T_v :	Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.	(m)
V :	Vitesse d'écoulement	(m/s)
V_{tot} :	Volume total du réservoir	(m ³)
Z₀ :	Pression absolue.	(m)
α :	Coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT	
α_{max} :	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.	
β_{max} :	Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.	
η :	Rendement de la pompe	
ν :	Viscosité cinématique de l'eau.	
λ :	Coefficient de pertes de charge.	(m ² /s)
ρ :	Masse volumique de l'eau.	(Kg/m ³)

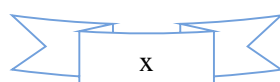
LISTE DES FIGURES

Figure I. 1. Carte de situation de la commune de Bourkika. (W, Tipaza).	2
Figure II. 1. Evolution démographique du chef- lieu de la commune de Bourkika.	8
Figure II. 2. Evolution des besoins moyens journalière du chef lieu de la commune de Bourkika.	12
Figure II. 3. Besoins maximaux journalières du chef-lieu de la commune de Bourkika.....	14
Figure II. 4. Besoins moyen horaire (chef-lieu de Bourkika).	15
Figure II. 5. Débit maximum horaire.	16
Figure III. 1. Vue du forage F1 HENNI- Ses équipements et son abri.....	19
Figure III. 2. Vue du forage F2 KERFA- Ses équipement, son abri et sa vidange	20
Figure III. 3. Vue du forage F3-Ses équipements et son abri	21
Figure III. 4. Vue du forage F4- Ses équipements et son abri	22
Figure III. 5. Vue du forage F5- Ses équipements et son abri	23
Figure III. 6. Vue du réservoir Bourkika et équipements de chambre de vanne	24
Figure III. 7. Vue de la station de pompage et ses équipements.	25
Figure III. 8. Taux de matériaux utilisé dans le réseau de distribution existant	27
Figure III. 9. Schéma actuel du réseau d'AEP de Bourkika.	36
Figure IV. 1. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F1.....	58
Figure IV. 2. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F2.....	59
Figure IV. 3. Le point homologue du point désiré de la pompe de forage F2	62
Figure IV. 4. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F3.....	63
Figure IV. 5. Le point homologue du point désiré de la pompe de forage F3	66
Figure IV. 6. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F4.....	67
Figure IV. 7. Le point homologue du point désiré de la pompe de forage F4	70
Figure IV. 8. Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F5.....	71
Figure IV. 9. Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station monobloc.....	72
Figure IV. 10. Courbes des NPSH.	73
Figure IV. 11. Schéma projeté du réseau d'AEP de Bourkika.	75
Figure V. 1. La variation de la pression absolue en fonction du temps	84
Figure V. 2. Epure de BERGERON pour le tronçon SP-R2.....	84
Figure V. 3. Variation des charges en fonction de distances cumulées.	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1. Détail de la température mensuelle de la zone d'étude	3
Tableau I. 2. Pluviométrie annuelle de la zone d'étude	3
Tableau I. 3. Pluviométrie mensuelle de la zone d'étude.	4
Tableau I. 4. Humidité relative mensuelle de la zone d'étude.	4
Tableau I. 5. Evaporation mensuelle de la zone d'étude.....	4
Tableau I. 6. Infrastructures existants.	6
Tableau II. 1. Répartition et évolution démographique du la commune de Bourkika.....	8
Tableau II. 2. Evolution des équipements scolaire et formations.	9
Tableau II. 3. Evaluation des besoins en équipements sanitaires.....	10
Tableau II. 4. Evolution en équipements socioculturels.....	10
Tableau II. 5. Evaluation en équipements administratifs.....	10
Tableau II. 6. Evolution de la consommation domestique.	11
Tableau II. 7. Besoins en eau public de la commune de Bourkika.....	12
Tableau II. 8. Récapitulation des différentes consommations journalières.	12
Tableau II. 9. Majoration de la consommation moyenne journalière aux différents horizons...	13
Tableau II. 10. Besoins maximaux.....	14
Tableau II. 11. Débit moyen horaire.....	15
Tableau II. 12. Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II. 13. Coefficient β_{max} et $K_{max, h}$ de la commune de Bourkika.....	16
Tableau II. 14. Débit maximum horaire.....	16
Tableau II. 15. Tableau des bilans des ressources.....	17
Tableau III. 1. Caractéristiques principales des forages de la ville de Bourkika.	19
Tableau III. 2. Equipements du forage F1 HENNI	19
Tableau III. 3. Equipements du forage F2 KERFA.....	20
Tableau III. 4. Les équipements du forage F3.....	21
Tableau III. 5. Les équipements du forage F4.....	22
Tableau III. 6. Equipements du forage F5	23
Tableau III. 7. Caractéristiques principales du réservoir Bourkika.....	24
Tableau III. 8. Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement forages –Mitidja Ouest.....	25
Tableau III. 9. Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement Station de pompage- Réservoir Bourkika	25
Tableau III. 10. Conduites du réseau de distribution.....	26
Tableau III. 11. Les Caractéristiques des conduites en PEHD.....	27
Tableau III. 12. Calcul du diamètre du réservoir Bourkika.....	29
Tableau III. 13. Débit maximum journalier pour l'horizon d'étude 2047.....	29
Tableau III. 14. Capacité du réservoir Bourkika	30
Tableau III. 15. Récapitulation des résultats lors de la vérification de la capacité de stockage..	31
Tableau III. 16. Détermination de la Hmt.	34
Tableau III. 17. Vérification de la capacité de la pompe.....	34
Tableau IV. 1. Calcul du diamètre du réservoir R2.	42
Tableau IV. 2. Calcul de Hmt pour les différents diamètres	49

Tableau IV. 3. Calcul des frais d'exploitation	49
Tableau IV. 4. Calcul des frais d'amortissement	49
Tableau IV. 5. Bilan des frais	50
Tableau IV. 6. Calcul de Hmt pour les différents diamètres	50
Tableau IV. 7. Calcul des frais d'exploitation	51
Tableau IV. 8. Calcul des frais d'amortissement	51
Tableau IV. 9. Bilan des frais	51
Tableau IV. 10. Calcul de Hmt pour les différents diamètres	52
Tableau IV. 11. Calcul des frais d'exploitation	52
Tableau IV. 12. Calcul des frais d'amortissement	52
Tableau IV. 13. Bilan des frais	53
Tableau IV. 14. Calcul de Hmt pour les différents diamètres	53
Tableau IV. 15. Calcul des frais d'exploitation	54
Tableau IV. 16. Calcul des frais d'amortissement	54
Tableau IV. 17. Bilan des frais	54
Tableau IV. 18. Calcul de Hmt pour les différents diamètres	55
Tableau IV. 19. Calcul des frais d'exploitation	55
Tableau IV. 20. Calcul des frais d'amortissement	55
Tableau IV. 21. Bilan des frais	56
Tableau IV. 22. Calcul de Hmt pour les différents diamètres	56
Tableau IV. 23. Calcul des frais d'exploitation	57
Tableau IV. 24. Calcul des frais d'amortissement	57
Tableau IV. 25. Bilan des frais	57
Tableau IV. 26. Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du forage F2.	61
Tableau IV. 27. Bilan des frais d'exploitation.	63
Tableau IV. 28. Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du forage F3.	65
Tableau IV. 29. Bilan des frais d'exploitation.	67
Tableau IV. 30. Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du forage F4.	69
Tableau IV. 31. Bilan des frais d'exploitation.	71
Tableau V. 1. Valeurs numérique de coup de bélier	79
Tableau V. 2. Les résultats de calcul de réservoir d'air de la conduite SP-R2.	83





INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une source vitale pour l'homme, sa disponibilité rend la vie plus facile et plus agréable. C'est pourquoi il est indispensable de l'utiliser d'une manière équitable, rationnelle et économique.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution qui constituent toujours un grand défi d'ingénierie afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

A cet effet, et afin de remédier aux insuffisances en eau potable, plusieurs régions de l'Algérie ont bénéficié d'un projet d'approvisionnement de ce capital précieux.

Notre travail consiste à faire un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable existant du chef-lieu de la commune de Bourkika, de proposer une éventuelle réhabilitation visant à améliorer son fonctionnement et à assurer une meilleure satisfaction en eau potable de la zone d'étude.

Nous avons opté pour cette thématique du fait que le réseau d'alimentation en eau potable commence à se dégrader et que son rendement est insuffisant pour répondre à la demande de l'agglomération, ce qui fait qu'il est nécessaire de faire un diagnostic et d'instaurer des programmes de réhabilitation.

Pour mener à bien cette tâche, notre travail se portera essentiellement sur cinq chapitres dont l'enchaînement est fonction de l'objectif recherché dans l'étude.

Nous débuterons notre travail par une présentation globale du site, fera l'objectif du premier chapitre.

Le deuxième volet, consiste essentiellement à l'estimation des besoins en eau de la population à différents horizons.

Le troisième chapitre sera consacré à la réalisation du diagnostic de réseau d'alimentation en eau potable et la détection des anomalies.

Par la suite, nous passerons, dans le quatrième chapitre, à la réhabilitation du réseau d'AEP du chef-lieu de la commune de Bourkika.

Le cinquième et le dernier chapitre, sera réservé pour la protection des conduites d'adduction contre le phénomène transitoire ayant pour l'objectif d'avoir un réseau résistant et durable.

Enfin, une conclusion générale achèvera notre étude.



CHAPITRE I



Chapitre I. Présentation de la zone d'étude.

I.1. Introduction

Chaque région ou même chaque localité possède ses propres caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques et démographiques... et qui influencent directement la nature et la quantité des besoins en eau à satisfaire. L'analyse de la zone d'étude est donc nécessaire avant tout projet afin d'estimer le débit à assurer. C'est ce que nous allons aborder dans ce premier chapitre.

I.2. Situation géographique de la zone d'étude

Bourkika est une ville algérienne, située dans la daïra d'Ahmar El Ain au sud-est de la willaya de Tipaza, à environ 18 Km du Sud-est de Tipaza, elle est délimitée [4] :

- Au Nord par la commune de Sidi Rached ;
- Au Sud par la willaya de Blida ;
- A l'Est par la commune d'Ahmar El Ain ;
- A l'Ouest par commune de Merad.

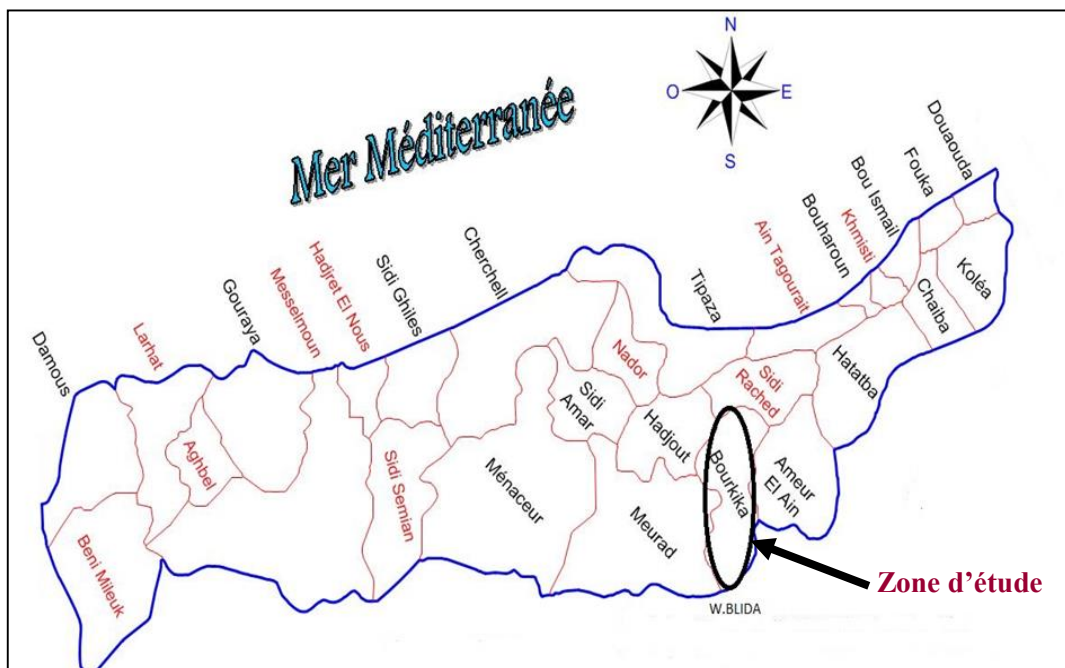


Figure I. 1. Carte de situation de la commune de Bourkika. (W, Tipaza).

I.3. Situation Topographique

La région d'étude est partagée en deux zones topographiquement différentes, une zone de plaine au nord, et une zone montagneuse au sud, la ville était conçue à l'origine à la limite de ces deux ensembles. Mais après le développement démographique ces dernières années l'évolution urbanistique s'est faite d'une manière anarchique et non structurée. Cette évolution non organisée a fait modifier le milieu naturel comme le couvert végétal, le drainage des eaux de ruissellement, ainsi que les pentes.

La région la plus touchée est le sud vers les piémonts des principales collines [4].

I.4. Situation Climatique

Le climat de la zone de projet est de type méditerranéen, entre subaride et humide, avec deux tendances bioclimatiques, avec une pluviométrie moyenne de 675 mm par an, et une température minimal de 9,3 °C liées à la topographie, à la mer et à la végétation [4].

I.4.1. Température

L'aire de l'étude est une zone côtière, la température mensuelle moyenne est variée entre 13,07 °C et 27,13 °C.

Les mois les plus chauds correspondant à juillet et août, les températures moyennes varient de 25 °C à 27°C, les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février, la moyenne inférieure à 15 °C.

La répartition mensuelle des températures est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I. 1. Détail de la température mensuelle de la zone d'étude.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
T° C	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

I.4.2. Précipitations mensuelles et annuelles

La pluie annuelle moyenne dans la région est comprise entre 400 et 800 mm, nous prenons en considération la valeur de $P_{moy} = 675$ mm.

Dans le tableau ci-dessous quelques pluies annuelles :

Tableau I. 2. Pluviométrie annuelle de la zone d'étude

Année	1993	1994	1996	2003	2004	2005
P_{annuel}	391	508	808	760	848	738

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau I.3 traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide.

- Le mois le plus pluvieux est celui de janvier avec une précipitation de 157 mm;
- Le mois le plus sec est celui de Juillet avec une précipitation moyenne de 1mm;
- La période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 37,3 mm.

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I. 3. Pluviométrie mensuelle de la zone d'étude.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
$P_{mens} (mm)$	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134

I.4.3. Humidité

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 68 %.

La répartition mensuelle d'humidité est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I. 4. Humidité relative mensuelle de la zone d'étude.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Humidité relative %	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

I.4.4. Evaporation

Le tableau ci-dessous montre la répartition mensuelle de l'évaporation de la région, l'évaporation très importante est obtenue pour les mois Août et Octobre.

Tableau I. 5. Evaporation mensuelle de la zone d'étude.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Evaporation	65	56	57	73	69	71	75	93	84	97	60	68

I.5. Situation géologique

Notre région d'étude est formée par des terrains exclusivement sédimentaires.

Les terrains de la zone ouest sont essentiellement gréseux recouverts par des argiles ou du sable peu épais.

En allant vers l'Est, les formations changent de faciès, elles deviennent purement marneuses (plus de 08m d'épaisseur) avec localement quelques affleurements gréseux [4].

I.6. Sismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Dans cette nouvelle classification, notre zone d'étude se situe dans la zone sismique III (sismicité élevée).

I.7. Activité

La zone a une vocation agricole et touristique, surtout en période estivale (forte activité balnéaire et donc forte disparité inter-saisonnière dans la demande en eau).

La commune de Bourkika dispose d'un potentiel touristique et d'un patrimoine historique important. Ce secteur constitue un atout appréciable pour le développement socio-économique de la Wilaya.

I.8. Situation Démographique

Le chef-lieu de la commune de Bourkika a connu une importante croissance démographique, d'après le dernier recensement du RGPH 2008, la population totale de la zone d'étude était de 22027 habitants. Cette situation a poussé les habitants des zones éparses, les riverains avoisinant la commune de BOURKIKKA, à se réfugier au chef-lieu de commune. Son pouvoir attractif est motivé par la présence de divers équipements qui encouragent les gens à envahir le chef-lieu de la commune [4].

Pour notre part, on estimera l'évolution de la population de la commune au taux d'accroissement retenue qui est de 2.1 % à court terme, 1.98 % à moyen terme et de 1.7 % à long terme.

I.9. Période concerné par l'étude

L'horizon d'estimation prévu pour cette étude est l'an 2047 soit au bout de 30 ans au-delà de cet horizon, l'estimation deviendrait grossière en raison des incertitudes sur l'évolution et la composition future de la population et des équipements.

I.10. Equipements

I.10.1. Définition

L'équipement est un élément d'espace constitué d'une surface occupée ou libre et d'un volume bâti où se déroule des activités, bien déterminées, avec leur propre organisation, leur structure et leur modalités de fonctionnement, au service de la collectivité ou animées par la collectivité.

I.10.2. Les équipements existant

Les équipements de la commune de Bourkika sont indiqués dans le tableau suivant [4] :

Tableau I. 6. Infrastructures existants.

Type d'infrastructure	Désignation	Nombre
Administratifs	APC	1
	Bureau du poste	1
	Siège de P.T.T	1
	Sub de l'agriculture	1
	Annexe APC et P.T.T	1
	Gendarmerie	1
Socioculturels	Stade	2
	Centre culturel	1
	Mosquée	4
Sanitaires	Salle de soins	2
	Centre de santé	1
	Maternité	1
Scolaires	Ecole primaire	10
	CEM	3
	Lycée	1
	CFPA	1

I.11. Ressources en eau potable

Actuellement le chef-lieu de commune de Bourkika, ses ressources en eau à partir [1] :

- Des eaux des nappes souterraines de la région.

I.11.1. Eaux souterraines

Avant de procéder au renforcement de la chaîne d'adduction Bourkika par les eaux de stockage du barrage El-Moustakbal, l'alimentation en eau potable se faisait exclusivement par les eaux souterraines exploitées sous forme de forages.

I.12. Conclusion

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a ressortir quelques points nécessaires, qui vont nous aider à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable du chef-lieu, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de Bourkika.



CHAPITRE II



Chapitre II. Estimation des besoins en eau.

II.1. Introduction

Dans le présent chapitre, on va déterminer les différents types de consommateurs et leur norme de consommation unitaire (la dotation) ; évaluer les différents besoins en eau du chef-lieu de la commune, objet d'étude à l'horizon 2047, en suivant les étapes suivantes :

- Estimation de la population ;
- Estimation des besoins domestiques et des besoins des équipements ;
- Calcul des besoins moyens et maximaux journaliers ;
- Calcul des débits moyens et maximaux horaires ;
- Etablissement du bilan d'eau.

II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude

D'après le recensement(R.G.P.H) effectué en 2008 du chef-lieu de la commune de Bourkika, il ressort que la population s'élève à 22027 habitants [4].

L'objet de notre étude est de trouver une solution pour satisfaire les besoins en eau potable pour le chef-lieu prénommée ici l'an 2047, soit une échéance de 30ans à partir de 2017.

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des intérêts composés donnée par la relation suivante :

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

Où :

P_n : Population prévisionnelle à l'horizon ;

P_0 : Population de l'année de référence ;

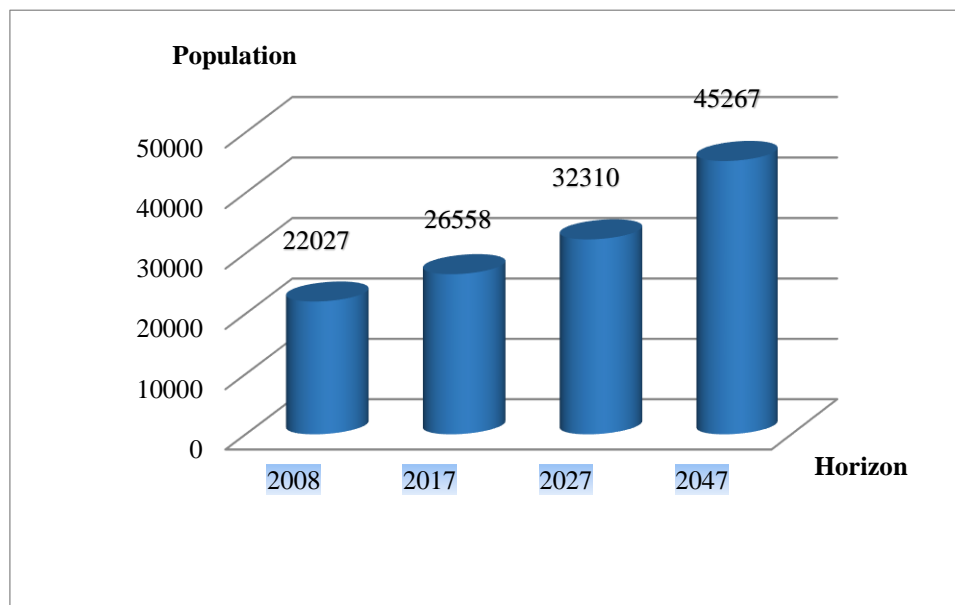
T : Taux d'accroissement de la population ;

n : Nombre d'années, séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Pour visualiser l'évolution de la population du chef-lieu de la commune de Bourkika, nous avons établi le tableau et le graphique présentés ci – après :

Tableau II. 1. Répartition et évolution démographique du chef lieu de Bourkika.

Localisées	2008	Taux d'accr. (%)	2017	Taux d'accr. (%)	2027	Taux d'accr. (%)	2047
Chef-lieu	22027	2.1	26558	1.98	32310	1.7	45267

**Figure II. 1.** Evolution démographique du chef- lieu de la commune de Bourkika.

II.3. La dotation

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoins. L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbain), le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur,...etc.

Généralement, pour l'estimation des besoins domestiques d'une agglomération urbaine, nous pouvons tabler en première approximation sur la base suivante :

- Villes de 5000 à 20000 habitants → 150 à 200 l/j/hab.
- Villes de 20000 à 100000 habitants → 200 à 300 l/j/hab.
- Villes au-dessus de 100000 habitants → 300 à 400 l/j/hab.

Donc le calcul des besoins domestiques futurs du chef-lieu du Bourkika se fera à la base d'une consommation unitaire de 150 l/j/hab.

II.4. Demande en eau

La demande en eau varie de plus en plus au cours de la journée et peut atteindre une valeur supérieure ou double, voire le triple de la moyenne journalière.

Cette variation n'a aucun effet sur les besoins évolués en volume, bien qu'elle devra dicter les paramètres de dimensionnement des conduites du réseau de distribution et des ouvrages de stockage.

L'évolution des besoins en eau potable repose sur les paramètres principaux suivant :

- L'eau à usage domestique ;
- Pour les catégories d'usages (école, hôpitaux, emploi administratif) les besoins sont évolués sur la base :
 - Effectifs des emplois et nombre d'établissements ;
 - Norme de consommation par unité.

II.5. Besoins en équipements socioéconomiques

II.5.1. Besoins des équipements scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau du chef-lieu par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2. Evolution des équipements scolaire et formations.

Cycle	Horizons		
	2017	2027	2047
Ecole primaire	10	12	18
CEM	3	4	5
Lycées	1	2	2
CFPA	1	1	1

II.5.2. Besoins des équipements sanitaires

Les équipements concernés sont ceux qui présentent une superficie et une consommation en eau importantes. la programmation est faite par le PDAU en matière d'équipements sanitaires.

Les besoins en équipements sanitaires pour les différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3. Evaluation des besoins en équipements sanitaires.

Equipements	Horizons		
	2017	2027	2047
Salle de soin	2	3	3
Centre de santé	1	1	2
Maternité	1	1	2

II.5.3. Besoins des équipements socioculturels

Les besoins en équipements socioculturels pour les différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4. Evolution en équipements socioculturels.

Equipements	Horizons		
	2017	2027	2047
Stade communal	2	2	2
Centre culturel	1	1	2
Jardin pour enfant	-	1	1
Crèche	-	1	1
Mosquée	4	4	5

II.5.4 Besoins des équipements administratifs

Les différents besoins administratifs à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II. 5. Evaluation en équipements administratifs.

Equipements	Horizons		
	2017	2027	2047
APC	1	1	1
Bureau de poste	1	1	1
Siege de PTT	1	1	1
Sub de l'agriculture	1	1	1
Annexe APC et PTT	1	1	1
Gendarmerie	1	1	1

II.6. Evaluation des besoins en eau

II.6.1. Estimation des besoins en eau

La production d'eau potable est en fonction des besoins suivant :

- Eau pour les besoins domestiques ;
- Eau pour les besoins du branchement public ;
- Eau pour les besoins de l'industrie ;
- Perte en adduction et distribution.

II.6.2. Besoins domestiques

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy i} = (Dot \times N_1)/1000 \dots \dots \dots (II.2)$$

Où :

$Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière en m³/j ;

Dot : Dotation moyenne journalière (l/j/hab.) ;

N_1 : Nombre de consommateurs ;

Les besoins sont donnés en m³/j pour les différents horizons :

Tableau II. 6. Evolution de la consommation domestique.

Localité	Désignation	Horizons		
		2017	2027	2047
BOURKIKIKA chef-lieu	Population (hab)	26558	32310	45267
	Besoins (m ³ /j)	3983.7	4846.5	6789.75

II.6.3. Besoins en eau public

Les branchements publics concernant les secteurs suivants :

- Les établissements scolaires ;
- Les établissements sanitaires ;
- Les établissements administratifs ;
- Les établissements socioculturels, sport et loisir, commerce et service ;
- Autres besoins en équipements : elle correspond aux besoins en eau des équipements industriels implantés dans la ville à savoir : marché, abattoir, station de service, station de lavage et graissage et autres. Pour notre étude on prendra un pourcentage de 10% des besoins domestique journalier.

Les besoins en eau pour les différents horizons de la commune de Bourkika sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II. 7. Besoins en eau public de la commune de Bourkika.

Désignation	Besoins		
	2017	2027	2047
Scolaire	128.68	156.12	200.48
Sanitaire	165	258	324
Socioculturel	35.80	39.20	42.50
Administratif	3.675	3.675	3.675
Autre équipements	398.37	484.65	678.98
Total	731.53	941.65	1249.64

II.7. Récapitulation des besoins moyens journaliers

Le tableau ci- après ainsi que les graphes nous montre l'évolution des besoins en eau à différents horizons de la région.

Tableau II. 8. Récapitulation des différentes consommations journalières.

Besoin (m ³ /j)	Horizons		
	2017	2027	2047
Besoin domestique	3983.7	4846.5	6789.75
Besoin publique	731.53	941.65	1249.64
Total	4715.23	5788.15	8039.39

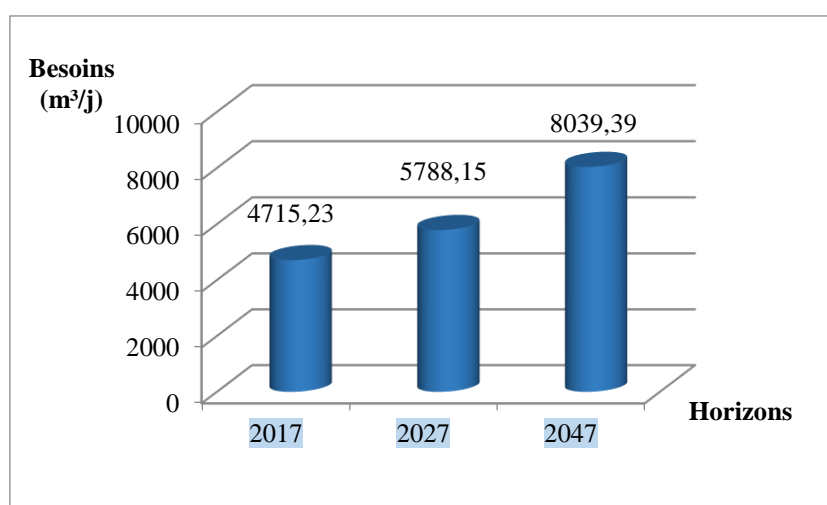


Figure II. 2. Evolution des besoins moyens journalière du chef lieu de la commune de Bourkika.

II.8. Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on envisage une majoration de 15% des besoins totaux journalières à l'horizon de 2047, ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation quantifiée (illégal);
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets) ;
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont dues au type de tuyaux, et à cause de vieillissement du réseau, et des différents équipements hydraulique ;
- Soit à cause de la nature du terrain et de la qualité d'entretien.

Tableau II. 9. Majoration de la consommation moyenne journalière aux différents horizons

Consommation (m ³ /j)	Horizons		
	2017	2027	2047
$Q_{moy j}$ Total (m ³ /j)	4715.23	5788.15	8039.39
$Q_{moy j}$ Majoré (m ³ /j)	5422.51	6656.37	9245.30

II.9. Détermination de la consommation maximale journalière

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'régularité.

Le débit maximum c'est le débit correspondant au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme un élément de base dans les calculs pour le dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Nous pouvons écrire :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \dots \dots \dots (II.3)$$

D'ou:

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière en (m³/j).

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière = 1.5

La consommation maximale journalière pour les différents horizons de projection est illustrée dans le tableau et le graphe suivant :

Tableau II. 10. Besoins maximaux.

Besoins (m ³ /j)	Horizons		
	2017	2027	2047
Besoins moyens journaliers (m ³ /j)	5422.51	6665.37	9245.30
Coefficient max. journalier	1.50	1.50	1.50
Débit maximum journalier (m ³ /j)	8133.77	9984.56	13867.95
Total des besoins maximaux (l/s)	94.14	115.56	160.51

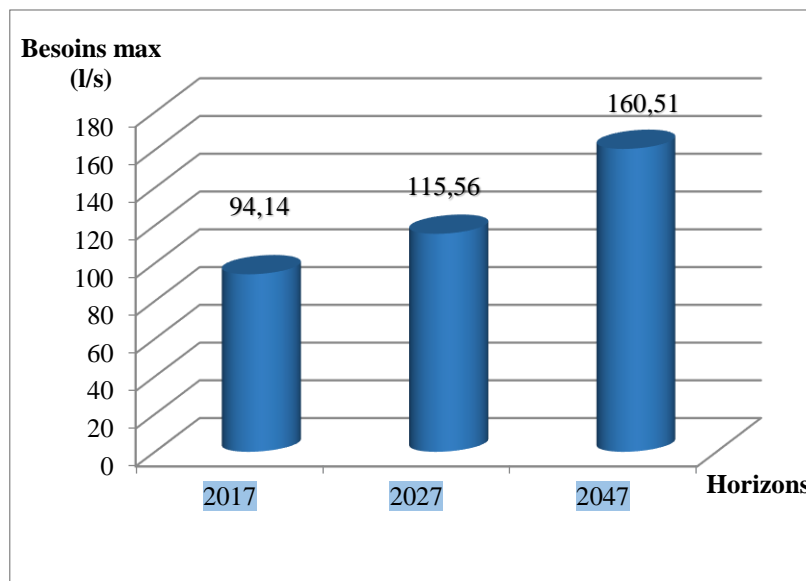


Figure II. 3. Besoins maximaux journalières du chef-lieu de la commune de Bourkika.

II.10. Détermination des débits horaires

Les débits horaires sont déterminés en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Détermination de débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots(II.4)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m³/h.

Tableau II. 11. Débit moyen horaire.

Besoins	Horizons		
	2017	2027	2047
Débit maximum journalier (m ³ /h)	5422.51	6656.37	9245.30
Débit moyen horaire (m ³ /h)	225.94	277.35	385.22

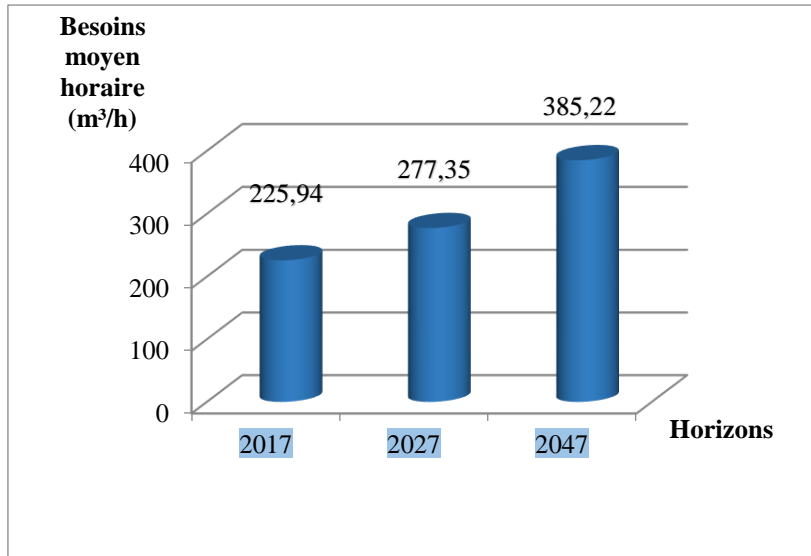


Figure II. 4. Besoins moyen horaire (chef-lieu de Bourkika).

II.11. Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots(II.5)$$

Avec :

$K_{max,h}$: Coefficient de pente horaire tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort

$Q_{max,h}$: Débit max horaire en m³/h.

II.11.1. Coefficient d'irrégularité maximale horaire

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients à savoir :

A_{max} : Coefficient qui tient compte de confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il varie entre 1.2 et 1.5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend :

$$\alpha_{max} = 1.3$$

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots \dots \dots (II.6)$$

Tableau II. 12. Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Tableau II. 13. Coefficient β_{max} et $K_{max,h}$ de la commune de Bourkika.

Coefficient	Horizons					
	2017		2027		2047	
	β_{max}	$K_{max,h}$	β_{max}	$K_{max,h}$	β_{max}	$K_{max,h}$
APC de Bourkika	1.17	1.521	1.15	1.495	1.14	1.482

Tableau II. 14. Débit maximum horaire.

Besoins	Horizons		
	2017	2027	2047
Débit moyen horaire (m ³ /h)	225.94	277.35	385.22
Coefficient maximum horaire	1.521	1.495	1.482
Débit maximum horaire (m ³ /h)	343.65	414.64	570.90

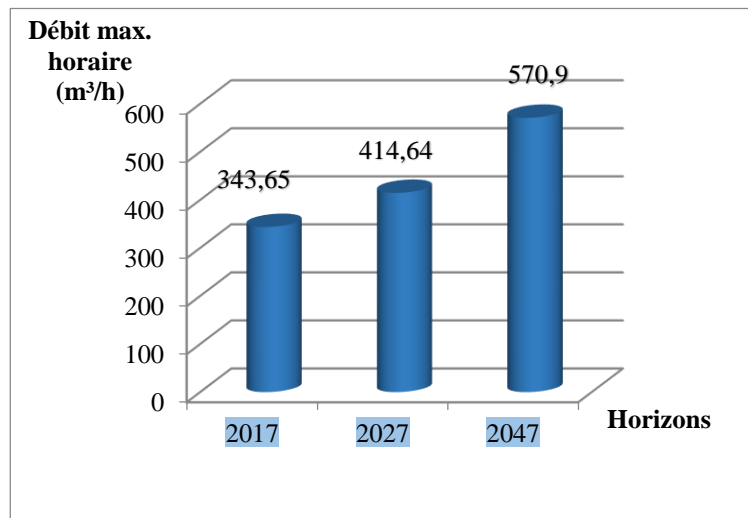


Figure II. 5. Débit maximum horaire.

II.12. Bilan d'eau

Nous allons établir ci-dessous un bilan sans perte tenant compte des éléments suivants :

- Capacités de pompages en fonction des débits d'exploitation ;
- L'ensemble des besoins exprimés à différents horizons ;
- La différence entre les deux premiers chiffres obtenus (excédent ou déficit).

Le calcul est établi pour un temps de pompage de 20 h / 24 h.

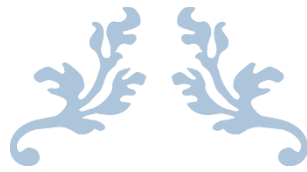
Tableau II. 15. Tableau des bilans des ressources.

Besoins	Horizons		
	2017	2027	2047
Total des besoins moyens journaliers (m ³ /j)	8133.77	9984.56	13867.95
Ressources existantes (m ³ /j)	12533.184	12533.184	12533.184
Bilan (m ³ /j)	4399.414	2548.624	-1334.766
Observation	Excédent	Excédant	Déficit

II.13. Conclusion

Après avoir estimé les besoins en eau du chef-lieu de la commune de Bourkika, on constate qu'il y a un déficit en eau important et de ce fait le captage exploité ne répond plus aux besoins demandés.

Pour pallier à cette situation, il y a lieu de procéder à la multiplication des moyens de production.



CHAPITRE III



Chapitre III. Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable.

III.1. Introduction

L'étude diagnostic d'un réseau d'AEP consiste à analyser qualitativement et quantitativement tous les aléas pouvant surgir sur le réseau et se manifester par des observations. Il s'agit dans tous les cas d'établir le cheminement possible entre les observations, les causes possibles, et d'évaluer les conséquences induites afin de définir une éventuelle réhabilitation à prévoir pour améliorer les prestations et optimiser la gestion du réseau.

L'objectif de ce chapitre est de vérifier l'état du système d'alimentation en eau potable et de déterminer les défaillances du système d'adduction de la ville de Bourkika.

III.2. Diagnostic physique

Le diagnostic physique d'un réseau d'AEP a pour objectif de détecter les insuffisances des installations électromécaniques, du génie civil et de relever les dysfonctionnements et les points sensibles de ce réseau. On s'intéressera alors aux éléments [6] :

- Les sources d'approvisionnement ;
- Les ouvrages de stockage ;
- La station de pompage ;
- Les conduites d'adduction (refoulement).

III.2.1. Diagnostic des sources d'approvisionnement

Actuellement, la chaîne d'adduction de la ville de Bourkika est caractérisée par le fait qu'elle est alimentée à partir de la ressource souterraine (forages).

III.2.1.1. Ressource souterraine

La consistance des ouvrages de transfert existants pour la ressource souterraine est la suivante :

- Cinq (05) forages implantés à Mitidja Ouest, équipés de groupes électro pompes immergés.
- Les eaux captées à partir de ces forages pour rejoindre la station de traitement et de pompage (Mitidja-Ouest).

III.2.2. Diagnostic des ouvrages

Les visites effectuées sur le lieu de la chaîne d'AEP avec le chargé d'exploitation nous a permis de récapituler ces caractéristiques principales, à savoir celles des forages, de la station de traitement, de la station de pompage, des réservoirs et des canalisations.

II.2.2.1. Caractéristiques des forages

Les forages visités dans la région de Bourkika sont de l'ordre de cinq (05). Ils sont implantés dans le champ captant de la Mitidja. Ils sont situés au Nord Est du chef-lieu de la commune de Bourkika [1].

Tableau III. 1. Caractéristiques principales des forages de la ville de Bourkika.

N°	Désignations	Cordonnées UTM			Débit d'exp (m³/h)	Année de réalisation	Niveau (m)		Observation
		X(m)	Y(m)	Z(m)			Statique	Dynamique	
1	F1	456427.00	4038626.00	81	22	1995	131.5	60.3	En marche
2	F2	455600.00	4038720.00	88	25	/	160.5	61	En marche
3	F3	453978.00	4038909.00	89	30.06	1995	125	52.35	En marche
4	F4	453647.00	4038871.00	94	33	1987	105	43.7	En marche
5	F5	454480.00	4038853.00	88	35	190	123	61	En marche

a) Forage F1 HENNI



Figure III. 1. Vue du forage F1 HENNI- Ses équipements et son abri.

Tableau III. 2. Equipements du forage F1 HENNI

Nom du forage	Equipements	Etat
F1 HENNI	1 Vanne Φ100 PN 16	Bon
	1 Compteur 100 PN 16	Bon
	1 Clapet Φ 100 PN 16	Bon
	1 Ventouse	Bon
	1 Manomètre	-

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état bon ;
- Béton en mauvais état ;
- Porte métallique en bon état ;
- Pas de clôture ;

- Armoire électrique en bon état ;
- Poste transformateur sur poteau.

b) Forage F2 KERFA



Figure III. 2. Vue du forage F2 KERFA- Ses équipements, son abri et sa vidange

Tableau III. 3. Equipements du forage F2 KERFA

Nom du forage	Equipements	Etat
F2 KERFA	1 Vanne Φ 100 PN 16	Bon
	1 Compteur 100 PN16	Bon
	1 clapet Φ 100 PN 16	Bon
	1 VENTOUSE	Bon
	1 Manomètre	-

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état Bon ;
- Conduite de vidange se trouve à l'extérieur de l'abri ;
- Béton en bon état ;
- Porte métallique en bon état ;
- Pas de Clôture ;
- Armoire électrique en bon état ;
- Poste transformateur sur poteau.

c) Forage F3



Figure III. 3. Vue du forage F3-Ses équipements et son abri

Tableau III. 4. Les équipements du forage F3.

Nom du forage	Equipements	Etat
F3	1 Vanne Φ 100 PN 16	Bon
	1 Compteur 100 PN16	Bon
	1 Clapet Φ 100 PN 16	Bon
	1 Ventouse	Mauvais

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état Bon ;
- Fuite sur la ventouse ;
- Béton en bon état ;
- Porte métallique en bon état ;
- Pas de Clôture ;
- Armoire électrique en bon état ;
- Poste transformateur sur poteau.

d) Forage F4



Figure III. 4. Vue du forage F4- Ses équipements et son abri

Tableau III. 5. Les équipements du forage F4

Nom du forage	Equipement	Etat
F4	1 Vanne Φ 100 PN 16	Bon
	1 Compteur 100 PN 16	Bon
	1 Clapet Φ 100 PN 16	Bon
	1 Ventouse	Mauvais
	1 Manomètre	Bon

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état bon ;
- Fuite sur la ventouse qui se trouve à l'extérieur de l'abri ;
- Béton en bon état ;
- Porte métallique en bon état ;
- Présence d'une clôture ;
- Armoire électrique en bon état ;
- Poste transformateur sur poteau.

e) Forage F5



Figure III. 5. Vue du forage F5- Ses équipements et son abri

Tableau III. 6. Equipements du forage F5

Nom du forage	Equipements	Etat
F5	1 Vanne Φ 100 PN 16	Bon
	1 Compteur 100 PN 16	Bon
	1 Vanne Φ 80 PN 16 (vidange)	Bon
	1 Clapet Φ 100 PN 16	Bon
	1 Ventouse	Bon
	1 Manomètre	-

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état Bon ;
- Béton en bon état ;
- Porte métallique en bon état ;
- Pas de Clôture ;
- Armoire électrique en bon état ;
- Poste transformateur sur poteau.

III.2.2.2. Caractéristiques des réservoirs

III.2.2.2.1. Réservoir Bourkika

Le réservoir de Bourkika à une capacité de 1000 m³, il a été réalisé en 1980, assure le stockage des eaux afin de les distribuer et satisfaire les besoins de la ville de Bourkika.

Il est dans un état moyen avec une clôture de protection en bon état, il est alimenté par la station de Mitidja Ouest [1].

Les équipements de ce réservoir sont :

- Une conduite d'arrivée du M.O en DN 200 mm en Acier ;
- Une conduite pour la distribution du centre Bourkika.



Figure III. 6. Vue du réservoir Bourkika et équipements de chambre de vanne

- Le fonctionnement de ce réservoir n'est pas automatique, mais se fait sous surveillance.
- Il faut signaler la présence de compteur au départ des distributions.

Le tableau ci-après récapitule les caractéristiques principales du réservoir Bourkika.

Tableau III. 7. Caractéristiques principales du réservoir Bourkika

Réservoir	Coordonnées (UTM)	Cotes (m)	Etat
Réservoir Bourkika	X= 4524446.00 Y= 4036279.00	TP=167 Radier= 163	En fonction

III.2.3. Diagnostic de la station de traitement monobloc et de reprise

Dans l'enceinte de la station de pompage se trouve une mini station de traitement Monobloc d'une capacité de traitement égale à 5000 m³/j pour alimenter les deux réservoirs se trouvant à l'intérieur.

La station partie intégrante de l'ensemble (station de traitement, de stockage et station de refoulement) est équipée de trois groupes de pompage (deux en fonctionnement et un de secours), les caractéristiques de la station sont :

Débit : 144 m³/h, HMT : 120 m.

- La pompe ATURA est du type : NZMI256150B14 ;
- Le moteur LEROY SAMER est du type : PLS250SP-2.

Chaque groupe de pompage comporte aussi bien du matériel hydromécanique que du matériel électromécanique. Le matériel hydromécanique est composé de :

- Robinets vanne à l'aspiration et au refoulement ;
- Clapets de non-retour ;

- Manomètres ;
- Réservoir anti bélier ;
- Un transformateur avec une puissance de 630KVA ;
- Une protection cathodique ;
- Une armoire électrique ;
- Une bonne clôture et un bon état du génie civil.



Figure III. 7. Vue de la station de pompage et ses équipements.

III.2.4. Diagnostic des conduites d'adduction

Nous avons dressés un tableau pour donner un aperçu des conduites en place avec la désignation, le diamètre, le matériau et leur état.

a) Conduite d'adduction par refoulement forages – Mitidja Ouest

Tableau III. 8. Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement forages –Mitidja Ouest

Désignation des tronçons	Types de matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Etat
- F1 HENNI –Station de pompage ;	FONTE	200	2600	Mauvais
- F2 KERFA-; Station de pompage	FONTE	200	2400	Mauvais
- F3- Station de pompage ;	FONTE	200	3000	Mauvais
- F4- Station de pompage ;	FONTE	200	3200	Mauvais
- F5- Station de pompage ;	FONTE	200	2400	Mauvais

b) Conduite de refoulement station de pompage-Réservoir Bourkika

Tableau III. 9. Caractéristiques des conduites d'adduction par refoulement Station de pompage-Réservoir Bourkika

Désignation des tronçons	Types de matériau	Etat
Station de pompage-Réservoir Bourkika	Acier	Mauvais

III.2.5. Diagnostic du réseau de distribution

La ville de Bourkika est une agglomération à caractère urbain avec quelques agglomérations secondaires et plusieurs zones éparses.

Auparavant, la ville était alimentée par un château d'eau de capacité 300m³ avant que celui-ci soit remplacé par un nouveau réservoir de capacité 1000m³ situé sur une hauteur de la ville et ce afin de satisfaire les besoins eau de toute la population.

Ce réservoir alimente toute la ville de Bourkika par un réseau de type maillé avec quelques ramifications.

III.2.5.1. Types de matériaux des conduites du réseau de distribution

Le réseau de la ville de Bourkika est constitué essentiellement en Amiante ciment et quelques conduites en PEHD, PVC récemment réalisées.

La longueur des conduites telle qu'il ressort de nos diverses investigations est donnée ci-après par nature du matériau et par diamètre.

Les caractéristiques principales des conduites du réseau de distribution de la ville de Bourkika sont illustrées sur le tableau ci-dessous :

Tableau III. 10. Conduites du réseau de distribution

Nature du matériau	Diamètre (mm)	Longueur totale(m)
ACIER	40	206.23
	100	295.7
	300	2447.99
	Total(m)	2949.92
PVC	63	2072.73
	90	696.78
	Total(m)	2769.51
AMIANTE-CIMENT	80	2035.05
	100	5785.6
	150	1460.33
	200	435.67
	2000	249.8
	Total(m)	9966.45
TOTAL CONDUITES		15685.88

Le réseau a une longueur globale de 15685.88 ml, sur lesquels nous avons 9966.45 ml (soit 63 %) en Amiante-ciment, 2949.92 ml soit (19 %) en Acier, 2769.51 ml soit (18 %) PVC.

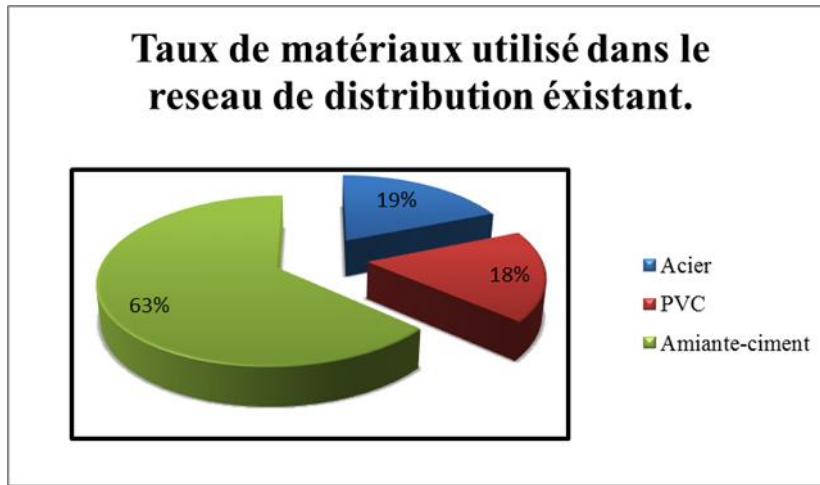


Figure III. 8. Taux de matériaux utilisé dans le réseau de distribution existant

Remarque :

On note qu'à partir de l'année 2010 plusieurs conduites existantes de différents diamètres ont été rénovées en PEHD vue leurs nature qui est l'Amiante-ciment, l'Acier et le PVC dont la longueur est de l'ordre de 1.9 kilomètres environs.

Tableau III. 11. Les Caractéristiques des conduites en PEHD.

Nature du matériau	Diamètre (mm)	Longueur totale(m)
PEHD	40	45.89
	50	207.16
	63	474
	90	109.87
	110	762.83
	160	272.32
Total (m)		1872.07

III.2.5.2. Etat des conduites du réseau de distribution de Bourkika

Le réseau de distribution de la commune de Bourkika qui est en majorité en Amiante-ciment est dans un état mauvais vu sa nature et son âge. Plusieurs interventions sont à signaler dans le réseau existant de la ville et ce soit pour sa rénovation ou pour les fuites interminables.

III.2.6. Recommandations

Il s'agit de l'ensemble des changements, modifications et ajouts qu'on doit apporter sur les installations afin d'éviter tout danger ou rupture d'alimentation.

Les dangers ainsi recensés sont ceux qui peuvent affecter le consommateur, ainsi que l'outil de production.

- Afin d'éviter les obturations des conduites il est indispensable de remplacer toutes les conduites par des conduites en PEHD ;
- Eviter les branchements anarchiques ;
- Entretien des robinets vanne, les ventouses ;
- Equiper l'armoire de télécommande .

III.3. Diagnostic hydraulique

III.3.1. Vérification hydraulique des ouvrages de stockages

III.3.1.1. Définition

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distributions, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel ou autre [3].

III.3.1.2. Capacité des réservoirs

III.3.1.2.1. Vérification de la capacité du réservoir [3] :

La capacité d'un réservoir est déterminée en considérant le régime de fonctionnement de l'apport et celui de la consommation.

Le volume maximal du stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{P(\%) \times Q_{max}}{100} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

V_{max} : Volume maximale que peut contenir le réservoir (m³).

P (%) : Résidu maximum dans le réservoir.

➤ Détermination de la valeur de P :

- Connaissant la valeur de (kmax-h), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h et pour cela on utilise le tableau de distribution du débit journalier ;
- On répartie ensuite, le débit sur 24h tout au long de la journée ;
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale de P(%) qui sera calculé par la formule suivante :

$$P(\%) = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

P_{max} : Les résidus maximaux trouvés dans la journée.

P_{min} : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir :**

Le diamètre d'un réservoir de forme circulaire se calcul par la formule suivante :

$$D = (4.V)/(\pi.H)^{1/2} \dots\dots\dots(III.3)$$

On fixe la hauteur du réservoir Bourkika à 4 m.

$$(4.1000)/(3,14.4)^{1/2}$$

Tableau III. 12. Calcul du diamètre du réservoir Bourkika.

Réservoir	V (m ³)	H (m)	D (m)
Réservoir Bourkika	1000	4	17.84

➤ **Vérification de la capacité de stockage pour l'horizon d'étude (2047) :**

Tableau III. 13. Débit maximum journalier pour l'horizon d'étude 2047.

Réservoir	Nombre d'habitants	Q_{doms} (m ³ /j)	Q_{equip} (m ³ /j)	Q_{Total} (m ³ /j)	Q_{max} (m ³ /j)	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$
Réservoir Bourkika	45267	6789.75	1249.64	8039.39	13867.95	1.3	1.14	1.482

$K_{max.h} = 1.5$

Tableau III. 14. Capacité du réservoir Bourkika

Heures	Apport		Consommation		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	(%)	Q (m3/h)	(%)	Q (m3/h)			
0-1	5	693.397	1.5	208.019	3.5		3.5
1-2	5	693.397	1.5	208.019	3.5		7
2-3	5	693.397	1.5	208.019	3.5		10.5
3-4	5	693.397	1.5	208.019	3.5		14
4-5	5	693.397	2.5	346.698	2.5		16.5
5-6	5	693.397	3.5	485.378	1.5		18
7-8	5	693.397	4.5	624.057	0.5		18.5
6-7	5	693.397	5.5	762.737		-0.5	18
8-9	5	693.397	6.25	866.746		-1.25	16.75
9-10	5	693.397	6.25	866.746		-1.25	15.5
10-11	5	693.397	6.25	866.746		-1.25	14.25
11-12	5	693.397	6.25	866.746		-1.25	13
12-13	5	693.397	5	693.397	0		13
13-14	5	693.397	5	693.397	0		13
14-15	5	693.397	5.5	762.737		-0.5	12.5
15-16	5	693.397	6	832.077		-1	11.5
16-17	5	693.397	6	832.077		-1	10.5
17-18	5	693.397	5.5	762.737		-0.5	10
18-19	0	0	5	693.397		-5	5
19-20	0	0	4.5	624.057		-4.5	0.5
20-21	0	0	4	554.718		-4	-3.5
21-22	0	0	3	416.038		-3	-6.5
22-23	5	693.397	2	277.359	3		-3.5
23-00	5	693.397	1.5	208.019	3.5		0
Total	100	13867.95	100	13867.95			

D'après le **Tableau III.14**, nous aurons :

$$P_{max}(\%) = |-6.5| + |18.5| = 25$$

$$\text{Donc : } V_{max} = P_{max}(\%) \times \frac{Q_{max.j}}{100} = 25 \times \frac{13867.95}{100}$$

$$V_{max} = 3466.987 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = V_{max} + V_{inc} = 3466.987 + 120 = 3586.987 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = 3586.987 \text{ m}^3.$$

Tableau III. 15. Récapitulation des résultats lors de la vérification de la capacité de stockage

	Volume du réservoir (m ³)	Capacité de stockage calculée pour différents horizons (m ³).
2017	1000	2153.442
2027	1000	2616.14
2047	1000	3586.987

Constations :

Les résultats obtenus lors de la vérification de la capacité de stockage des réservoirs, nous permettent de constater et de conclure que :

La capacité de stockage actuelle du réservoir Bourkika (1000 m³) est insuffisante pour satisfaire les besoins à court, moyen et long terme (2047).

III.3.2. Vérification hydraulique du réseau d'adduction

Le réseau d'adduction de la ville de Bourkika est en mauvais état vu son âge et la nature des conduites (amiante ciment, fonte, acier), et vu les piquages illicites des hameaux avoisinants.

III.3.2.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [7] :

✓ La formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (III.5)

✓ La formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (III.6)

Avec :


D : Diamètre de la conduite (m).

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

Avec ces deux formules on détermine une gamme du diamètre économique, suivant plusieurs diamètres normalisés, notre choix se portera sur le plus économique c'est-à-dire, celui qui présente un bilan minimale et une vitesse comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

III.3.2.2. Calcul de la vitesse

La vitesse dans la conduite se calcule comme suit :

D'après l'équation de continuité : $Q = V \times S$  $V = \frac{Q}{S}$

On a: $S = \pi D^2/4$

Donc :

$$V = 4Q/\pi D^2 \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

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

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

D : Diamètre de la conduite (m).

III.3.2.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vanne, coudes, clapets,...)

Elles se présentent sous deux formes :

- ✓ Pertes de charges linéaires.
- ✓ Pertes de charges singulières.

III.3.2.3.1. Les pertes de charges linéaires

Elles se produisent tout au long de la conduite, elles peuvent être déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH suivante :

$$J_l = \lambda. L. \frac{V^2}{2gD} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

J_l : Pertes de charges linéaires (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (g=9,81 m/s²) ;

D : Diamètre du tuyau (m) ;

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Calcul du coefficient des pertes de charges

Appelé aussi le coefficient de frottement, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, pour le calculer aux différents régimes, on utilise les formules suivantes :

✓ Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right]^2 \dots\dots\dots(\text{III.9})$$

✓ Régime transitoire

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{R_e \times \sqrt{\lambda}} \right] \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;

D : Diamètre du tuyau(m) ;

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- ✓ Pour les tubes en acier : K= 10-3mm
- ✓ Pour les tubes en fonte : K=0.03mm
- ✓ Pour les tubes en PEHD : $\left\{ \begin{array}{l} K = 0.01\text{mm si } D \leq 200\text{mm} \\ K = 0.02\text{mm si } D > 200\text{mm} \end{array} \right.$

- R_e : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$R_e = \frac{v \times D}{\nu} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s), calculée par la formule de STOCKES suivante :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.00221t^2} \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

Pour : t = 20 C° $\nu = 1,00.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

t: Température de l'eau.

III.3.2.3.2. Les pertes de charges singulières

Les pertes de charges singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vanne, clapets et branchements,...etc.) ; dans la pratique, ces pertes de charges sont estimées à 15% (pour le PEHD) des pertes de charges linéaires.

$$J_s = 0,15 \times J_l \dots\dots\dots(\text{III.13})$$

III.3.2.3.3. Les pertes de charges totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$J_T = J_l + J_s \quad \longrightarrow \quad J_T = 1,15 \times J_l$$

III.3.2.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl), entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement [8] :

$$H_{mt} = H_g + J_t \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

J_T : Pertes de charges totales (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 16. Détermination de la H_{mt}.

Adduction	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	V (m/s)	κ	J _l (m)	J _s (m)	J _t (m)	H _{mt} calculée (m)	H _{mt} des pompes existantes (m)
F1-SP	16.7	2600	200	0.53	0.0107	1.99	0.298	2.288	24.87	133
F2-SP	25	2400	200	0.79	0.0107	4.08	0.612	4.692	26.58	105
F3-SP	30.5	3000	200	0.97	0.0107	7.69	1.153	8.843	39.38	125.6
F4-SP	25	3200	200	0.79	0.0107	5.44	0.816	6.256	45.44	137.7
F5-SP	35	2400	200	1.11	0.0107	8.06	1.209	9.269	31.15	76.5
ST- Réservoir Bourkika	1.66	10000	400	0.0127	0.0397	0.0082	0.0012	0.00946	83.52	120

Nous constatons d'après ce calcul que la H_{mt}. des pompes existantes est supérieur à celle calculée.

III.3.3. Vérification hydraulique de la station de pompage

Tableau III. 17. Vérification de la capacité de la pompe.

Capacité de la station de pompage (m3/j)	Besoins maximum (m3/j)
5000	13867.95

Remarque

La capacité de la station de pompages existante ne satisfait pas les besoins maximum de la commune de Bourkika.

III.4. Conclusion

La situation du système d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Bourkika est caractérisée par des insuffisances et le réseau d'adduction (refoulement) ne peut assurer sa fonction convenablement due aux piquages illicites, type de matériau. Pour cela la conduite d'adduction existante (Station de pompage-Réservoir Bourkika) sera abandonnée on proposant la réalisation d'une nouvelle conduite (refoulement) en PEHD avec un nouveau parcours.

La vérification de la capacité de réservoir Bourkika (1000 m³) nous a permis de conclure qu'elle est insuffisante pour accueillir les besoins sans cesse croissants du chef-lieu de la commune. Pour y remédier, il faut prévoir la construction de nouveaux réservoirs.

Vue l'insuffisance de la capacité de la station de pompage existante, on peut déduire que la station elle sera rénovée totalement par des pompes neuves avec des capacités autant que celle existante.

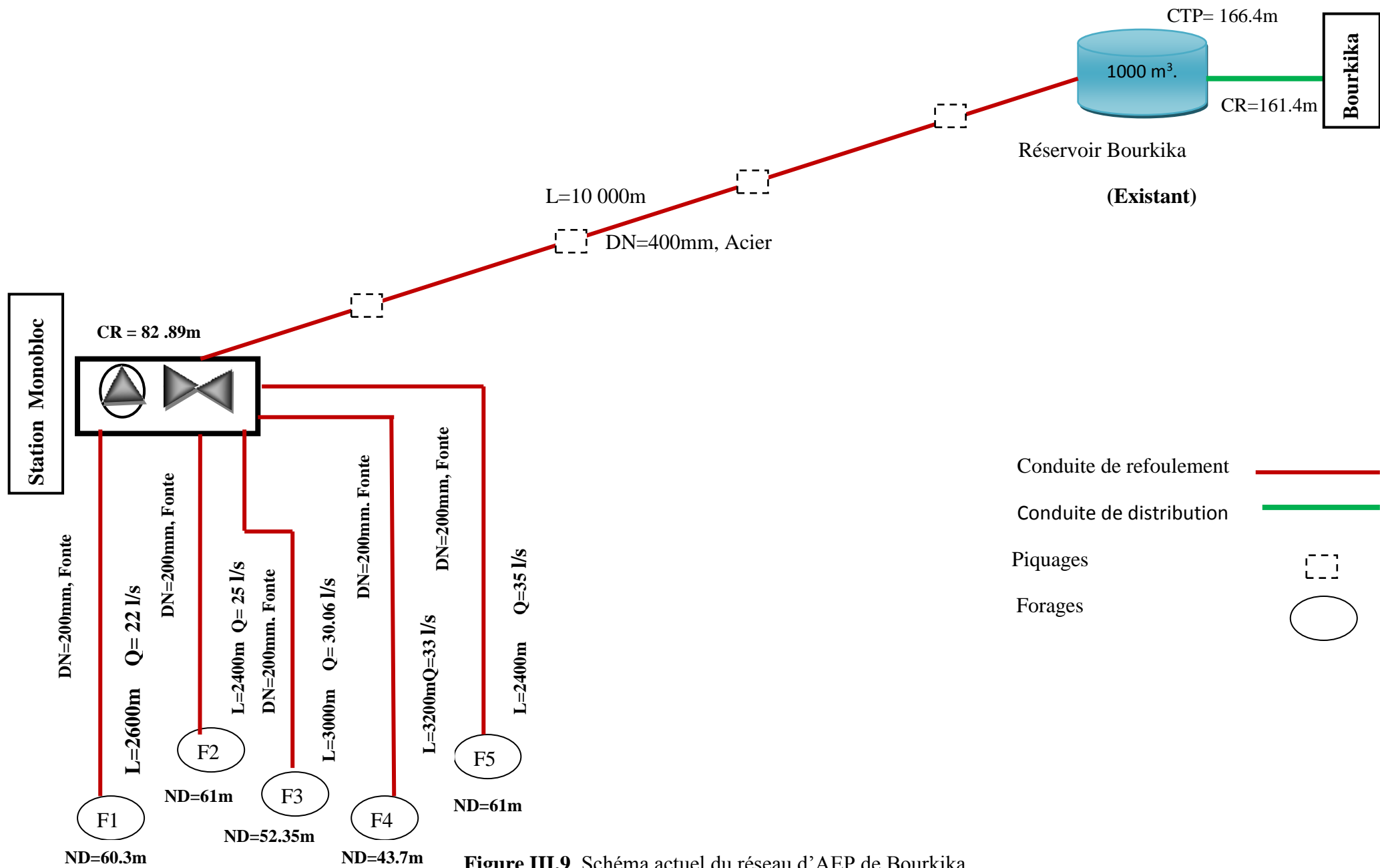


Figure III.9. Schéma actuel du réseau d'AEP de Bourkika .



CHAPITRE IV



Chapitre IV. La réhabilitation du système d'AEP du chef-lieu de Bourkika.

IV.1. Introduction

De nos jours, une multitude de raisons peuvent inciter une collectivité à réhabiliter son réseau d'eau potable : discontinuité de service, qualité de l'eau, conduite à renforcer, vieillissement et dégradation du réseau, ... Autant de raisons qui pourront avoir des impacts plus ou moins importants.

Les objectifs des travaux de réhabilitation sont les suivants :

- Rétablir le bon fonctionnement hydraulique ;
- Améliorer les conditions d'exploitation ;
- Lutter contre la corrosion ;
- Rétablir l'étanchéité de la canalisation ;
- Améliorer la sécurité de la desserte en évitant des interruptions dues à la casse d'un réseau.

IV.2. Différents modes d'interventions sur un réseau d'AEP

IV.2.1. Réhabilitation d'un réseau d'AEP

Par définition, la réhabilitation consiste en une remise en état d'une conduite dégradée en vue de restituer les propriétés initiales ou bien d'en améliorer certaines. Ceci se fait en remplaçant, renouvelant ou renforçant cette conduite.

La réhabilitation d'un réseau contribue au rétablissement de conditions optimales pour son exploitation [12].

IV.2.2. Rénovation

Travaux de réhabilitation conservant tout ou partie de l'ouvrage existant, les travaux de rénovation incluent les opérations telles que le chemisage des conduites, ils peuvent être structurants ou non [12].

IV.2.3. Réparation

Les travaux de réparation sont des travaux de réhabilitation rectifiant des défauts localisés [12].

IV.2.4. Renouvellement

C'est l'opération qui aboutit à disposer, au même endroit, d'une conduite qui assure au moins les mêmes fonctions que celle de l'ouvrage primitif tout en apportant les garanties de longévité d'un ouvrage neuf. Une rénovation ou une réhabilitation qui répond à ces critères est une opération de renouvellement [14].

IV.3. Techniques de la réhabilitation

IV.3.1. Techniques de renouvellement

Il existe de nombreuses techniques de renouvellement et chaque technique est spécifique à un problème donné et l'objectif visé : restructuration, consolidation, rétablissement de bonnes conditions hydrauliques d'écoulement, étanchement. Les principaux procédés utilisés sont [10]:

IV.3.1.1. Pose en tranchée ouverte

Une technique traditionnelle qui reste la plus répandue pour la réhabilitation des réseaux en zone rurale peu dense d'un point de vue économique et technique. Cette solution est généralement préférée comme technique de réhabilitation si l'état du réseau en place interdit toute intervention ou si le coût de révéle moins important.

Un soin particulier doit être apporté au choix des matériaux et à la qualité de la pose pour limiter les risques de dégradation.

IV.3.1.2. Pose sans tranchée

Les techniques sans tranchée permettent la mise en œuvre ou la réhabilitation des réseaux d'eau potable sans ouverture de tranchée, elles sont appliquées lorsque la pose en tranchée est rendue difficile ou coûteuse. Ces techniques sont :

- **Techniques destructives**

a) Eclatement de la conduite

L'éclatement est une méthode de destruction de la canalisation défectueuse, suivie immédiatement du remplacement de celle-ci sans l'évacuer d'un diamètre supérieur ou égale. C'est donc une solution de réhabilitation intégrale et structurante.

Un marteau éclateur alimenté par air comprimé et tracté à son extrémité est introduit dans la conduite. Des ailerons articulés en tête du marteau sont actionnés par un circuit hydraulique et permettent de pulvériser l'ancienne canalisation.

b) Les micro-tunneliers

Le micro-tunnelier est un robot à guidage laser qui permet de poser des canalisations, sans ouvrir de tranchée. Il peut être considéré ici comme un << mange-tube >>. Les tuyaux de la canalisation sont emboîtés et poussés au fur et à mesure de l'avancement du tunnel. Les déblais sont broyés, évacués par marinage (pompage de boue) et triés dans une station de dessablage.

Le nouveau tuyau est poussé derrière la machine qui assure le creusement.

- **Techniques non destructives**

a) Le tubage

Le tubage consiste à insérer une gaine faite d'un matériau qui peut varier directement dans la conduite. On pose ou on tire alors des éléments de tuyau séparés, soit continus, soit joints, à travers la conduite existante. Le tubage permet de créer une nouvelle conduite sous pression, intégrale, à l'intérieur de l'ancienne sans qu'il soit nécessaire de procéder à une excavation complète. Après le tubage, on rencontre le tronçon à la conduite existante, à chacune de ses extrémités. Il suit deux manières de faire soit avec espace annulaire soit sans espace annulaire.

✓ *Tubage avec espace annulaire*

Cette technique consiste à utiliser la conduite en place comme fourreau pour le passage d'une nouvelle canalisation. Celle-ci, dont les dimensions extérieurs sont inférieure au diamètre de la conduite existante peut, éventuellement, réduire de manière significative le diamètre de la conduite. Cela peut d'ailleurs constituer un avantage lorsque l'on veut réduire le temps de séjour dans une partie du réseau de distribution. Après tubage, l'espace annulaire entre l'ancienne et la nouvelle conduite pourra être comblé par injection d'un coulis de ciment qui a pour rôle de transmettre les sollicitations extérieures sur la nouvelle conduite.

✓ *Tubage sans espace annulaire*

Cette technique consiste à réaliser un chemisage de la conduite à réhabiliter par enfilage sa plaquant à l'intérieur de la canalisation en place, sans laisser de vide annulaire.

Contrairement à la méthode précédente, la diminution du diamètre de la conduite n'est pas significative, car sous l'action d'air sous pression et de vapeur, la nouvelle canalisation est plaquée sur l'ancienne.

c) Chemisage

Le chemisage consiste à insérer à l'intérieur de la conduite dégradé, une enveloppe souple imbibée de résine durcis able, sans laisser d'espace annulaire.

Cette technique est adapté aux canalisations non visitables

d) Revêtement en résine époxy

Cette technique non structurante consiste à injecter de la résine à travers le matériau depuis l'intérieur des ouvrages. Sa mise en œuvre après nettoyage efficace de la canalisation par un procédé mécanique et séchage de celle-ci, consiste à introduire dans la canalisation un appareil constitué d'une turbine à air comprimé qui projette le revêtement sur la paroi qui est lissé par un système de brosses rotatives. Le temps de séchage de la peinture (donc d'immobilisation de la conduite) est de 8h après nettoyage et application.

IV.4. Les Ouvrages de stockage

IV.4.1. Définition

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

IV.4.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs jouent les rôles suivants :

- Assure la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe.

IV.4.3. Emplacements des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car on doit tenir compte des considérations suivantes [3 ; 11]:

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
- L'emplacement doit se faire aussi de préférence à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer les pertes de charges) ;
- La distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de 'agglomération ;

IV.4.4. Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue [3; 11]:

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé ;

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

IV.4.5. Equipement du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;

- une conduite de départ ou de distribution ;
- une conduite de vidange ;
- une conduite de trop –plein ;
- système de matérialisation de la consigne d'incendie ;
- Conduit by –pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

IV.4.5.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes

IV.4.5.2. Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permutant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.4.5.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

IV.4.5.4. Conduites de vidange

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV.4.5.5. Conduite by-pass

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV.4.5.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n’est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l’avantage de renouveler constamment la réserve d’incendie.

IV.4.5.7. Les joints d’étanchéité

IV.4.6. Dimensionnement des réservoirs à projeter

IV.4.6.1. Calcul de la capacité de stockage

Après la vérification de la capacité de stockage du réservoir existant, on a proposé de projeter un autre réservoir de 3000m³.

Donc, le volume total est de 3000 m³.

IV.4.6.2. Dimensionnement du réservoir à projeter R2

IV.4.6.2.1. Réservoir R2 (3000 m³)

a) Calcul du diamètre

Le diamètre d’un réservoir de forme circulaire se calcule par la formule suivante :

$$D = ((4.V) / (\pi .H))^{1/2} \dots\dots\dots (IV.1)$$

On fixe la hauteur du réservoir R2 à 4 m.

$$D = ((4.3000) / (3,14.4))^{1/2}$$

$$D = 30.9 \text{ m}$$

Tableau IV. 1. Calcul du diamètre du réservoir R2

Réservoir	V (m ³)	H (m)	D (m)
Réservoir projeté	3000	4	31

b) Calcul de la hauteur d’incendie

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times (D)^2)] \dots\dots\dots (IV.2)$$

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (3.14 \times (31)^2)]$$

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = 0.15 \text{ m}$$

IV.5. Dimensionnement des conduites d'adduction

IV.5.1. Définition

L'adduction comprend l'ensemble des éléments à savoir la ressource, les infrastructures et les équipements nécessaires pour l'approvisionnement en eau potable pour les différents usagers.

Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin <<adducere>> qui signifie << mener ou conduire vers>>, c'est-à-dire, mener de l'eau de lieu de captage jusqu'au lieu de stockage. Dans cette partie, on va établir une étude technico-économique des conduites afin de choisir le matériau et les diamètres optimaux pour nos différents tronçons.

IV.5.2. Topologie des systèmes d'adduction

On distingue deux types d'adduction [11] :

- **Adduction par refoulement :**

L'acheminement des eaux s'effectue à l'aide de pompes, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

- **Adduction gravitaire :**

L'écoulement des eaux dans les conduites d'une adduction gravitaire qui ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur, est causé par la différence des niveaux hydrauliques. Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du point de consommation.

IV.5.3. Choix du tracé

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction se fait selon certains critères techniques et économiques, par exemple [11] :

- Le profil de la conduite doit être aussi régulier et aussi court que possible afin de réduire les frais d'investissement et éviter les contre pentes.
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversée de route, rivière,...etc.)
- Il est préférable de concevoir le profil en long le long des routes et des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation.

IV.5.4. Choix du type des conduites

Pour l'installation du réseau, le choix du type des conduites requiert une attention toute particulière car le bon fonctionnement du réseau en dépend en grande partie :

Certains paramètres sont impératifs au choix des matériaux entre autre :

- ✓ Le diamètre économique ;
- ✓ La pression de l'eau ;
- ✓ Les pertes de charges ;
- ✓ Le prix de revient et la facilité de mise en œuvre en fonction du tracé.

Les types de conduites les plus couramment utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :

- ✓ Les conduites en acier ;
- ✓ Les conduites en fonte ;
- ✓ Les conduites en PVC ;
- ✓ Les conduites en PEHD (polyéthylène en haute densité).

Pour notre projet, on a choisi des conduites en PEHD, vue les avantages qu'elles présentent :

- ✓ Une durée de vie importante (50ans à une température de 20°) ;
- ✓ Facilité de soudage électrocuton ou bout à bout, confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite ;
- ✓ Une bonne résistance ; chimique aux chocs et aux ultraviolets ;
- ✓ La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causées par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.
- ✓ Résistance au coup de bélier ;
- ✓ Un faible coût.

IV.5.5. Etude technico- économique des conduites

Une étude technico-économique est indispensable pour choisir le diamètre le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ; par contre, plus le diamètre est grand, par suit la diminution des pertes de charge d'où les frais d'exploitation diminuent.

Les paramètres qui interviennent dans le calcul des conduites sont : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (V) et les pertes de charges (J).

IV.5.3.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [7] :

✓ La formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (IV.3)

✓ La formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (IV.4)

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m).

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

Avec ces deux formules on détermine une gamme du diamètre économique, suivant plusieurs diamètres normalisés, notre choix se portera sur le plus économique c'est-à-dire, celui qui présente un bilan minimale et une vitesse comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

IV.5.3.2. Calcul de la vitesse

La vitesse dans la conduite se calcule comme suit [11] :

D'après l'équation de continuité : $Q = V \times S \implies V = \frac{Q}{S}$

On a: $S = \pi D^2/4$

Donc:

$$V = 4Q / \pi D^2 \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

Avec :

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

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

D : Diamètre de la conduite (m).

IV.5.3.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vanne, coudes, clapets,...)

Elles se présentent sous deux formes [11]:

- ✓ Pertes de charges linéaires.
- ✓ Pertes de charges singulières.

IV.5.3.3.1. Les pertes de charges linéaires

Elles se produisent tout au long de la conduite, elles peuvent être déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH suivante :

$$J_l = \lambda. L. \frac{V^2}{2gD} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

Avec :

J_l : Pertes de charges linéaires (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²) ;

D : Diamètre du tuyau (m) ;

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Calcul du coefficient des pertes de charges

Appelé aussi le coefficient de frottement, il dépend de la rugosité et de la nature du régime d'écoulement, pour le calculer aux différents régimes, on utilise les formules suivantes :

✓ **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZE : $\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D}]^{-2}$ (IV.7)

✓ **Régime transitoire**

Formule de COLEBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log [\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}}]$ (IV.8)

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;

D : Diamètre du tuyau(m) ;

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- ✓ Pour les tubes en acier : K= 10-3mm
- ✓ Pour les tubes en fonte : K=0.03mm
- ✓ Pour les tubes en PEHD : $\begin{cases} K = 0.01\text{mm si } D \leq 200\text{mm} \\ K = 0.02\text{mm si } D > 200\text{mm} \end{cases}$

- Re : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu}$$
(IV.9)

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s), calculée par la formule de STOCKES suivante :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.03337t + 0.00221t^2}$$
(IV.10)

Pour : t = 20 C°  $\nu = 1,00.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

t: Température de l'eau.

IV.5.3.3.2. Les pertes de charges singulières

Les pertes de charges singulières représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vanne, clapets et branchements, ... etc.) ; dans la pratique, ces pertes de charges sont estimées à 10% (pour le PEHD) des pertes de charges linéaires.

$$J_s = 0,1 \times J_l \dots\dots\dots(IV.11)$$

IV.5.3.3.3. Les pertes de charges totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$J_T = J_l + J_s \quad \longrightarrow \quad J_T = 1,1 + J_l$$

IV.5.3.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl), entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement [8]:

$$H_{mt} = H_g + J_T \dots\dots\dots(IV.12)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_T : Pertes de charges totales (m).

IV.5.3.5. Puissance de pompage

$$P_a = \frac{Q \times g \times H_{mt}}{\eta} \dots\dots\dots(IV.13)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à transit (m³/s) ;
- η : Rendement de la pompe (75%).

IV.5.3.6. Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a + T' \times 365 \dots\dots\dots(IV.14)$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
 P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
 T' : Temps de pompage (20h).

IV.5.3.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \dots\dots\dots(IV.15)$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
 e' : Prix unitaire de KWh, fixé par la SONALGAZ (4.2 DA).

IV.5.3.8. Frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A \dots\dots\dots(IV.16)$$

Avec :

P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
 L : Longueur de la conduite (m) ;
 A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \dots\dots\dots(IV.17)$$

Avec :

A : Amortissement annuel (Annuité) ;
 i : Taux d'annuité (i=8%) ;
 n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n=30ans).

D'où :

$$A = 0.089$$

IV.4.3.9. Calcul du bilan

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

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \dots\dots\dots(IV.18)$$

IV.5.4. Adduction par refoulement

IV.5.4.1. Tronçon Forage 1 - Station de pompage

IV.5.4.1.1. Caractéristiques du tronçon

Débit refoulé : Q = 79.2 m³/h ;

Cote du départ : C = 60.3 m ;
 Cote d'arrivé : C = 82.89 m ;
 Longueur de la conduite : L = 2600 m ;
 Hauteur géométrique : Hg = 22.59 m ;
 Diamètre calculé par la formule de BONNIN : D = 0.148 ;
 Diamètre calculé par la formule de BRESS : D = 0.22 .

$$125\text{mm} < D < 250 \text{ mm}$$

IV.5.4.1.2. Calcul du diamètre économique

a) Calcul de Hmt

Tableau IV. 2. Calcul de Hmt pour les différents diamètres

Dext (m)	Epaisseur	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	Ju (m)	Jl (m)	Js (m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.125	0.0074	0.1102	2.307	254314.68	0.0392	0.0965	251.112	37.666	288.779	311.369
0.16	0.0095	0.141	1.409	198762.25	0.0362	0.0260	67.654	10.148	77.802	100.392
0.2	0.0119	0.1762	0.902	159054.92	0.0338	0.00798	20.764	3.114	23.878	46.468
0.25	0.0148	0.2204	0.576	127157.34	0.0318	0.00245	6.373	0.956	7.329	29.919

b) Frais d'exploitation

Tableau IV. 3. Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (KWh)	Prix.U (DA/KWh)	F exp
0.125	89.5997	654077.86	4.2	2747127.02
0.16	28.8889	210889.099	4.2	885734.215
0.2	13.3718	97614.2157	4.2	409979.706
0.25	8.6096	62850.2521	4.2	263971.059

c) Frais d'amortissement

Tableau IV. 4. Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
0.125	860.46	2600	0.089	209625.27
0.16	1409.44	2600	0.089	343367.77
0.2	2140.90	2600	0.089	521566.06
0.25	3381.78	2600	0.089	823869.24

Tableau IV. 5. Bilan des frais

D (m)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
0.125	2747127.02	209625.27	2956752.3
0.16	885734.215	343367.77	1229102.0
0.2	409979.706	521566.06	931545.76
0.25	263971.059	823869.24	1087840.3

Le diamètre économique est de 200mm avec une vitesse de 0.902 m/s et la hauteur manométrique totale de 46.468 m.

IV.5.4.2. Tronçon Forage 2 - Station de pompage

IV.5.4.2.1. Caractéristiques du tronçon

Débit refoulé : $Q = 90 \text{ m}^3/\text{h}$;

Cote du départ : $C = 61\text{m}$;

Cote d'arrivé : $C = 82.89 \text{ m}$;

Longueur de la conduite : $L = 2400 \text{ m}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 21.89 \text{ m}$;

Diamètre calculé par la formule de BONNIN : $D = 0.158$;

Diamètre calculé par la formule de BRESS : $D = 0.237$.

$$125\text{mm} < D < 250 \text{ mm}$$

IV.5.4.2.2. Calcul du diamètre économique

a) Calcul de Hmt

Tableau IV. 6. Calcul de Hmt pour les différents diamètres

Dext (m)	Epaisseur	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	Ju (m)	Jl(m)	Js (m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.125	0.0074	0.1102	2.622	288993.95	0.0391	0.1246	299.117	44.8676	343.985	365.875
0.16	0.0095	0.141	1.601	225866.2	0.0361	0.0335	80.553	12.0830	92.636	114.526
0.2	0.0119	0.1762	1.025	180744.23	0.0338	0.0102	24.708	3.7062	28.414	50.304
0.25	0.0148	0.2204	1.655	144496.98	0.0317	0.0031	7.577	1.1366	8.714	30.604

b) Frais d'exploitation

Tableau IV. 7. Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (KWh)	Prix.U (DA/KWh)	F exp
0.125	119.6413	873381.481	4.2	366820.22
0.16	37.4501	273386.384	4.2	1148222.81
0.2	16.4495	120082.062	4.2	504344.659
0.25	10.0075	73054.873	4.2	306830.468

c) Frais d'amortissement

Tableau IV. 8. Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
0.125	860.46	2400	0.089	183794.256
0.16	1409.44	2400	0.089	301056.384
0.2	2140.90	2400	0.089	457296.24
0.25	3381.78	2400	0.089	722348.208

Tableau IV. 9. Bilan des frais

D (m)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
0.125	366820.22	183794.256	3851996.5
0.16	1148222.81	301056.384	1449279.2
0.2	504344.659	457296.24	961640.9
0.25	306830.468	722348.208	1029178.7

Le diamètre économique est de 200mm avec une vitesse de 1.025 m/s et la hauteur manométrique totale de 50.304 m.

IV.5.4.3. Tronçon Forage 3 - Station de pompage

IV.5.4.3.1. Caractéristiques du tronçon

Débit refoulé : $Q = 108.216 \text{ m}^3/\text{h}$;
 Cote du départ : $C = 52.35$;
 Cote d'arrivé : $C = 82.89 \text{ m}$;
 Longueur de la conduite : $L = 3000 \text{ m}$;;

Hauteur géométrique : $H_g = 30.54 \text{ m}$;

Diamètre calculé par la formule de BONNIN : $D = 0.173$;

Diamètre calculé par la formule de BRESS : $D = 0.260$.

$$160\text{mm} < D < 315 \text{ mm}$$

IV.5.4.3.2. Calcul du diamètre économique

a) Calcul de Hmt

Tableau IV. 10. Calcul de Hmt pour les différents diamètres

Dext (m)	Epaisseur	Dint (m)	V(m/s)	Re	λ	Ju (m)	Jl(m)	Js (m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.16	0.0095	0.141	1.9261	271581.52	0.0361	0.0484	145.3763	21.8064	167.1827	197.722
0.2	0.0119	0.1762	1.2334	217326.87	0.0337	0.0148	44.5585	6.6837	51.2423	81.782
0.25	0.0148	0.2204	0.7883	173743.17	0.0316	0.004	13.6497	2.0474	15.6972	46.237
0.315	0.0187	0.2776	0.4969	137943.06	0.0298	0.0013	4.0541	0.6081	4.6631	35.2023

b) Frais d'exploitation

Tableau IV. 11. Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (KWh)	Prix.U (DA/KWh)	F exp
0.16	77.7415	567513.572	4.2	2383557
0.2	32.1555	234735.593	4.2	985889.49
0.25	18.1797	132712.299	4.2	557391.655
0.315	13.8410	101039.425	4.2	424365.583

c) Frais d'amortissement

Tableau IV. 12. Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
0.16	1409.44	3000	0.089	376320.48
0.2	2140.90	3000	0.089	571620.3
0.25	3381.78	3000	0.089	902935.26
0.315	5241.03	3000	0.089	1399355

Tableau IV. 13. Bilan des frais

D (m)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
0.16	2383557	376320.48	2759877.5
0.2	985889.49	571620.3	1557509.8
0.25	557391.655	902935.26	1460326.9
0.315	424365.583	1399355	1823720.6

Le diamètre économique est de 250 mm avec une vitesse de 0.788 m/s et la hauteur manométrique totale de 46.237 m.

IV.5.4.4. Tronçon Forage 4 - Station de pompage

IV.5.4.4.1. Caractéristiques du tronçon

Débit refoulé : $Q = 118.8 \text{ m}^3/\text{h}$;
 Cote du départ : $C = 43.7 \text{ m}$;
 Cote d’arrivé : $C = 82.89 \text{ m}$;
 Longueur de la conduite : $L = 3200 \text{ m}$;
 Hauteur géométrique : $H_g = 39.19 \text{ m}$;
 Diamètre calculé par la formule de BONNIN : $D = 0.181$;
 Diamètre calculé par la formule de BRESS : $D = 0.272$.

$$160 \text{ mm} < D < 315 \text{ mm}$$

IV.5.4.4.2. Calcul du diamètre économique

a) Calcul de Hmt

Tableau IV. 14. Calcul de Hmt pour les différents diamètres

Dext (m)	Epaisseur	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	Ju (m)	Jl (m)	Js (m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.16	0.0095	0.141	2.1144	298143.38	0.0361	0.0259	67.4448	10.1167	77.5615	100.1515
0.2	0.0119	0.1762	1.3540	238582.39	0.0337	0.0079	20.6653	3.0998	23.7651	46.3551
0.25	0.0148	0.2204	0.8654	190736.01	0.0316	0.0024	6.3273	0.9490	7.2764	29.8664
0.315	0.0187	0.2776	0.5455	151434.5	0.0297	0.0016	5.2002	0.7800	5.9803	45.1703

b) Frais d'exploitation

Tableau IV. 15. Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (KWh)	Prix.U (DA/KWh)	Fexp
0.16	43.2294	315574.711	4.2	1325413.8
0.2	20.0087	146063.816	4.2	613468.03
0.25	12.8915	94108.2815	4.2	395254.78
0.315	19.4973	142330.486	4.2	597788.04

c) Frais d'amortissement

Tableau IV. 16. Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F amo (DA)
0.16	1409.44	3200	0.089	422606.49
0.2	2140.9	3200	0.089	641927.456
0.25	3381.78	3200	0.089	1013992.92
0.315	5241.03	3200	0.089	1492645.34

Tableau IV. 17. Bilan des frais

D (m)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
0.16	1325413.8	422606.49	1748020.3
0.2	613468.03	641927.456	1255395.5
0.25	395254.78	1013992.92	1409247.7
0.315	597788.04	1492645.34	2090433.4

Le diamètre économique est de 200 mm avec une vitesse de 1.3540 m/s et la hauteur manométrique totale de 46.3551 m.

IV.5.4.5. Tronçon Forage 5 - Station de pompage

IV.5.4.5.1. Caractéristiques du tronçon

Débit refoulé : $Q = 126 \text{ m}^3/\text{h}$;

Cote du départ : $C = 43.7 \text{ m}$;

Cote d'arrivé : $C = 82.89 \text{ m}$;

Longueur de la conduite : $L = 2400 \text{ m}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 21.89 \text{ m}$;

Diamètre calculé par la formule de BONNIN : $D = 0.187$;

Diamètre calculé par la formule de BRESS : $D = 0.280$.

$$160 \text{ mm} < D < 315 \text{ mm}$$

IV.5.4.5.2. Calcul du diamètre économique

a) Calcul de Hmt

Tableau IV. 18. Calcul de Hmt pour les différents diamètres

Dext (m)	Epaisseur	Dint (m)	V(m/s)	Re	λ	Ju (m)	Jl (m)	Js (m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.16	0.0095	0.141	2.2426	316212.68	0.0361	0.0656	157.5151	23.6272	181.1424	203.0324
0.2	0.0119	0.1762	1.4361	253041.93	0.337	0.0201	48.2539	7.2380	55.4920	77.3820
0.25	0.0148	0.2204	0.9178	202295.77	0.0315	0.0061	14.7700	9.2155	16.9856	38.8756
0.315	0.0187	0.2776	0.5785	160612.35	0.297	0.0018	4.3816	0.6172	5.0388	29.9288

b) Frais d'exploitation

Tableau IV. 19. Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (KWh)	Prix.U (DA/KWh)	Fexp
0.16	92.9482	678522.262	4.2	2849793.5
0.2	35.4254	258606.142	4.2	1086145.8
0.25	17.7972	129919.941	4.2	545663.75
0.315	12.3280	89994.704	4.2	377977.7

c) Frais d'amortissement

Tableau IV. 20. Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	Famo (DA)
0.16	1409.44	2400	0.089	301056.384
0.2	2140.9	2400	0.089	457296.24
0.25	3381.78	2400	0.089	722348.208
0.315	5241.03	2400	0.089	1119484.01

Tableau IV. 21. Bilan des frais

D (m)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
0.16	2849793.5	301056.384	3150849.9
0.2	1086145.8	457296.24	1543442.0
0.25	545663.75	722348.208	1268012.0
0.315	377977.7	1119484.01	1497461.8

Le diamètre économique est de 250 mm avec une vitesse de 0.9178 m/s et la hauteur manométrique totale de 38.8756 m.

IV.5.4.6. Tronçon Station monobloc- (Réservoir Bourkika + Réservoir R2)

IV.5.4.6.1. Caractéristiques du tronçon

Débit refoulé : $Q = 577.83 \text{ m}^3/\text{h}$;

Cote du départ : $C = 82.89 \text{ m}$;

Cote d'arrivé : $C = 166.4 \text{ m}$;

Longueur de la conduite : $L = 12000 \text{ m}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 83.51 \text{ m}$;

Diamètre calculé par la formule de BONNIN : $D = 0.4 \text{ m}$;

Diamètre calculé par la formule de BRESS : $D = 0.63 \text{ m}$.

$$400 \text{ mm} < D < 630 \text{ mm}$$

IV.5.4.6.2. Calcul du diamètre économique :

a) Calcul de Hmt

Tableau IV. 22. Calcul de Hmt pour les différents diamètres

Dext (m)	Epaisseur	Dint (m)	V(m /s)	Re	λ	Ju (m)	Jl (m)	Js (m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.4	0.0237	0.3526	1.644	579859.89	0.0273	0.0106	128.144	19.221	147.365	230.875
0.5	0.0297	0.4406	1.053	464045.84	0.0257	0.0033	36.679	5.951	45.631	129.141
0.63	0.0374	0.5552	0.663	368261.16	0.0243	0.000984	11.808	1.771	13.580	97.090

b) Frais d'exploitation

Tableau IV. 23. Calcul des frais d'exploitation

D (m)	P (Kw)	E (KWh)	Prix.U (DA/KWh)	Fexp
0.4	484.687	3538215.1	4.2	14860503
0.5	271.111	1979113.72	4.2	8312277.6
0.63	203.825	1487922.52	4.2	6249274.6

c) Frais d'amortissement

Tableau IV. 24. Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	Famo (DA)
0.4	8627.99	12000	0.089	9214693.32
0.5	13235.51	12000	0.089	14135525
0.63	20009.04	12000	0.089	21369655

Tableau IV. 25. Bilan des frais

D (m)	F exp (DA)	F amo (DA)	Bilan
0.4	14860503	9214693.32	24075197
0.5	8312277.6	14135525	22447802
0.63	6249274.6	21369655	27618929

Le diamètre économique est de 500 mm avec une vitesse de 1.053 m/s et la hauteur manométrique totale de 129.141 m.

IV.6. Les Pompes

IV.6.1. Introduction

Les pompes sont des appareils mécaniques servant à véhiculer un liquide d'un endroit à un autre, la pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale, cela dépend des conditions d'aspiration et de refoulement, par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique [11].

IV.6.2. Choix du type de la pompe

La pompe choisie doit répondre aux conditions suivantes :

- Assurer le débit et la charge demandés ;
- Meilleur rendement ;
- Coût ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids plus faible ;
- Puissance absorbée minimale.

IV.6.3. Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le catalogue « CAPRARI » ou « CAPRI PUMP TUTOR », au lieu des autres catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

IV.6.3.1. Tronçon du forage F1 vers la station monobloc

IV.6.3.1.1. Caractéristiques de la conduite

- $Q = 22 \text{ l/s}$;
- $H_g = 22.59 \text{ m}$;
- $H_{mt} = 46.46 \text{ m}$.

IV.6.3.1.2. Caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F1 sont représentées dans la **Figure.IV.1** Ci-dessous.

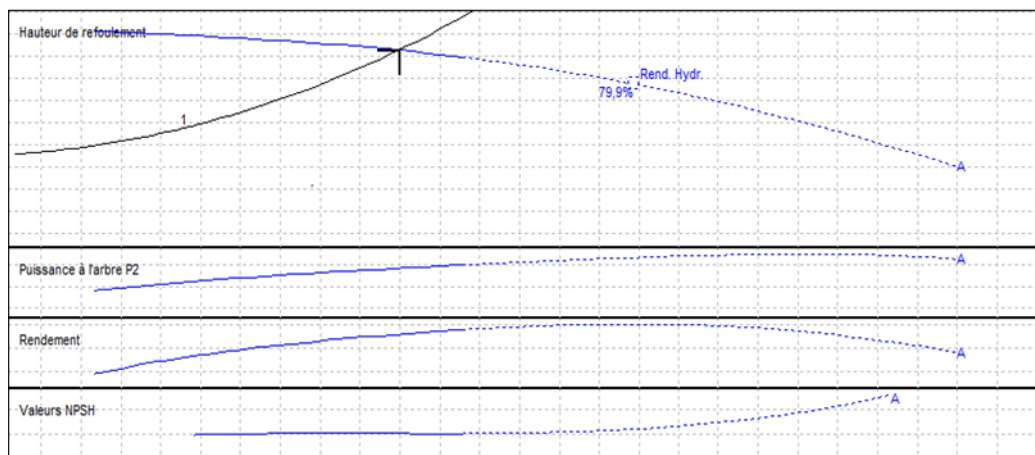


Figure IV. 1. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F1

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergée **P8C/5/20/2A**

- $N = 2900 \text{ tr / min}$;
- $\eta = 71.1 \%$;
- $NPSHr = 4.15 \text{ m}$;
- $P = 14.2 \text{ Kw}$.

On a aussi :

- Point de fonctionnement : $P = (Q = 22 \text{ l/s; Hmt} = 46.5 \text{ m})$;
- Point désiré : $P1 = (Q1 = 22 \text{ l/s ; Hmt1} = 46.5 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

IV.6.3.2. Tronçon du forage F2 vers la station monobloc

IV.6.3.2.1. Caractéristiques de la conduite

- $Q = 25 \text{ l/s}$;
- $H_g = 21.89 \text{ m}$;
- $Hmt = 50.3 \text{ m}$.

IV.6.3.2.2. Caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 sont représentées dans la **Figure.IV.2** ci-dessous

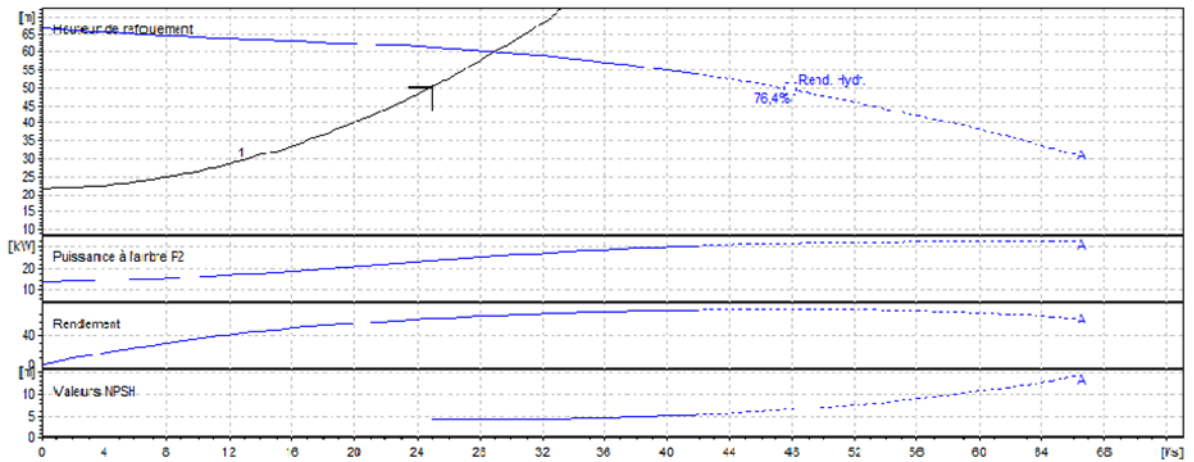


Figure IV. 2. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F2.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **P9C/6/24/2A**.

- $N = 2900 \text{ tr / min}$;
- $\eta = 67.7 \%$;
- $NPSHr = 4.43 \text{ m}$;
- $P = 25.5 \text{ Kw}$.
-

On a aussi :

- point de fonctionnement : P = (Q = 29 l/s; Hmt = 67 m) ;
- point désiré : P1= (Q1 = 25 l/s ; Hmt1=50.3m).

Le point de fonctionnent ne coïncide pas avec le point désiré.

IV.6.3.2.3.Réalisation du point désiré

A. 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 :

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q \dots\dots\dots(IV.19)$$

$$T = 20 \times 0,025 / 0,029 = 17.24 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times Hmt) / \eta \dots\dots\dots(IV.20)$$

$$P_a = 9,81 \times 0,029 \times 67 / 0,677 = 28.15 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times e \dots\dots\dots(IV.21)$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, e = 4.2 (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 28.15 \times 17.24 \times 365 \times 4.2 = 743974.098 \text{ DA.}$$

B. Régulation par étouffement (vannage)

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

Les coordonnées du point H' sont : H' = 61.3 m, Q'= 25 l/s et η' = 63.5 % ;

$$h = H' - H_1 \dots\dots\dots(IV.21)$$

$$h = 61.3 - 50.3 = 11 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = (g \times Q' \times H') / \eta' \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$P_a = 9,81 \times 0,025 \times 61.3 / 0,635 = 23.67 \text{ kw ;}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times e$$

Avec :

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

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, $e = 4,2$ DA (fixé par la SONELGAZ).

D'où : $F_{exp} = 23.67 \times 20 \times 365 \times 4,2 = 725722.2 \text{ DA.}$

C. Variation de la vitesse de la rotation

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \dots \dots \dots (IV.23)$$

$$H = 0,08048 * Q^2;$$

$$H = 0,08048 * Q^2;$$

Nous avons deux points ;

- $Q = 29 \text{ l/s; } H = 60 \text{ m;}$
- $Q = 0 \text{ l/s; } H = 67 \text{ m.}$

$$H_p = a * Q^2 + b \dots \dots \dots (IV.24)$$

$$H_p = -0.0083 * Q^2 + 67 ;$$

$$H_c = R * Q^2 + H_g \dots \dots \dots (IV.25)$$

$$R = 8\lambda^2 / 3.14^2 \times g \times D^5 \dots \dots \dots (IV.26)$$

Tableau IV. 26. Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du forage F2.

Q	0	10	20	30
H_p	67	66.17	63.68	59.53
$a * Q^2$	0	8.048	32.192	72.43
H_c	21.89	26.38	40.05	62.72

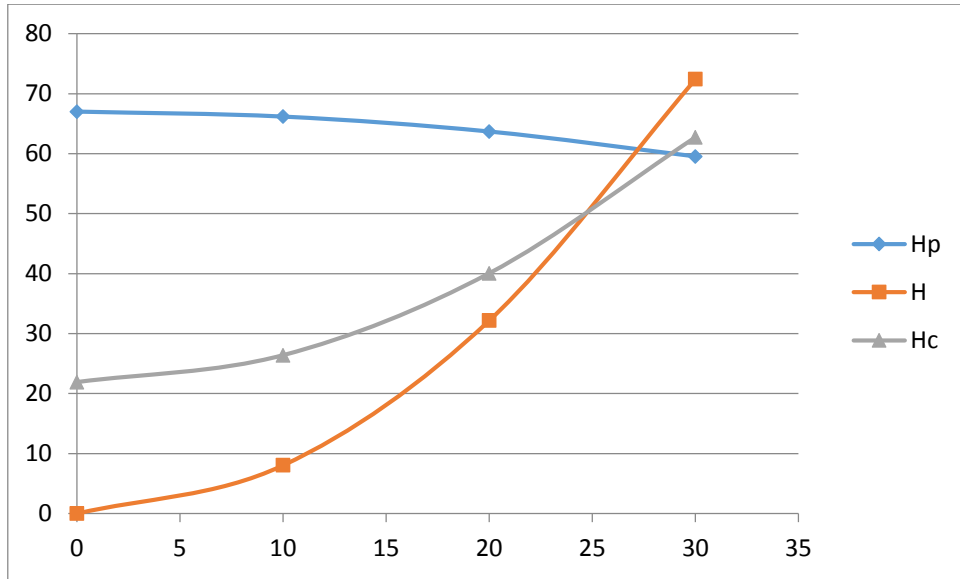


Figure IV. 3. Le point homologue du point désiré de la pompe de forage F2

le point homologue est : P (28 l/s ; 60 m) ;

Appliquant les lois de similitude :

$$N=2900 * \frac{25}{28} = 2589.28\text{tr/min};$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H \cdot Q}{\eta} \dots\dots\dots(\text{IV.27})$$

$$P_a = \frac{9,81 \cdot 60 \cdot 0.03}{0,677} = 29.125 \text{ Kw} ;$$

Calcul des frais d'exploitation :

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

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, e = 4.2 (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 26.08 \times 20 \times 365 \times 4,2 = 799612.8\text{DA}$$

Tableau IV. 27. Bilan des frais d'exploitation.

Variantes	Frais d'exploitation (DA)
Réduction ou augmentation du temps de pompage	743974.098
Régulation par étouffement (vannage)	725722.2
Variation de la vitesse de la rotation	799612.8
Le rognage	/

Donc : la solution la plus économique c'est la régulation par étouffement (vannage).

IV.6.3.3. Tronçon du forage F3 vers la station monobloc

IV.6.3.3.1. Caractéristiques de la conduite

- Q = 30.06 l/s ;
- Hg = 30.54 m ;
- Hmt = 46.23 m.

IV.6.3.3.2. Caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F3 sont représentées dans la Figure.IV.4 ci-dessous

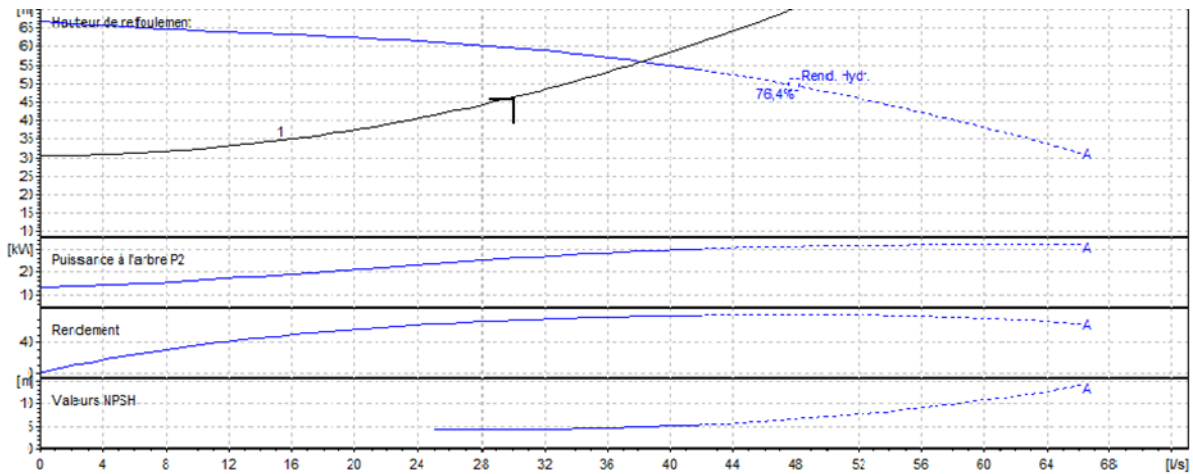


Figure IV. 4. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F3.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **P9C/6/24/2A**.

- N = 2900 tr / min ;
- $\eta = 74.1 \%$;
- NPSHr = 4.86 m ;
- P = 29.1 Kw.

On a aussi :

- point de fonctionnement : $P = (Q = 38.3 \text{ l/s}; H_{mt} = 67 \text{ m})$;
- point désiré : $P_1 = (Q_1 = 30.06 \text{ l/s}; H_{mt1} = 46.23 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

IV.6.3.3.3. Réalisation du point désiré

A. 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 :

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 20 \times 0,03006 / 0,0383 = 15.69 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0383 \times 67 / 0,0741 = 33.97 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times e$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- T : Temps de pompage (h) ;
- e : Prix d'un Kwh, $e = 4.2 \text{ (DA)}$;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 33.97 \times 15.69 \times 365 \times 4.2 = 817072.59 \text{ DA.}$$

B. Régulation par étouffement (vannage)

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

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 59.7 \text{ m}$, $Q' = 30.06 \text{ l/s}$ et $\eta' = 68.7 \%$;

$$h = H' - H_1 = 59.7 - 46.23 = 13.47 \text{ m ;}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$Pa_1 = (g \times Q' \times H') / \eta' = 9,81 \times 0,03006 \times 59,7 / 0,687 = 25,62 \text{ kw} ;$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = Pa \times T \times 365 \times e$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, e = 4,2 DA (fixé par la SONELGAZ).

D'où : $F_{exp} = 25,62 \times 20 \times 365 \times 4,2 = 725722,2 \text{ DA}.$

C. Variation de la vitesse de la rotation

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,051 * Q^2;$$

$$H = 0,051 * Q^2;$$

Nous avons deux points ;

- Q= 38.1 l/s; H= 56.1 m;
- Q= 0 l/s; H= 67 m.

$$H_P = a * Q^2 + b;$$

$$H_P = -0,0075 * Q^2 + 67 ;$$

$$H_C = R * Q^2 + H_g.$$

$$R = 8 \lambda^2 / 3,14^2 \times g \times D^5$$

Tableau IV. 28. Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du forage F3.

Q	0	10	20	30	40
Hp	67	66.25	64	60.25	55
a*Q ²	0	5.1	20.4	45.9	81.6
Hc	30.54	33.02	38	46	70.22

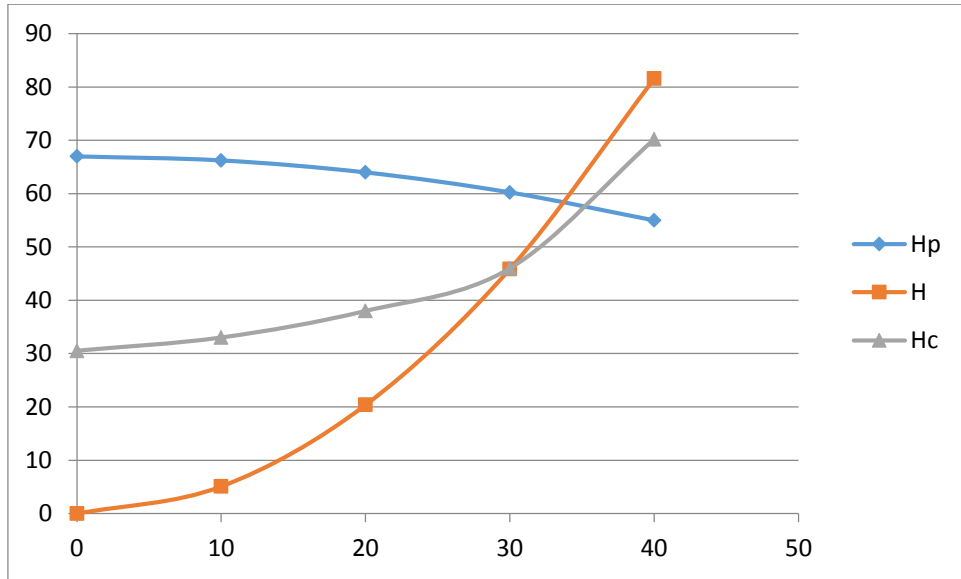


Figure IV. 5. le point homologue du point désiré de la pompe de forage F3

Qui nous donne le point homologue P (35 l/s ; 59 m) ;

Appliquant les lois de similitude :

$$N = 2900 * \frac{30.06}{35} = 2490.68 \text{ tr/min};$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * H * Q}{\eta} = \frac{9,81 * 60 * 0.035}{0.741} = 27.80 \text{ Kw};$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a * T * 365 * e$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, e = 4.2 (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 27.8 * 20 * 365 * 4,2 = 852348 \text{ DA}$$

Tableau IV. 29. Bilan des frais d'exploitation.

Variantes	Frais d'exploitation (DA)
Réduction ou augmentation du temps de pompage	817072.59
Régulation par étouffement (vannage)	725722.2
Variation de la vitesse de la rotation	852348
Le rognage	/

Donc : la solution la plus économique c'est la régulation par étouffement (vannage).

IV.6.3.4. Tronçon du forage F4 vers la station monobloc

IV.6.3.4.1. Caractéristiques de la conduite

- Q = 33 l/s ;
- Hg = 39.19 m ;
- Hmt = 46.355 m.

IV.6.3.4.2. Caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F4 sont représentées dans la **Figure IV.6** ci-dessous

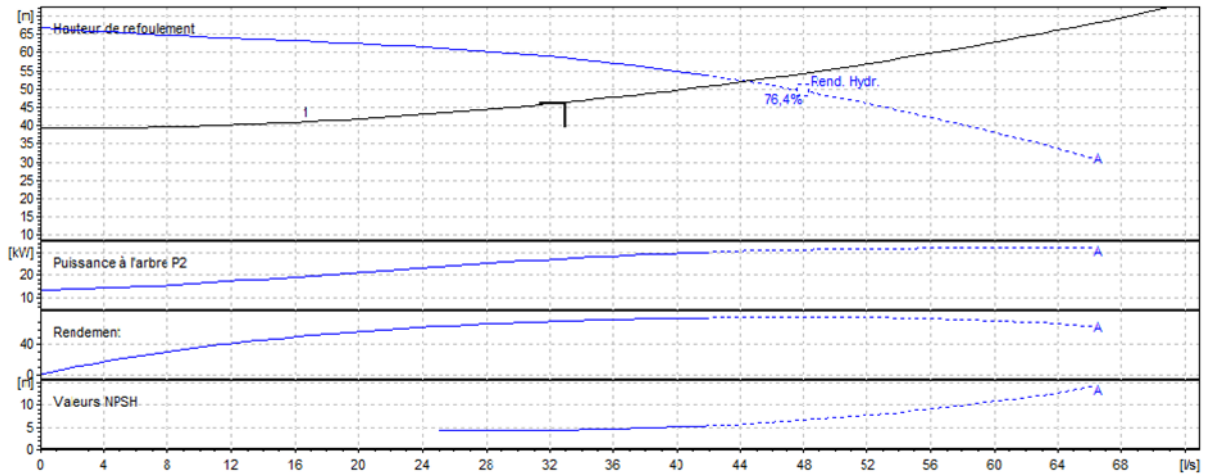


Figure IV. 6. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F4.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **P9C/6/24/2A**.

- N = 2900 tr / min ;
- $\eta = 76.1 \%$;
- NPSHr = 5.67 m ;
- P = 30.6 Kw.

On a aussi :

- point de fonctionnement : $P = (Q = 44 \text{ l/s}; H_{mt}=67 \text{ m})$;
- point désiré : $P_1 = (Q_1 = 33 \text{ l/s}; H_{mt1}=46.355 \text{ m})$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

IV.6.3.4.3. Réalisation du point désiré

A. 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 :

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 20 \times 0,033 / 0,044 = 15 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,044 \times 67 / 0,076.1 = 38 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times e$$

Avec :

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

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, $e = 4.2$ (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 38 \times 15 \times 365 \times 4.2 = 873810 \text{ DA.}$$

B. Régulation par étouffement (vannage)

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

Les coordonnées du point H' sont : $H' = 58.5 \text{ m}$, $Q' = 33 \text{ l/s}$ et $\eta' = 71 \%$;

$$h = H' - H_1 = 58.5 - 46.355 = 12.15 \text{ m ;}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a1} = (g \times Q' \times H') / \eta' = 9,81 \times 0,033 \times 58.5 / 0,71 = 26.67 \text{ kw ;}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times e$$

Avec :

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

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, $e = 4,2$ DA (fixé par la SONELGAZ).

D'où : $F_{exp} = 26.67 \times 20 \times 365 \times 4,2 = 817702.2$ DA.

C. Variation de la vitesse de la rotation

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,042 * Q^2;$$

$$H = 0,042 * Q^2;$$

Nous avons deux points ;

- $Q = 44$ l/s; $H = 52.4$ m;
- $Q = 0$ l/s; $H = 67$ m.

$$H_p = a * Q^2 + b;$$

$$H_p = -0.00754 * Q^2 + 67 ;$$

$$H_c = R * Q^2 + H_g.$$

$$R = 8 \lambda^2 / 3.14^2 \times g \times D^5$$

Tableau IV. 30. Recherche des points homologues du point désiré de la pompe du forage F4.

Q	0	10	20	30	40	50
Hp	67	66.25	63.98	60.21	54.94	48.15
a*Q²	0	4.2	16.8	37.8	67.2	105
Hc	39.19	39	40.5	45	62.07	80

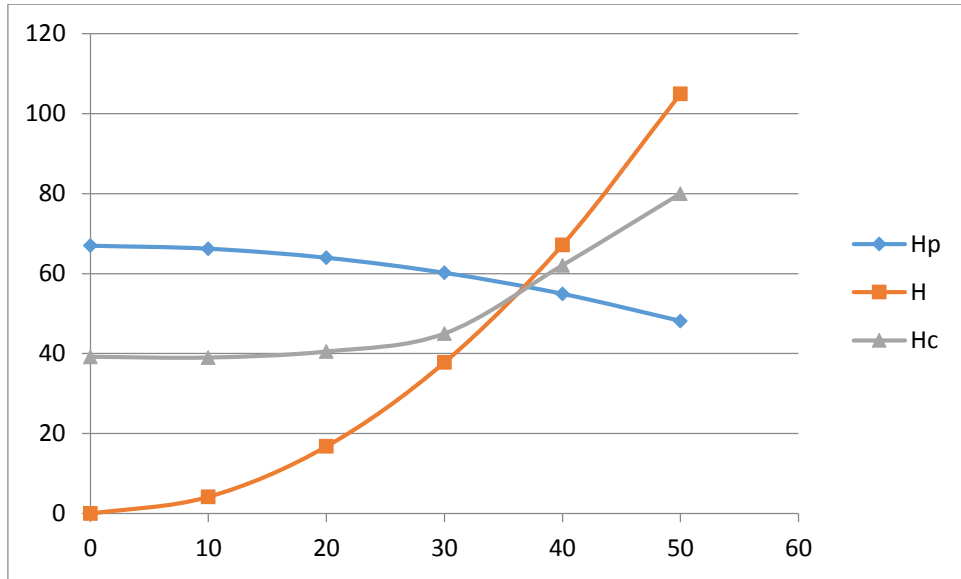


Figure IV. 7. Le point homologue du point désiré de la pompe de forage F4

le point homologue est : P (37 l/s ; 57 m) ;

Appliquant les lois de similitude :

$$N=2900 * \frac{33}{37} = 2586.49 \text{ tr/min};$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H \cdot Q}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 57 \cdot 0.037}{0.761} = 27.18 \text{ Kw};$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times e$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

T : Temps de pompage (h) ;

e : Prix d'un Kwh, e = 4.2 (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 31.48 \times 20 \times 365 \times 4,2 = 833338.8 \text{ DA}$$

Tableau IV. 31. Bilan des frais d’exploitation.

Variantes	Frais d’exploitation (DA)
Réduction ou augmentation du temps de pompage	873810
Régulation par étouffement (vannage)	817702.2
Variation de la vitesse de la rotation	833338.8
Le rognage	/

Donc : la solution la plus économique c’est la régulation par étouffement (vannage).

IV.6.3.5. Tronçon du forage F5 vers la station monobloc

IV.6.3.5.1. Caractéristiques de la conduite

- Q = 35 l/s ;
- Hg = 21.89m ;
- Hmt = 38.87 m.

IV.6.3.5.2. Caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F5 sont représentées dans la **Figure IV.8** ci-dessous.

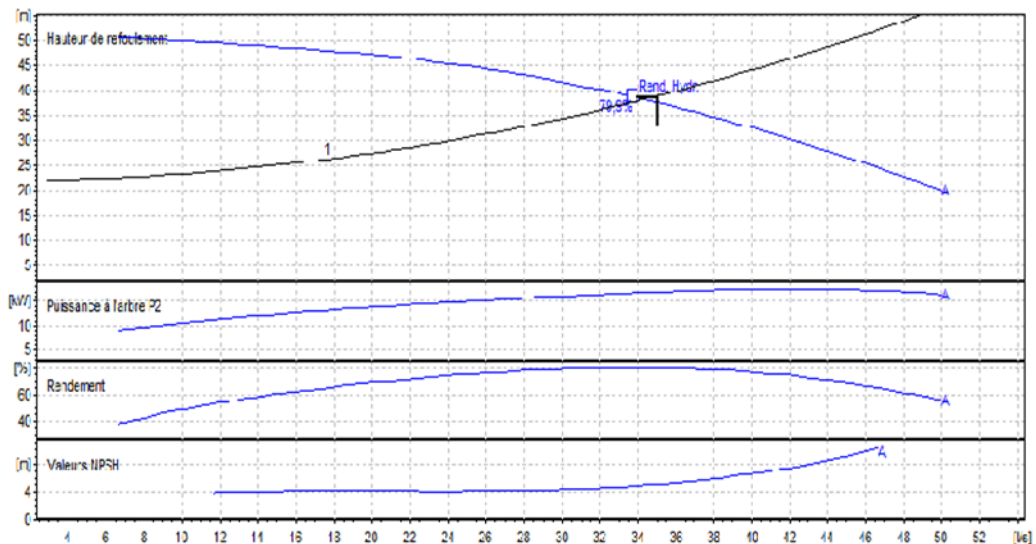


Figure IV. 8. Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage F5.

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **P8C/5/20/2A**

- $N = 2900 \text{ tr / min}$;
- $\eta = 79,9 \%$;
- $NPSHr = 5.05\text{m}$;
- $P = 16.8 \text{ Kw}$.

On a aussi :

- point de fonctionnement : $P= (Q = 35 \text{ l/s}; Hmt=38.9 \text{ m})$;
- point désiré : $P1= (Q1 = 35 \text{ l/s} ; Hmt1=38.9\text{m})$.

Le point de fonctionnent coïncide avec le point désiré.

IV.6.3.6. Tronçon de la station monobloc vers le réservoir projeté R2

IV.6.3.6.1. Caractéristiques de la conduite

- $Q = 160.5 \text{ l/s}$;
- $Hg = 83.51\text{m}$;
- $Hmt = 129.141 \text{ m}$.

IV.6.3.6.2. Caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station monobloc sont représentées dans la **Figure IV.9** ci-dessous.

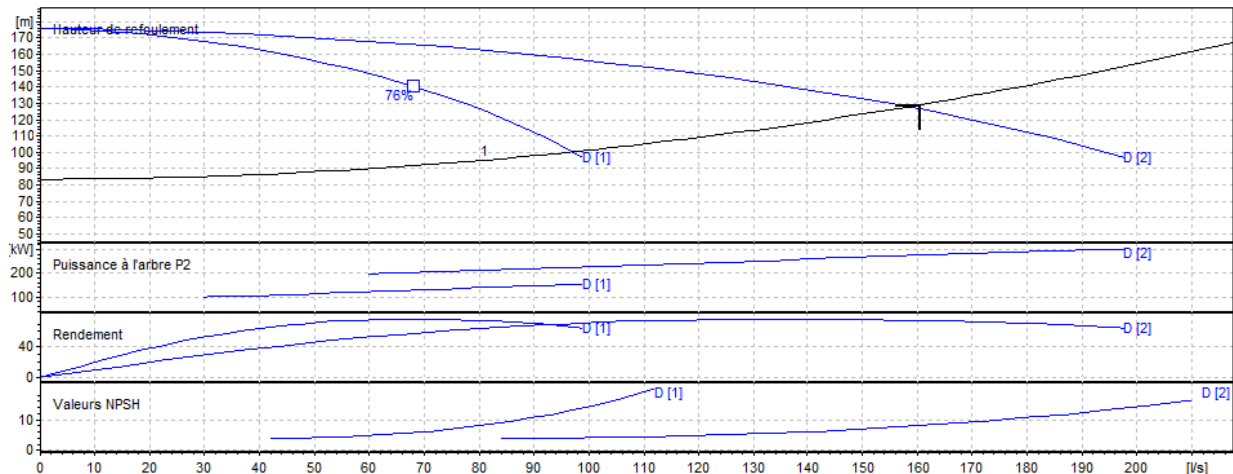


Figure IV. 9. Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station monobloc.

On a opté pour le choix d'une pompe de type à axe horizontal multicellulaire **PM125/2D**.

- $N = 2900 \text{ tr / min}$;
- $\eta = 74.5 \%$;
- $NPSHr = 7.86 \text{ m}$;
- $P = 137 \text{ Kw}$.

On a aussi :

- point de fonctionnement : P= (Q = 160.5 l/s; Hmt=129.141 m) ;
- point désiré : P1= (Q1 = 160.5 l/s ; Hmt1=129.141m).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

IV.6.4. Vérification de la cavitation

Par définition, le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point des bulles, cavités remplies de la vapeur du liquide. Ces dernières s'écrasent dans les zones à pression élevées générant des vibrations et bruit.

IV.6.4.1. Notions de NPSH

Pour éviter la cavitation dans les pompes, on doit assurer certain pression à l'aspiration dite "charge nette minimale disponible à l'aspiration NPSHd" donnée par l'utilisateur, qui doit être supérieur à " la charge nette minimale requise NPSHr" donnée par le constructeur.

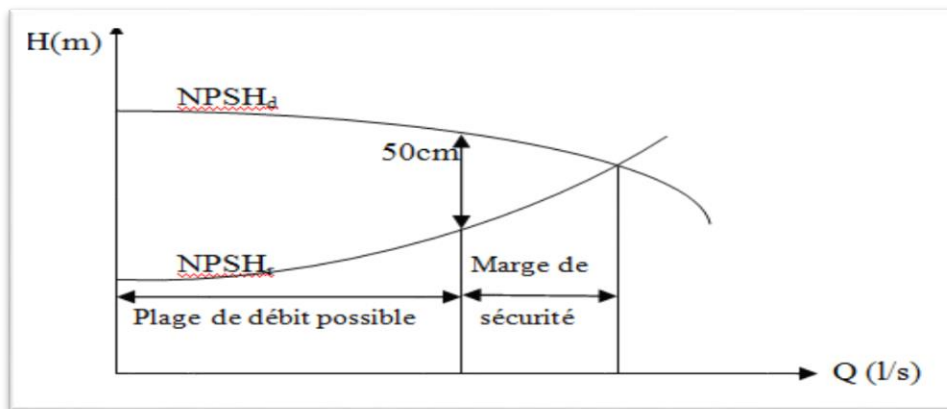


Figure IV. 10. Courbes des NPSH.

- Pour une alimentation en charge :

$$NPSHd = P_0 / \rho * g + H a - (Ja + Tv) \dots\dots\dots (IV.28)$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$NPSHd = P_0 / \rho * g - H a - (Ja + Tv) \dots\dots\dots (IV.29)$$

Avec :

Ha : hauteur d'aspiration en (m)

Ja : pertes de charge à l'aspiration en (m)

$P_0 / \rho * g$: pression au point d'aspiration (m.c.e)

Tv : c'est la pression de vapeur maximale à une température donnée.

- **Les forages**

Par mesure de sécurité, les pompes immergées seront placées à 1m au-dessous du niveau dynamique des forages, donc ces pompes travaillent en charge et par conséquent il n'y a pas de cavitation.

- **La station monobloc**

✓ Cote du plan d'aspiration : Ca = 85.5 m

✓ Cote du l'axe de la pompe : Cp = 82.89 m

Hauteur d'aspiration : Ha = Ca - Cp = 2.61 m

Ha>0, d'où la pompe travaille en charge

✓ Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times 85.5) = 10.2274 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 10.2274 + 2.61 - (0 + 0.2) = 12.63 \text{ m}$$

D'où : $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$

Donc la pompe ne cavite pas.

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons proposé une réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Bourkika

D'abord, on a dimensionné l'ouvrage de stockage projeté, choisissant les meilleurs conditions de fonctionnement de ce dernier, alors on peut dire que le chef-lieu de Bourkika a un approvisionnement suffisant en matière de stockage jusqu'au 2047.

Par la suite, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir , la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et on optant également pour le matériau le plus seyant qui est le PEHD.

A la fin, l'utilisation du catalogue CAPRARI nous a permis de déterminer les caractéristiques des pompes qui seront utilisées pour choisir un fournisseur. Nous avons opté pour la station monobloc une pompe de type multicellulaire identique en parallèle et on a vérifié la non-cavitation de la pompe utilisée.

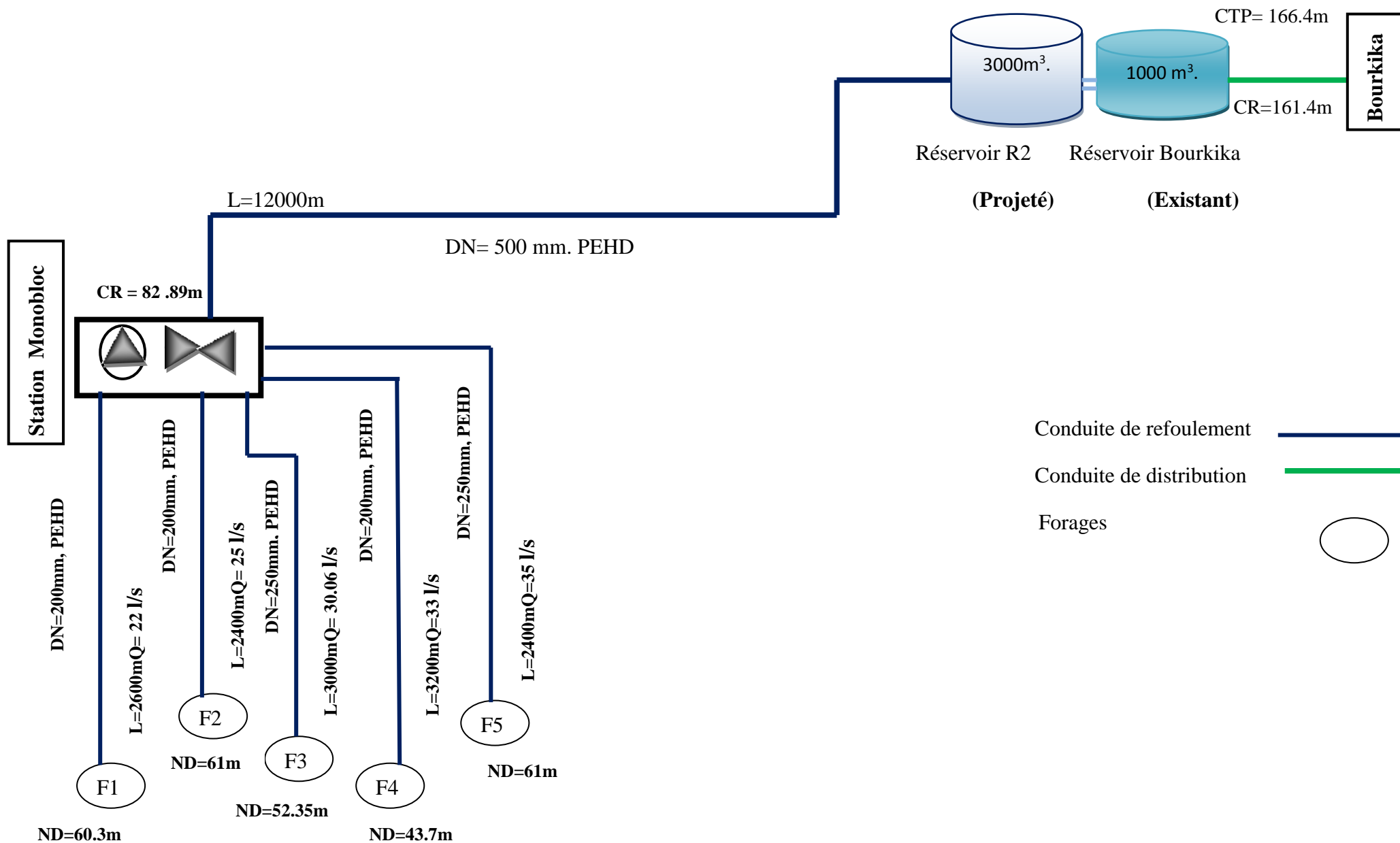


Figure IV.11. Schéma projeté du réseau d'AEP de Bourkika .



CHAPITRE V



Chapitre V. Protection des conduites.

V.1. Introduction

Pour assurer le fonctionnement adéquate d'une chaîne d'adduction et une durée de vie maximale, il va falloir mettre des dispositifs de protection contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans la chaîne d'adduction, et parmi ces phénomènes en trouve, le coup de bélier, la corrosion, la force de pression dans les coudes.

V.2. Le phénomène de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène de choc apparaissant au moment d'une brusque variation de vitesse et de pression, ce phénomène se traduit par des oscillations de pression, surpression et dépression alternative, provoquées par la modification rapide du régime d'écoulement, ces oscillations parcourent la canalisation d'une extrémité à une autre, avec un aller-retour périodique [9].

V.2.1. Causes fréquentes du coup de bélier

Les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont [2]:

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vanne.

V.2.2. Analyse physique de Coup de bélier dans les pompes

V.2.2.1. Première phase du coup de bélier

Lorsque la pompe s'arrête, la colonne d'eau continue son ascension grâce à son inertie. La pompe ne fournissant plus d'eau, il n'y a pas lieu de relève pour combler le vide laissé par la colonne ascendante. L'onde de dépression se propage de la sortie de la pompe vers le réservoir. Dès que cette onde de dépression atteint le réservoir, une onde élastique de pression statique normale commence à se déplacer du réservoir vers la pompe [5].

V.2.2.2. Deuxième phase ou contre coup

Une onde élastique de surpression se propage depuis la pompe jusqu'au réservoir. Elle se produit au moment où l'onde de pression normale atteint la section de la pompe. Comme précédemment, dès que l'onde de surpression atteint le réservoir, une onde de pression statique normale commence à se propager depuis le réservoir jusqu'à la pompe [5].

V.2.3. Les moyens de protection anti-bélier

- Les cheminés d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Bassin d'alimentation ;
- Volant d'inertie ;
- Les venteuses ;
- Les soupapes de décharge ;
- Vannes à fermeture lente [13].

V.2.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V.2.4.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K * D}{e}}} \dots\dots\dots(\mathbf{V.1})$$

Avec :

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Le coefficient K est donné comme suit :

$$K = \frac{10000}{E} \dots\dots\dots(\mathbf{V.2})$$

E : module d'élasticité du matériau.

Pour l'acier K= 0,5.

V.2.4.1.1.1er cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \dots\dots\dots(\mathbf{V.3})$$

Avec :

B : La valeur du coup de bélier (m),

a : La célérité de l'onde (m/s),

V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),

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

- *La valeur maximale de la pression-surpression est :*

$$H_s = H_0 + B \dots\dots\dots(\mathbf{V.4})$$

- *La valeur maximale de la pression-dépression est :*

$$H_d = H_0 - B \dots\dots\dots(\mathbf{V.5})$$

Où :

H₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + 10 \dots\dots\dots(\mathbf{V.6})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m).

10 : Pression atmosphérique (m).

H₀ : Pression absolue de la conduite (m).

V.2.4.1.2.2eme cas : Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \dots\dots\dots(\mathbf{V.7})$$

V.2.5. Valeurs numérique de coup de bélier

Tableau V. 1. Valeurs numérique de coup de bélier

Tronçon	Caractéristiques des conduites									
	De (mm)	Di (mm)	L (m)	e (mm)	a (m/s)	V (m/s)	Hg (m)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
F1-SP	200	176.2	2600	11.9	277.01	0.9026	22.59	25.49	58.08	7.1
F2-SP	200	176.2	2400	11.9	277.01	1.02	21.89	28.96	60.86	2.92
F3-SP	250	220.4	3000	14.8	276.24	0.788	30.54	22.2	62.74	18.34
F4-SP	200	176.2	3200	11.9	277.01	1.35	39.19	38.24	87.42	10.96
F5-SP	250	22.4	2400	14.8	276.24	0.91	21.89	25.85	57.74	6.04
ST-R2	500	440.6	12000	29.7	276.75	1.05	83.51	29.71	123.22	63.79

Remarque :

D'après les résultats obtenues ci-dessus on remarque que le tronçon ST-R présente une surpression ($H_s = 123.22$ m), pour cela on propose l'installation d'un réservoir d'air.

Pour les autres tronçons les valeurs de la dépression sont inférieures à les valeurs des cotes naturelles ce qui ne nécessite pas l'installation d'ouvrage de protection anti-bélier.

V.3. Réservoir d'air

V.3.1. Définition

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

V.3.2. 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 nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivant :

- d) 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.
- e) 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 la descente de l'eau.
- f) 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 obtention du résultat voulu.

V.3.3. Application des principes cités

Après l'arrêt du group la masse d'eau continue 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.

- g) Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :
 - **Les temps se suivent selon des valeurs $T= 2L/a$**
 - **Variation du volume d'air**

Lorsque le réservoir de l'anti béliet écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air.

$$\Delta U = S \times T \times V_m \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

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

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)

V.3.3.1.Pression dans le réservoir d'air

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que.

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1.4}}{U^{-1.4}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

δ_0 : Pert de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normale ;

Z_0 : Pression absolue ;

U : Nouveau volume d'air ;

U_0 : Pression dans le réservoir d'air ;

Z : pression dans le réservoir d'air.

V.3.3.2. Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement ; on choisit une tuyère. On calculera à la montée de l'eau, la vitesse V_1 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 V_2 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 ajoutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0.92.

Avec :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \dots\dots\dots(\mathbf{V.10})$$

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'^2 : $0.92d$: Diamètre de la veine contractée en (m).

d : diamètre de tuyère en (m) doit être choisi pour une valeur de K compris en 15 et 20

$$15 < D^2/d'^2 < 20 \longrightarrow 15 < D^2 / (0.92 * d)^2 < 20$$

On prend **$d = 0.115$**

Le diamètre de la veine liquide contractée $d' = 0.92 * d = \mathbf{0.1058}$

On prend $d' =$

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau dans la conduite et donné par la formule suivant :

$$\Delta H_1 = C \frac{V_1^2}{2 * g} \dots\dots\dots(\mathbf{V.11})$$

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 :

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D_t}\right)^2 \dots\dots\dots(\mathbf{V.12})$$

Avec :

Dt : diamètre de la tubulure.

$$Dt = \frac{D_{int}}{2} \dots\dots\dots(\mathbf{V.13})$$

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D_t}\right)^2$$

Les pertes de charges dans la tuyère seront alors :

$$\Delta H_1 = C \frac{V_1^2}{2 * g} \dots\dots\dots(\mathbf{V.14})$$

✓ **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.

On a:

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \dots\dots\dots(\mathbf{V.15})$$

Ou :

V2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en m/s.

Vf : Vitesse de l'eau dans la conduite en m/s.

D : Diamètre de la conduit en m.

d : Diamètre de la tuyère m.

Dans la tuyère, K'est lie à k.il peut être établi facilement, k'et environ égal à 1.7 K.

La perte de charge ΔH2 à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = C' \frac{V_2^2}{2 * g} \dots\dots\dots(\mathbf{V.16})$$

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 m1, tel que :

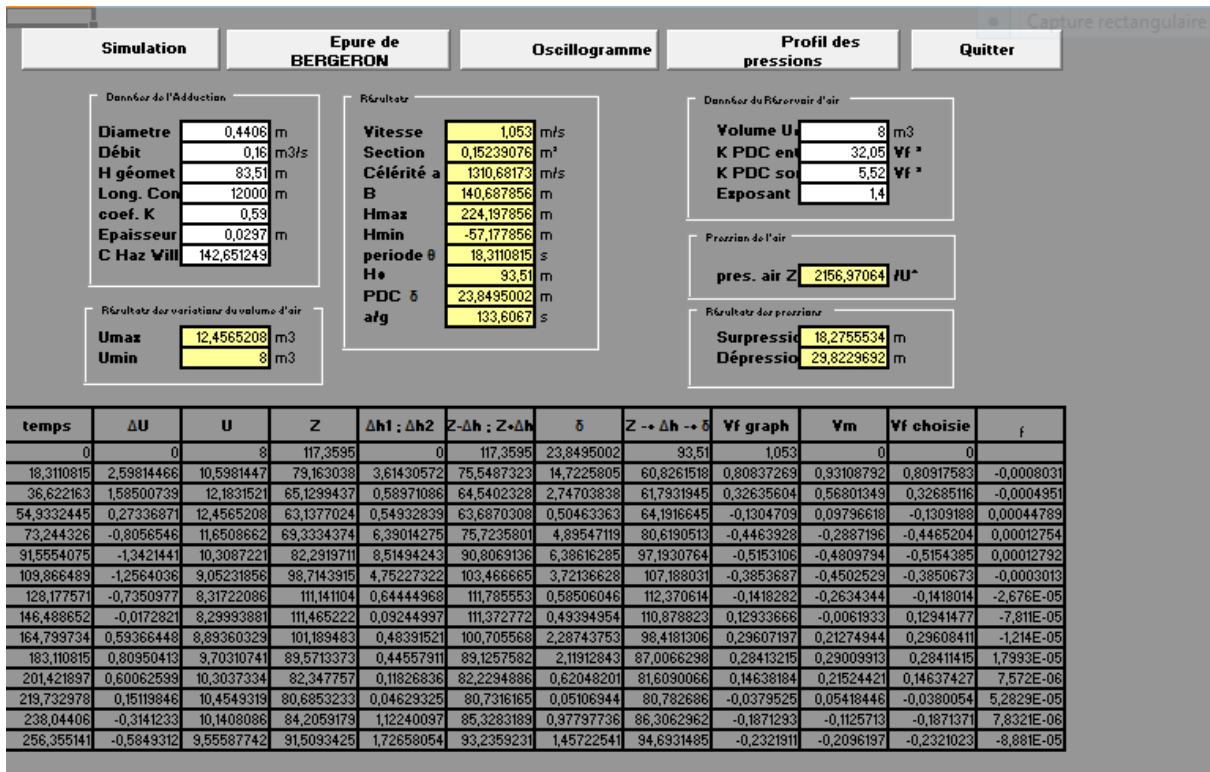
$$m_2 = 0.5 \left(\frac{d}{D_t}\right)^2 \dots\dots\dots(\mathbf{V.17})$$

Avec :

Dt : Diamètre de la tubulure.

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau ci-après

Tableau V. 2. Les résultats de calcul de réservoir d'air de la conduite SP-R2.



L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (V.1)) :

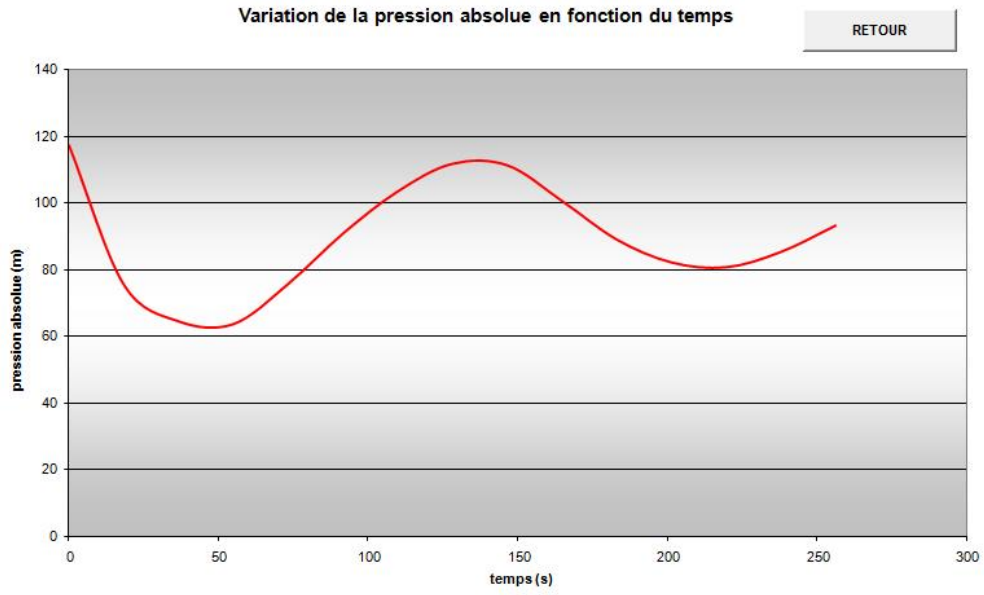


Figure V. 1. La variation de la pression absolue en fonction du temps

Sur le diagramme $H=f(v)$, on mène une horizontale H_0 correspond au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Figure. (V.2)).

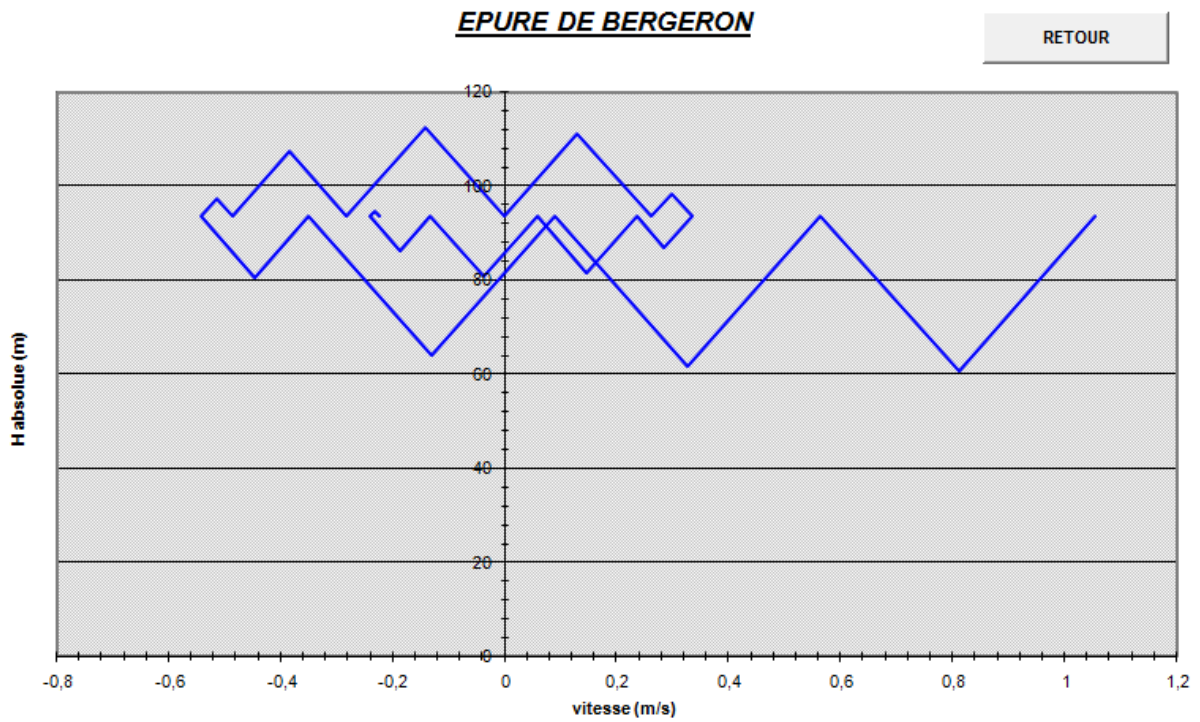


Figure V. 2. Epure de BERGERON pour le tronçon SP-R299.

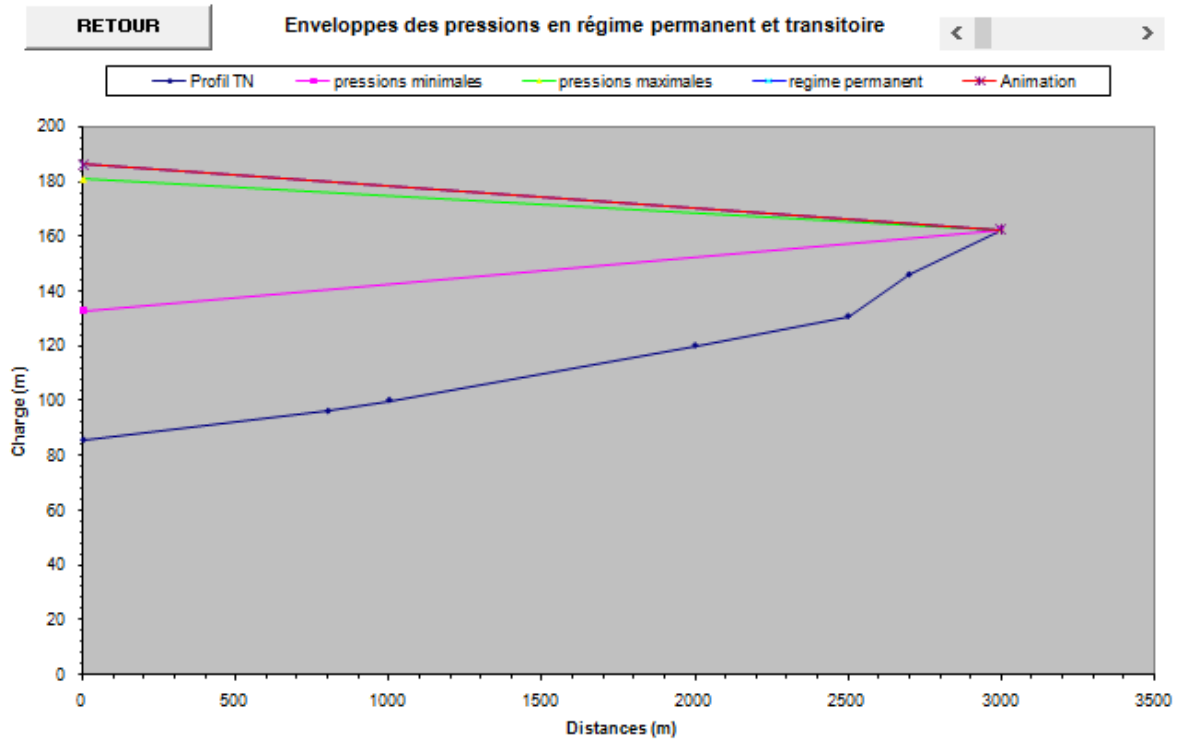


Figure V. 3. Variation des charges en fonction de distances cumulées.

Il ressort du calcul que le volume d'air est de $U_{max} = 12.45 \text{ m}^3$ qui sera majoré de 20 % pour assurer une sécurité vis-à-vis de la vidange, ainsi le volume du réservoir sera de 14.94 m^3 .

V.4. Conclusion

Pour éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est-à-dire tenir compte de la valeur majoré du coup de bélier.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, et de mettre fin à la souffrance en manque d'eau, nous avons fait le diagnostic et la réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Bourkika.

Notre étude est réalisée à l'horizon 2047, où la population attendra les 45267 habitants.

Après avoir estimé besoins futurs en eau, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 13867.95 m³/j soit 160.5 l/s.

Nous avons effectué un diagnostic du réseau et nous avons relevé les points suivants :

- Le diagnostic physique nous a relevé quelques anomalies au niveau des conduites d'adduction par refoulement auxquelles nous avons proposé une réhabilitation.
- La capacité du réservoir n'est pas satisfaisante, et demande un volume de 4000 m³.
- La pompe de la station monobloc est inadéquate.

Nous avons également effectué une réhabilitation du réseau dans laquelle nous avons projeté un réservoir dont sa capacité est de 3000 m³.

Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le Poly Ethylène Hautes Densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente, en les comparant aux autres matériaux.

Le choix des pompes adéquates au refoulement a été réalisé à l'aide d'un catalogue, à titre indicatif, tout en assurant qu'il n'y a pas de risque de cavitation.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène de coup de bélier a été faite, afin de protéger le réseau d'adduction contre ce dernier. Nous proposons l'installation d'un réservoir d'air au niveau de la conduite de refoulement (Station monobloc-R2), les autres conduites de refoulement ne sont pas soumises au risque d'apparition de ce phénomène, ce qui ne nécessite pas une protection anti-bélier.

Nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est d'apporter une solution concernant les anomalies du réseau d'AEP du chef-lieu de la commune de Bourkika.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Algérienne des eaux (ADE), Ahmer El Ain.
- [2] **Amara. L** ,Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristique – Application à des cas pratique-, *Projet de Fin d'Etude, Ingéniorat*, Université A-Mira Bejaia, 214 page, 2010.
- [3] **ANDRE, C. ; GEORGE, D.** – Distribution d'eau dans les agglomérations.
Edition EYROLLES, 1980.
- [4] APC, plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune Bourkika.
- [5] **Bennis, S.**, Hydraulique et hydrologie, édition presse de l'université de Québec, canada, 451 pages, 2009.
- [6] **BLINDU, I.**, Outil de l'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau Monnet, France, 304pages, mai 2004.
- [7] **BONIN, J.** – Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Collection de de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages.
- [8] **BONVIN.J.** , Hydraulique urbaine, Tome I : Captage – Réseaux d'adduction – Réservoirs – Réseaux de distribution – Equipements – Pompes – Petites centrales hydrauliques. Version 2005.
- [9] **Bourrier.R, Selmi.B.**, Techniques de la gestion et de la distribution de l'eau, *Edition le moniteur, Paris*, 829 pages, 2011.
- [10] **Cécile AJUSTE, Jean-Marc BERLAND, Jean CELERIER**,
'Réhabilitation/remplacement des réseaux d'eau potable en zone rurale'', Document technique FNDAE hors- série n° 10, octobre 2004.
- [11] **Dupont, A.**, Hydraulique Urbaine, Tome II, Ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 page, 1979.
- [12] LA Houille blanche, N6, pp.479-483, Octobre 1992.
- [13] **Lencastre, A.**, Hydraulique générale, *Edition Eyrolles*, Paris, 633 pages, 2005.
- [14] **Mahmoud, M.**, cours d'alimentation en eau potable, Professeur à l'ENIT, 2002.



ANNEXES



Annexe (1) : Besoins en équipements scolaires

Besoins scolaires à l'horizon 2017

Localité	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	Ecole primaires	9	2899	20	57.98
	CEM	3	2478	20	49.56
	Lycée	1	957	20	19.14
	CFPA	1	100	20	2

Besoins scolaires à l'horizon 2017

Localité	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	Ecole primaires	12	3527	20	70.54
	CEM	4	3015	20	60.30
	Lycée	1	1164	20	23.28
	CFPA	1	100	20	2

Besoins scolaires à l'horizon 2017

Localité	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	Ecole primaires	14	4542	20	90.84
	CEM	4	3883	20	77.66
	Lycée	2	1499	20	29.98
	CFPA	1	100	20	2

Annexe (2) : Besoins en équipements sanitaires

Besoins sanitaires à l'horizon 2017

Localité	Equipements	Nombre	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	Salle de soins	2	300	300	90
	Centre de santé	1	200	300	60
	Polyclinique	1	50	300	15

Besoins sanitaires à l'horizon 2027

Localité	Equipements	Nombre	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	Salle de soins	3	600	300	180
	Centre de santé	1	200	300	60
	Polyclinique	1	60	300	18

Besoins sanitaires à l'horizon 2047

Localité	Equipements	Nombre	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	Salle de soins	3	600	300	180
	Centre de santé	2	400	300	120
	Polyclinique	2	80	300	24

Annexe (3) : Besoins en équipements socioculturels

Besoins socioculturels à l'horizon 2027

Localité	Equipements	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	02 stades communaux	/	7000	4	28
	01 centre culturel	/	450	4	1.80
	04 mosquées	600	/	10	6

Besoins socioculturels à l'horizon 2017

Localité	Equipements	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	02 stade communaux	/	7000	4	28
	01 centre culturel	/	450	4	1.80
	01 jardin pour enfant	100	/	4	0.40
	01 crèche	150	/	20	3
	04 mosquée	600	/	10	6

Besoins socioculturels à l'horizon 2047

Localité	Equipements	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	02 stades communaux	/	7000	4	28
	02 centre culturel	/	900	4	3.60
	01 jardin pour enfant	100	/	4	0.40
	01 crèche	150	/	20	3
	05 mosquées	750	/	10	7.5

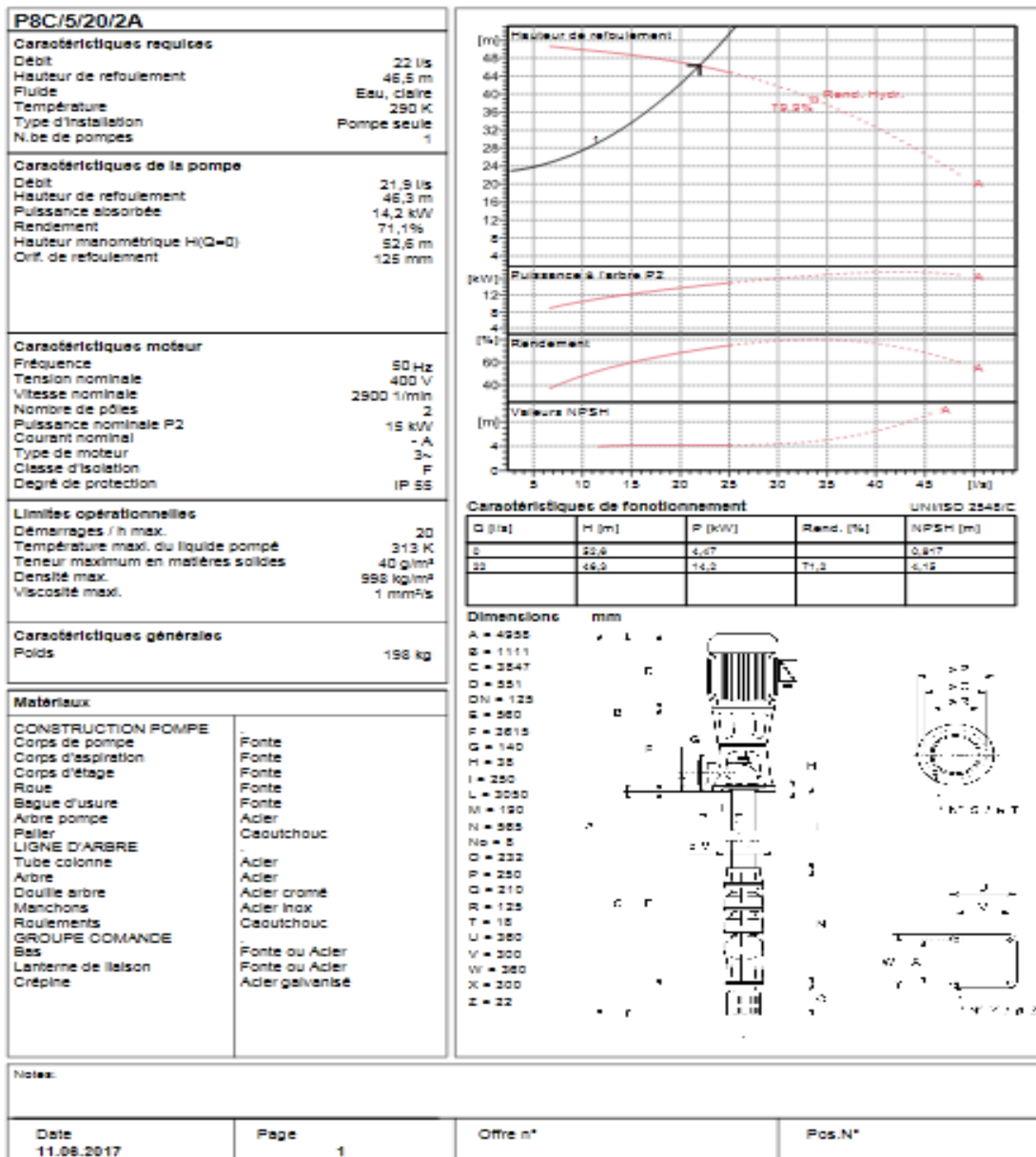
Annexe (4) : Besoins en équipements administratifs

Localité	Equipements	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
Bourkika	01 APC	30	15	0.45
	01 Bureau de poste	10	15	0.15
	01 siège de P.T.T	20	15	0.3
	01 Sub. de l'agriculture	15	15	0.225
	01 Annexe APC et PTT	20	15	0.3
	01 Gendarmerie	45	50	2.25

Annexe (6) : Diamètre intérieur et extérieur des conduites en PEHD PN10

Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité produit	Pression service	Prix HT Le M/L	Prix TTC Le M/L
16	/	PE80	10 Bars	/	/
20	2.0	PE80	10 Bars	31.48	36.83
25	2.0	PE80	10 Bars	39.80	46.57
32	2.4	PE80	10 Bars	61.83	72.34
40	3.0	PE80	10 Bars	96.79	113.24
50	3.7	PE80	10 Bars	147.86	173.00
63	4.7	PE80	10 Bars	233.89	273.65
75	5.6	PE80	10 Bars	330.68	386.90
90	5.4	PE100	10 Bars	387.50	453.38
110	6.6	PE100	10 Bars	577.28	675.42
125	7.4	PE100	10 Bars	735.44	860.46
160	9.5	PE100	10 Bars	1204.65	1409.44
200	11.9	PE100	10 Bars	1829.83	2140.90
250	14.8	PE100	10 Bars	2890.41	3381.78
315	18.7	PE100	10 Bars	4479.51	5241.03
400	23.7	PE100	10 Bars	7374.35	8627.99
500	29.7	PE100	10 Bars	11312.40	13235.51
630	37.4	PE100	10 Bars	17101.74	20009.04

Annexe (7) : Caractéristique de la pompe choisie pour le forage F1

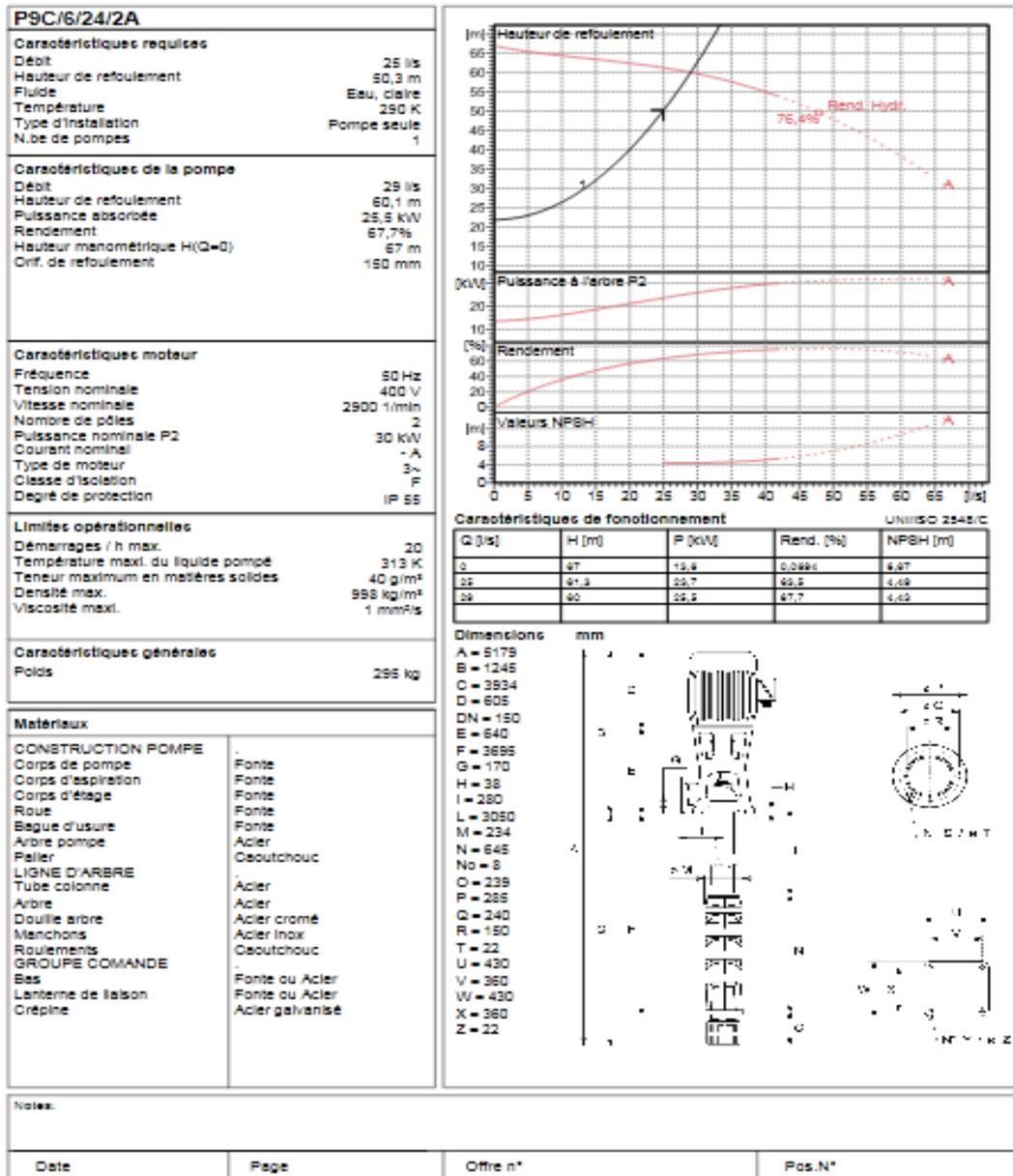


Notes:

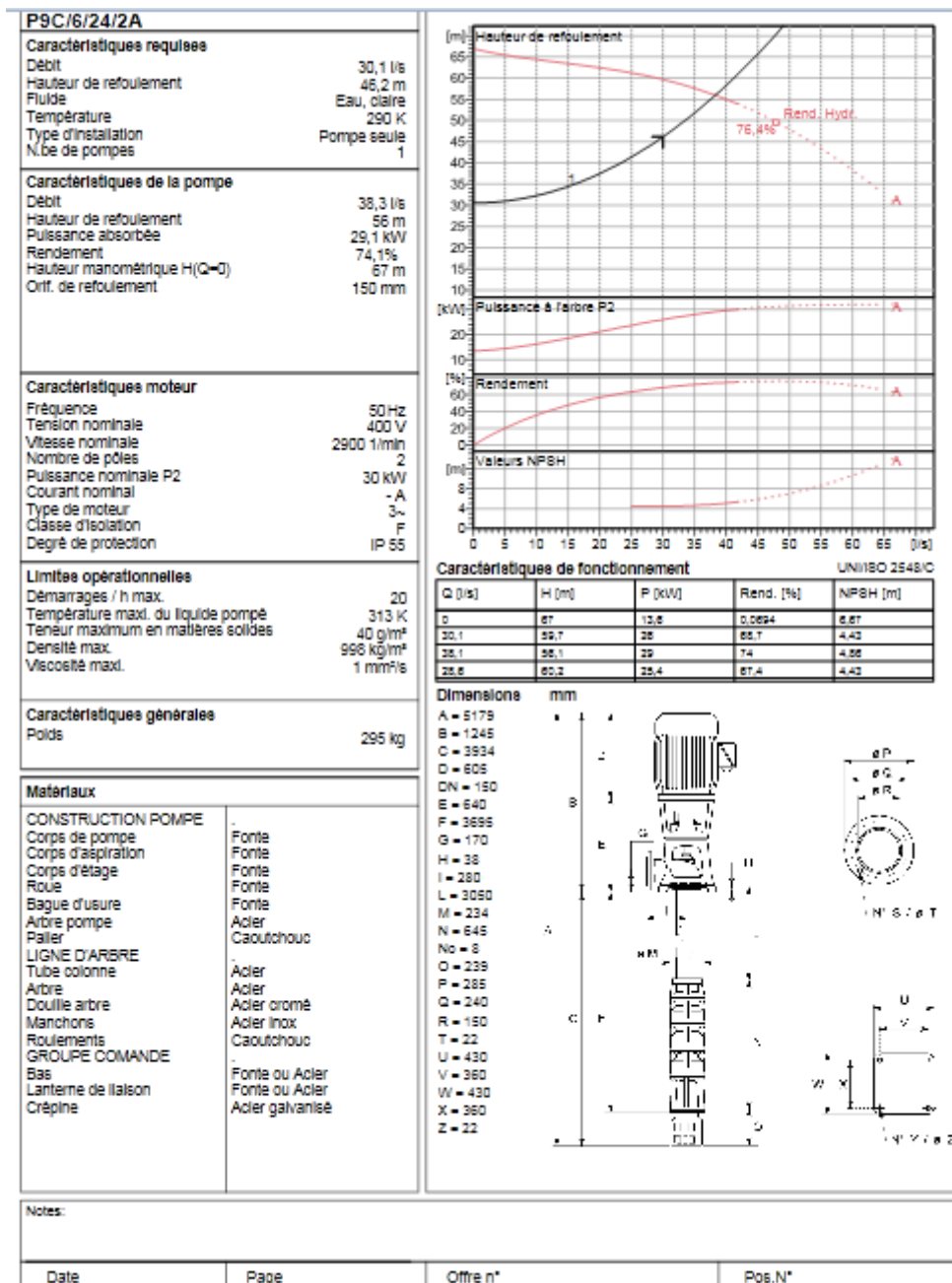
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
11.08.2017	1		

Annexe (8) : Caractéristique de la pompe choisie pour le forage F2

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

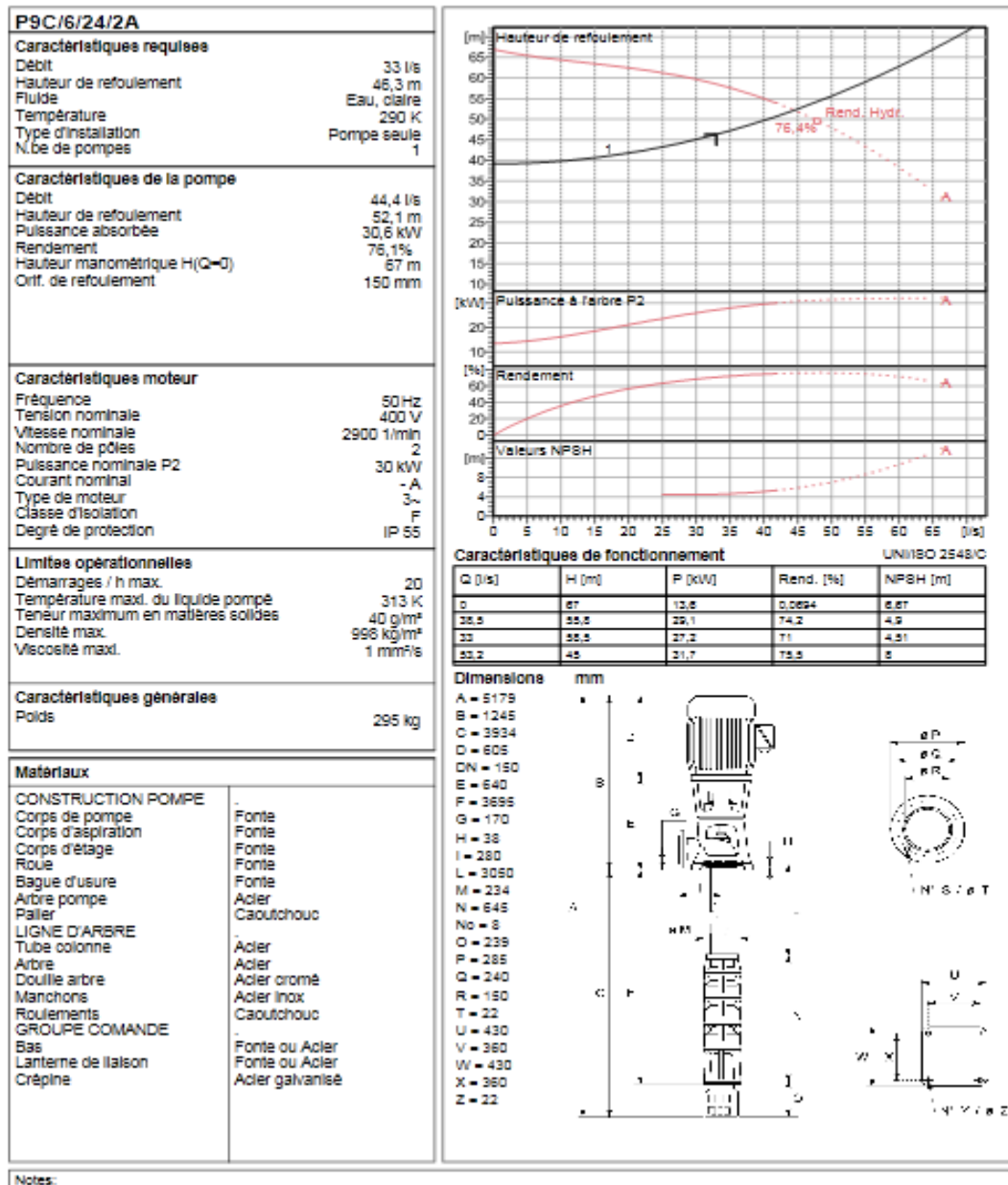


Annexe (9) : Caractéristique de la pompe choisie pour le forage F3

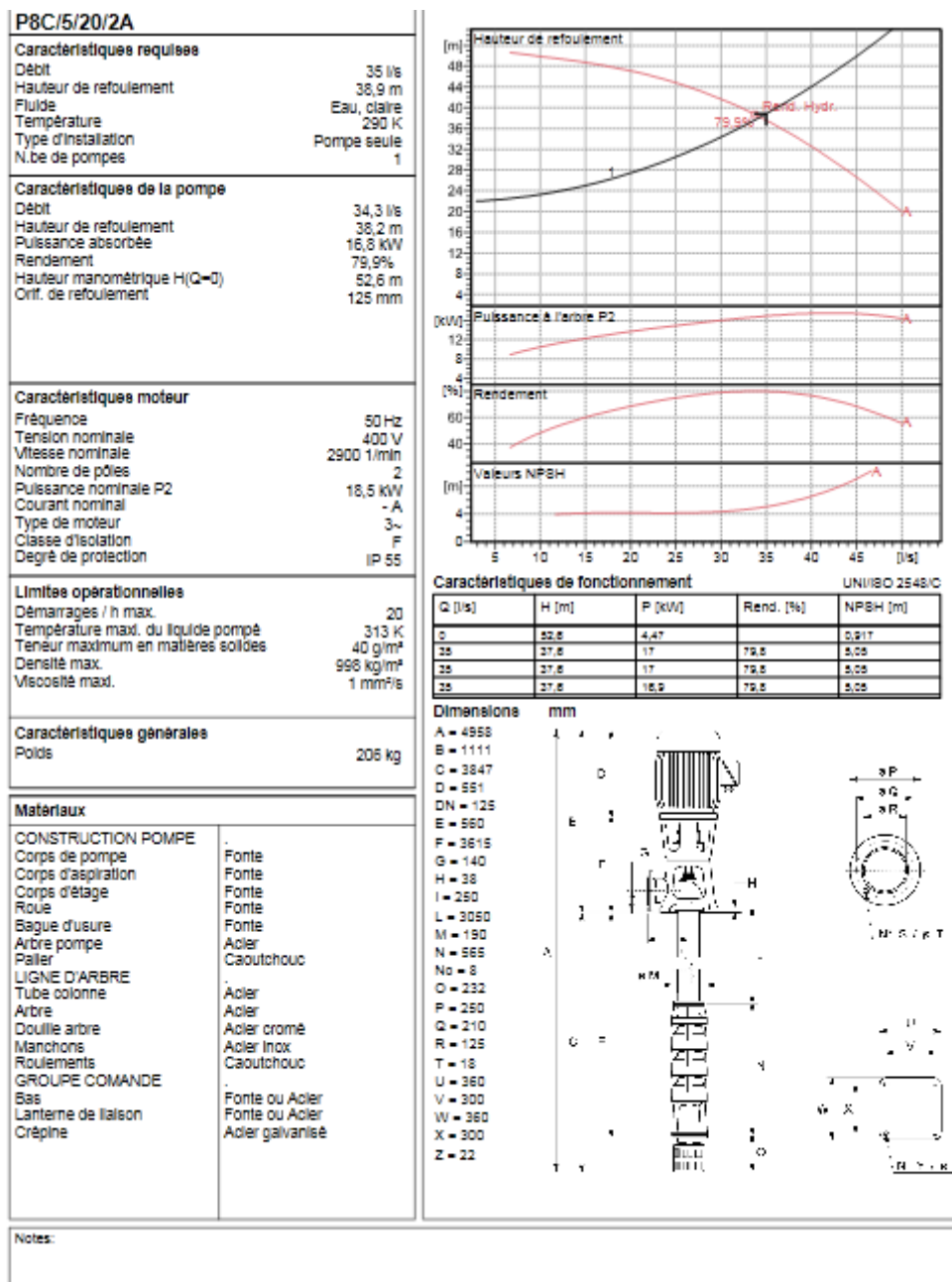


Annexe (10) : Caractéristique de la pompe choisie pour le forage F4

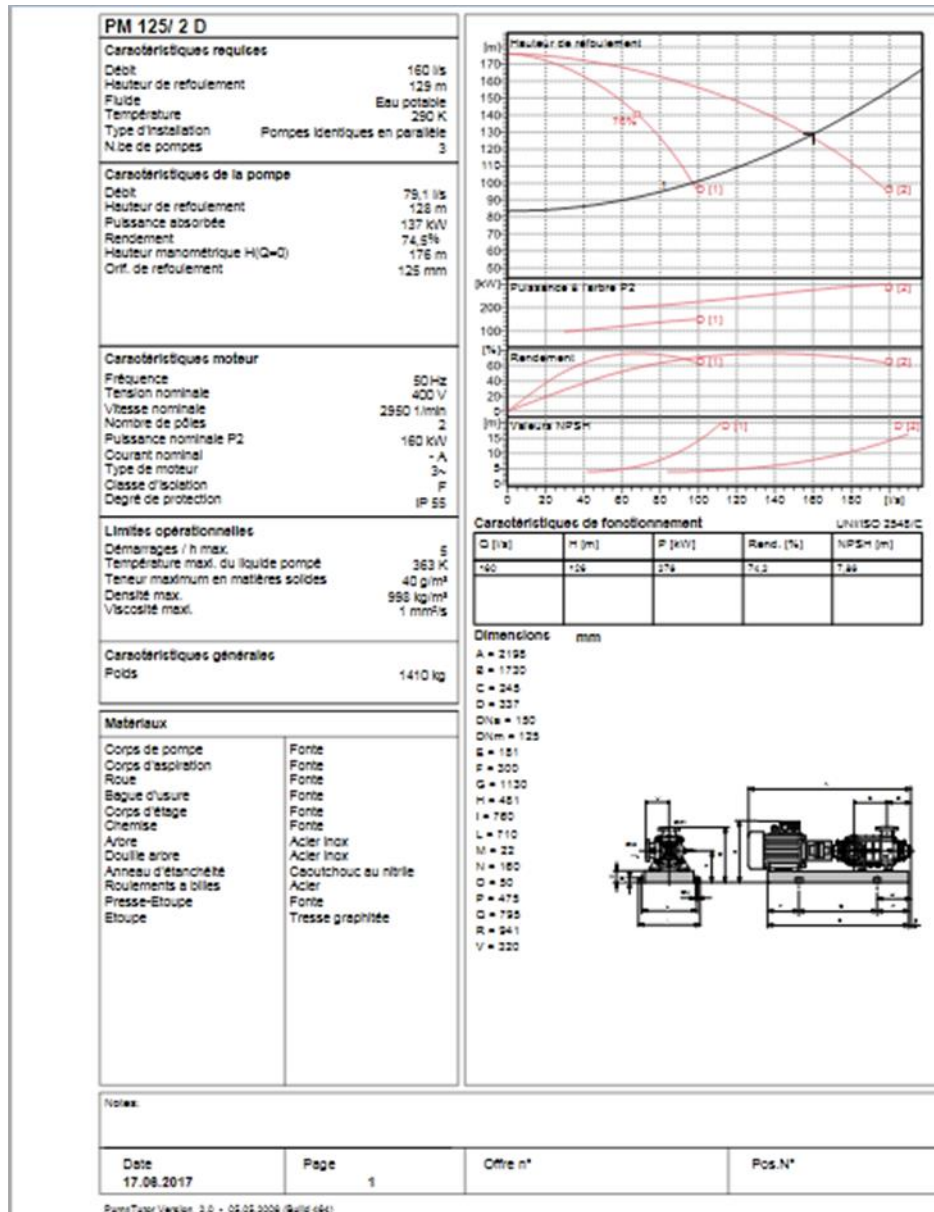
SELECTION INDICATIVE; contacter nos services commerciaux pour un projet complet.



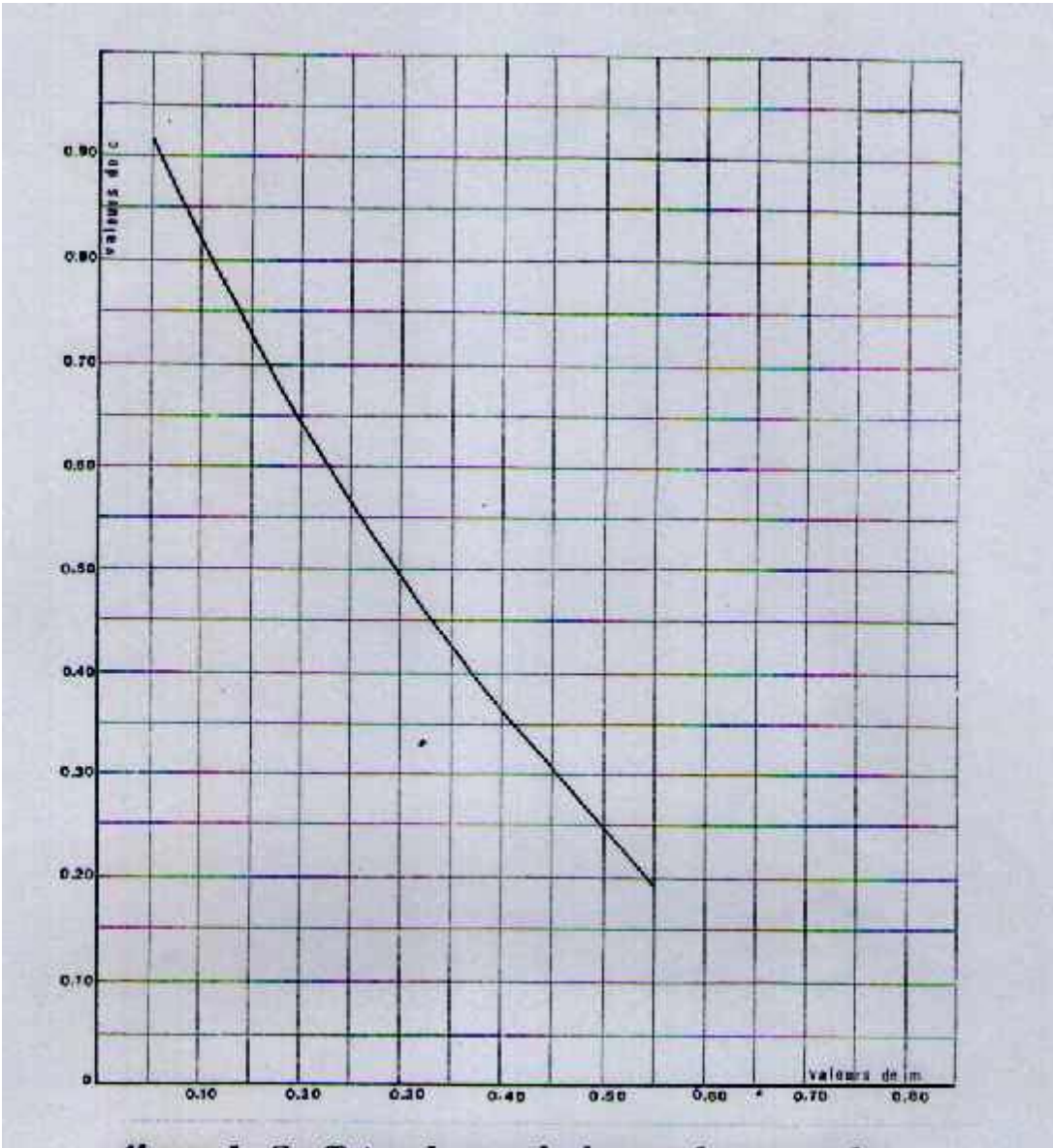
Annexe (11) : Caractéristique de la pompe choisie pour le forage F5



Annexe (12) : Caractéristique de la pompe choisie pour la station de pompage

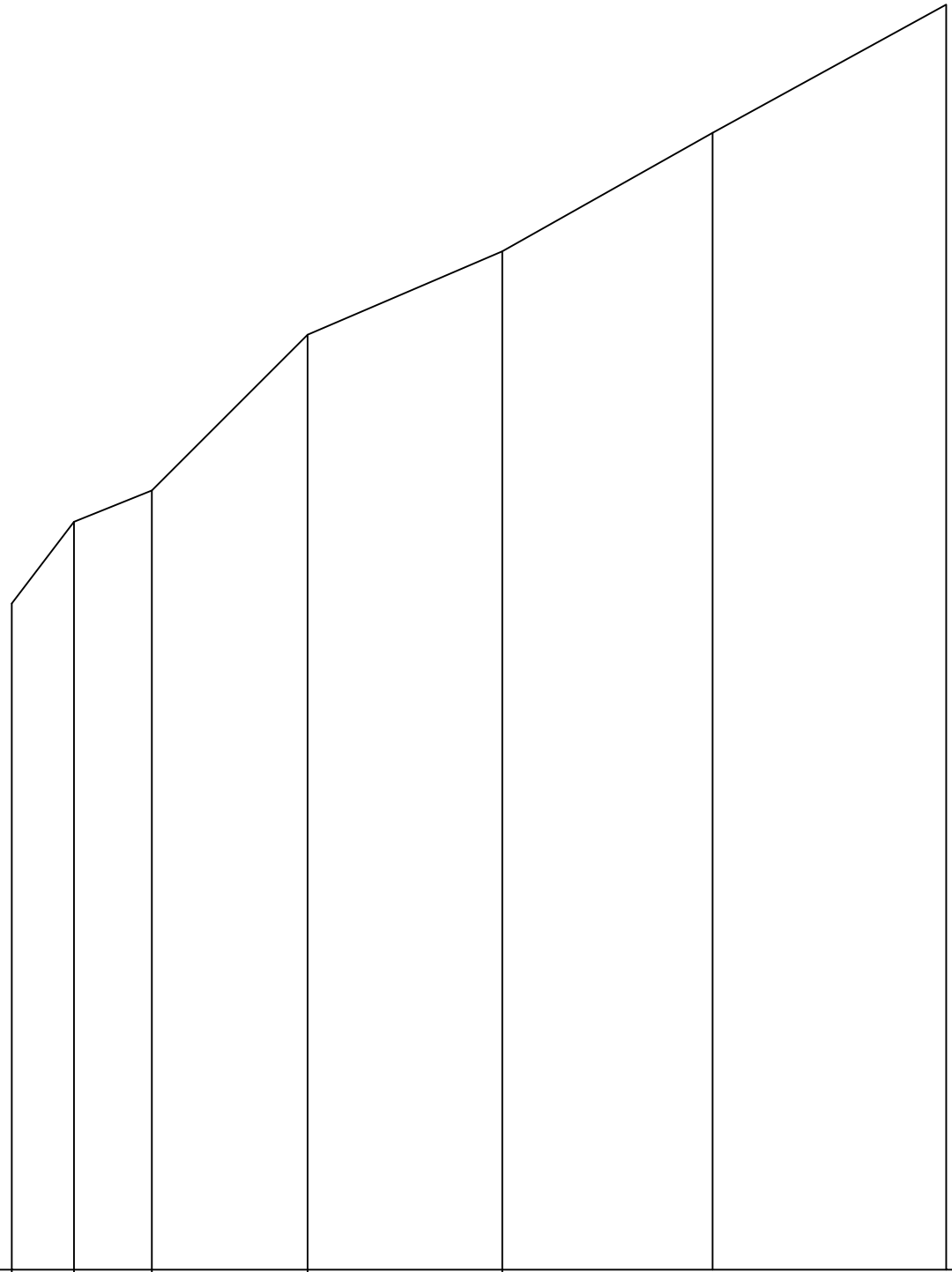


Annexe (13) : Les coefficients de perte de charge c et c' dans une tuyère



Annexe (14) : Profil en long du tronçon SP-R2

PROFIL EN LONG



PLAN DE COMPARAISON

COTES TERRAIN NATUREL	85.5	96	100	120	130.7	145.9	162.4
PLAN DE COMPARAISON							
COTES PROJET	84.5	95	99	119	129.7	144.9	161.4
PROFONDEUR PROJET							
DISTANCE PARTIELLE	800	1000	2000	2500	2700	3000	
DISTANCES CUMULEES	800	1800	3800	6300	9000	12000	