

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'adduction reliant la station SP1 Djebahia
aux villes de Kadiria et Lakhdaria (w. Bouira)..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-20

APA Citation (توثيق APA):

Semmar, Siham (2020). Renforcement de l'adduction reliant la station SP1 Djebahia
aux villes de Kadiria et Lakhdaria (w. Bouira).[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'ADDUCTION RELIANT LA
STATION SP1(DJEBAHIA) AUX VILLES DE KADIRIA ET
LAKHDARIA (W. BOUIRA).**

Présenté par : SEMMAR Siham.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	M.C. A	Président
KAHLERRAS Djillali	M.C. B	Examineur
HOULI Samia	M.A. A	Examineur
AMMARI Abdelhadi	M.C. A	Promoteur

Novembre 2020



Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

Avant tout à mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements durant toutes ces années de formation.

A Mon promoteur AMMARI Abdelhadi.

A mes sœurs et mes frères.

A mes amis et toute ma famille de l'ENSH.

A toute ma grande famille.

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leur cœur.

SEMMAR Siham



Remerciements



Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur : Mr AMMARI Abdelhadi. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.

Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et le personnel de l'école nationale supérieure de l'hydraulique qui a contribué à ma formation.

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mme. H. MEDDI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- Mme HOULI.S.*
- Mr KAHLERRAS.D.*

Qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

SEMMAR Siham

ملخص

في إطار مشروع التخرج، وضعنا الخطوات اللازمة لتعزيز مياه الشرب لبلديتي قادية والأخضرية ولاية البويرة لملء العجز الذي يقدر بـ 531,21 لتر / ثانية.

بعد تقديم موقع المشروع، بدأنا في تقدير الاحتياجات المائية لفئات مختلفة من المستخدمين بحلول عام 2050. وبعد ذلك، قمنا بتحديد حجم الخزانات ومحطات الاسترداد. تليها دراسة تقنية اقتصادية للعثور على قطر أنابيب الإمداد اللازمة. لقد تعاملنا أيضاً مع محطة الضخ لضمان قدرتها على دفع التصريف المائي المطلوب، يتبعها ظاهرة المطرقة المائية لحماية الأنابيب في حالة توقف مفاجئ للمضخات أو غلق مفاجئ للصمامات.

Résumé

Dans notre projet de fin d'étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le renforcement en eau potable des deux la ville de Kadiria et Lakhdaria W. BOUIRA pour combler un déficit qui est de 531,21/s.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau de différentes catégories à l'horizon 2050. Ensuite, nous avons dimensionné les réservoirs et stations de reprise. Suivis d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites d'adduction.

Nous avons traité aussi la partie pompage afin de garantir que la station puisse pomper le débit demandé, suivi de vérification contre le phénomène du coup de bélier pour une protection complète du système en cas d'arrêt brusque des pompes ou fermeture rapide des vannes.

Mots clés : renforcement ; adduction ; les ouvrages de stockages ; conduite ; pompe ; coup de belier.

Abstract

In our end of study project, we have completed the necessary steps to reinforce the drinking water chain system of the two cities of Kadiria and Lakhdaria in the BOUIRA state to fill a deficit which is assessed at 531,21/s.

After presenting the project site, we began estimating the water needs of the different categories of users by 2050. Then, we sized the tanks and recovery stations. Followed by a technical-economic study to find the diameter of the supply pipes.

We also studied the pumping part to guarantee the discharge's production satisfaction, followed by verification against the water hammer phenomenon to protect the pipelines in the case of sudden shutdown of the pumps or rapidly closing of the valves.

Keywords: reinforcement; Water supply; storage structures; drinking water; pump; water hammer.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1. Description générale de la zone d'étude	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. Situation géologique et géotechnique	3
I.4. Situation climatologique	3
I.5. Situation hydraulique actuelle.....	4
I.6. Ressources en eau	4
I.6.1. Les Ouvrages de stockages	5
a) Réservoir de Kadiria	5
b) Réservoir de Lakhdaria	5
I.7. Population	5
Conclusion.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Introduction	8
II.1. L'estimation de la consommation moyenne journalière	8
II.1.1. Besoins domestiques	8
II.1.2. Les besoins scolaires	9
II.1.3. Besoins sanitaires	10
II.1.4. Besoins administratifs	10
II.1.5. Besoins commerciaux et industriels	11
II.1.6. Besoins socio-culturels	12
II.1.7. Besoins du bétail	13
II.2. Récapitulation de la consommation moyenne journalière	14
II.3. Détermination des consommations maximales et minimales	14
II.3.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)	14
II.3.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)	15
II.4. Variation des débits horaires.....	17
II.5. Comparaison de débit	27
Conclusion.....	28

Chapitre III : Diagnostique de l'adduction

Introduction.....	29
III.1. Objectifs du diagnostic	29
III.2. Structure générale du réseau	29
III.3. Principales caractéristiques des conduites	29
III.4. Etat physique du réseau	30
III.5. Etat hydraulique du réseau.....	30
III.5.1. Estimation des vitesses et des pressions.....	30
III.6. Diagnostic des ouvrages de stockages	36
➤ Réservoir de Kadiria.....	36
➤ Réservoir de Lakhdaria.....	37
Conclusion.....	38

Chapitre IV : Etude du renforcement de l'adduction

Introduction	39
IV.1. Types d'adduction.....	39
IV.1.1. Adduction gravitaire.....	39
IV.1.2. Adduction par refoulement.....	39
IV.1.3. Adduction mixte	39
IV.2. Choix du tracé	40
IV.3. Proposition de variantes	40
Variante N°1	40
Variante N°2.....	41
Variante N°3.....	42
IV.3.1. Schéma hydraulique choisi.....	42
IV.4. Dimensionnement des conduits d'adduction	42
IV.4.1. Choix des diamètres	42
IV.5. Etudes technico-économique	45
IV.5.1. Adduction par refoulement.....	45
IV.5.2. Adduction gravitaire.....	46
IV.6. Calcul de diamètre économique de la conduite de refoulement	46
IV.6.1. Calcul de pertes de charge.....	46
IV.6.1.1. Pertes de charge linéaires	46
IV.6.1.2. Pertes de charge singulières	48
IV.6.1.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)	48

IV.6.2.	Calcul de la hauteur manométrique totale.....	49
IV.6.3.	Puissance absorbée par la pompe	49
IV.6.4.	Energie consommée par la pompe	49
IV.6.5.	Frais d'exploitation	49
IV.6.6.	Frais d'amortissement.....	50
IV.6.7.	Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	50
IV.6.8.	Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire.....	54
IV.6.8.1.	Calcul des longueurs de tronçon.....	54
IV.6.8.2.	Les caractéristiques des différents points	54
IV.6.8.3.	Calcul de la charge disponible	55
Conclusion.....		57

Chapitre V : Le stockage

Introduction.....		57
V.1.	Fonctions générales des réservoirs.....	57
V.2.	Classification des réservoirs. (A. Dupont, 1977).....	57
V.3.	Choix du type de réservoir :	58
V.4.	Fontainerie d'équipement des réservoirs	59
V.5.	Emplacement des réservoirs	60
V.6.	Capacité des réservoirs.....	60
V.6.1.	Méthode analytique	60
V.6.2.	Méthode graphique :.....	61
V.7.	Dimensionnement des Bâches de reprise des différentes stations de	61
V.7.1.	Deuxième bache de la station de pompage (SP1)	62
V.8.	Comparaison entre la capacité de stockage calculé et la capacité	62
V.8.1.	Volume de la capacité de stockage existante :	62
V.8.2.	Réservoir de Kadiria :	62
V.8.2.1.	Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kadiria.....	63
V.8.2.2.	Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lakhdaria	65
•	Les dimensions de deuxième réservoir.....	67
V.9.	Hygiène et sécurité des réservoirs.....	69
Conclusion.....		69

Chapitre VI : La station de pompage

Introduction	70
VI.1. Définition d'une pompe	70
VI.2. Choix du type de pompe	70
VI.3. Couplage des pompes	70
VI.4. Choix du nombre de pompes	71
VI.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	71
VI.6. Caractéristiques de la pompe	71
VI.6.1. Points de fonctionnement des pompes	71
VI.6.2. Type et mode de réglage (M. CARLIER, 1972)	72
A- Débit disponible > Débit appelé.....	72
B- Débit disponible < Débit appelé.....	73
VI.7. Choix des pompes pour SP1	73
VI.8. Etude de la cavitation (A. LENCASTRE, 1983)	77
VI.8.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir KADIRIA	79
VI.9. Les frais annuels d'énergie	80
VI.10. Protection des conduites contre le coup de bélier	81
VI.10.1. Causes du coup de bélier	81
VI.10.2. Risques dus aux coups de bélier	81
VI.10.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	82
VI.10.4. Principe de fonctionnement du réservoir d'air :	83
VI.10.5. Calcul des réservoirs d'air :	84
VI.10.5.1. Méthode De PUECH ET MEUNIER	84
VI.10.5.2. REFOULEMENT (SP1-Réservoir Kadiria)	85
VI.10.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	88
Conclusion.....	90

Chapitre VII : Les équipements et accessoires du système d'adduction

Introduction :	91
VII.1. Equipement du réseau d'adduction	91
VII.1.1. Conduite d'arrivée (adduction)	91
VII.1.2. Conduite de départ (distribution)	91
VII.1.3. Conduite de vidange	91
VII.1.4. Conduite de trop plein	91
VII.1.5. Conduite by-pass	92

VII.1.6.	Robinets vannes.....	92
➤	Robinet vanne à coin (à opercule).....	92
➤	Vannes papillons	93
VII.1.7.	Clapets anti retour	94
VII.1.8.	Ventouses	95
VII.1.9.	Vannes de décharge.....	96
VII.1.10.	Moyens anti-bélier.....	96
➤	Cheminée d'équilibre :	96
➤	Volant d'inertie :	96
➤	Soupape de décharge :	97
➤	Réservoirs d'air :	97
VII.1.11.	Poteaux d'incendie	97
VII.1.12.	Crépines.....	98
VII.2.	Accessoires	98
VII.2.1.	Joints de raccordement	98
VII.2.2.	Joints de démontage	99
VII.2.3.	Organes de mesure	100
a)	Mesure de débit.....	100
b)	Mesure de pression	100
VII.2.4.	Organes de raccordement (B. SALAH)	101
➤	Coudes.....	101
➤	Cônes.....	101
➤	Tés	102
Conclusion.....		102

Chapitre VIII : Management de Projet

Introduction.....		103
VIII.1.	Travaux de l'adduction	103
VIII.1.1.	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	103
VIII.1.2.	Nivellement de la plate-forme de pose.....	103
VIII.1.3.	Excavation des tranchées	103
VIII.1.3.1.	La profondeur (H)	104
VIII.1.3.2.	Largueur de la tranchée.....	104
VIII.1.3.3.	Section de la tranchée	104
–	Le coefficient de foisonnement (Cf)	105

VIII.1.4.	Pose de la canalisation.....	105
VIII.1.4.1.	Le Principe de pose des canalisations	105
VIII.1.4.2.	Aménagement du lit de pose	107
VIII.1.4.3.	Introduction de la canalisation	107
VIII.1.4.4.	Epreuve de joint et de canalisation	107
VIII.1.5.	Remblaiement des tranchées	107
VIII.1.6.	Détermination du volume des travaux de l'adduction :	108
VIII.1.7.	Calcul du temps d'exécution	109
VIII.1.7.1.	Calcul du rendement d'exploitation de la pelle	109
VIII.1.7.2.	Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction :.....	110
VIII.2.	Planification des travaux de l'adduction.....	111
VIII.2.1.	Définitions des tâches et leurs durées.....	112
VIII.2.2.	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	112
VIII.3.	Choix des engins de terrassement	113
VIII.3.1.	Pelle hydraulique	114
VIII.3.2.	Dozer	114
VIII.3.3.	Chargeur	115
VIII.3.4.	Compacteur (vibrateur de sol).....	116
VIII.4.	Evaluation du projet	116
VIII.4.1.	Devis estimatif d'établissement du projet :	116
VIII.4.2.	Devis global :	117
Conclusion.....		117
CONCLUSION GENERALE.....		118

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Récapitulatif des caractéristiques des tronçons sont existant dans les deux communes de Kadiria et Lakhdaria.....	4
Tableau I.2: Les Ouvrages de stockages.....	5
Tableau I.3 : Tableau de répartition de la population on 2020 et l'horizon 2050	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.1: Tableau de répartition de la dotation unitaire à l'horizon 2050	8
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques	9
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires suivant	9
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires suivant	10
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	10
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs(suite).....	11
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels	11
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels (suite)	12
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socio-culturels	12
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail	13
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	13
Tableau II.10: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	14
Tableau II.11: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune à l'état actuel	15
Tableau II.12 : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune à l'horizon 2050	16
Tableau II.13: Tableau récapitulatif des différentes consommation moyenne horaire	17
Tableau II.14: Tableau de variation de β max en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau II.15: Tableau donnant le coefficient $K_{max} h$ en fonction du nombre d'habitants..	18
Tableau II.16: Répartition horaire du débit maximum journalier	19
Tableau II.17: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'état actuel.....	20
Tableau II.17: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'état actuel (suite)	21
Tableau II.18: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'horizon 2050 : ...	21
Tableau II.18: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'horizon 2050 (suite).....	22
Tableau II.19: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'état actuel	23
Tableau II.19: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'état actuel (suite).....	24
Tableau II.20: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'horizon 2050 .	25
Tableau II.21: Tableau donnant le débit maximum de différents tronçon	27
Tableau II.21: Tableau donnant le débit maximum de différents tronçon (suite).....	Erreur !

Signet non défini.

Chapitre III : Diagnostique de l'adduction

Tableau III.1 : Récapitulatif des adductions existantes.....	30
Tableau III.2: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud.	31
Tableau III.2: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud (suite).....	32
Tableau III.3: État actuel des Arcs du réseau.....	32
Tableau III.4: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud	33
Tableau III.5: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud (suite).....	34
Tableau III.6 : État actuel des Arcs du réseau.....	35
Tableau III.7 : État actuel des Arcs du réseau (suite).....	36
Tableau III.8: Récapitulatif de réservoir de Kadiria.....	37
Tableau III. 9: Récapitulatif de réservoir de Lakhdaria	37

Chapitre IV : Etude du renforcement de l'adduction

Tableau IV.1: Valeurs du coefficient k de la formule de Colebrook.....	48
Tableau IV.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie	50
Tableau IV.3: Calcul de la HMT du tronçon SP1-Réservoir Kadiria.....	51
Tableau IV.4: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-Réservoir Kadiria.	51
Tableau IV.5: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-Réservoir Kadiria	52
Tableau IV.5: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-Réservoir Kadiria (suite)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV.6: bilan des frais d'exploitation et d'investissement.	53
Tableau IV.7: La longueur de tronçon de l'adduction Kadiria vers Lakhdaria.	54
Tableau IV.8: Les altitudes des réservoirs.	54
Tableau IV.9: Les caractéristiques de tronçon d'adduction Kadiria vers Lakhdaria.	57
Tableau IV.10: Frais divertissement de la conduite gravitaire	57

Chapiter V: Le stockage

Tableau V.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir pour alimenter les villes de Kadiria:	63
Tableau V.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir pour alimenter les villes de Kadiria	64
Tableau V.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de LAKHDARIA :.....	66
Tableau V.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux	68
Tableau V.5 : les capacités des réservoirs terminaux.....	69

Chapitre VI : La station de pompage

Tableau VI. 1: Résultats de choix des pompes SP1.....	74
Tableau VI. 2: Caractéristiques de la pompe de la station de pompage.	75

Tableau VI. 3: Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de pompage & conduite (station de pompage-réservoir de KADIRIA).	76
Tableau VI. 4: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	78
Tableau VI. 5: Frais annuels totaux des installations.	80
Tableau VI. 6: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement :	85
Tableau VI. 7: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement :	85
Tableau VI. 8 : Caractéristiques de la conduite du refoulement.....	85
Tableau VI. 9 : Calcul du régime permanent.....	86
Tableau VI. 10 : Caractéristiques du profil en long.....	86
Tableau VI. 10 : Caractéristiques du profil en long (suite)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI. 11 : Calcul du volume du réservoir	88
Tableau VI. 12: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement : ...	89
Tableau VI. 13: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:	89
Tableau VI. 14: Les résultats finals du dimensionnement des stations de pompage.....	90

Chapitre VIII : Management de Projet

Tableau VIII 1: Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction. ...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement. ...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 3 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 3 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction (suite).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 4: temps de réalisation des opérations de réseau d'adduction....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 5: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 6 : Devis estimatif de l'établissement du projet.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII 7 : Devis estimatif global.....	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Axe d'étude	2
Figure I.2: les daïras de Kadiria et Lakhdaria.	2
Figure I.3: Vue aérienne de la cuve et du corps du barrage Koudiat Acerdoune wilaya de Bouira.	4
Figure I.4: Situation hydraulique actuel.....	5
Figure I.5: Prévision des populations à desservir à l'horizon 2050.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Figure II. 1: Variation du débit journalier à l'état actuel	16
Figure II. 2: Variation du débit journalier à l'horizon 2050	17
Figure II. 3 : Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Kadiria à l'état actuel.....	21
Figure II. 4: Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Kadiria à l'horizon 2050	23
Figure II. 5: Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Lakhdaria à l'état actuel.....	25
Figure II. 6: Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Lakhdaria à l'horizon 2050.....	27

Chapitre III : Diagnostic de l'adduction

Figure III.1: Etat du réseau actuel tronçon SP1-Réservoir Kadiria	33
Figure III.2: Etat du réseau actuel tronçon Réservoir de Kadiria - Réservoir de Lakhdaria ..	36
Figure III.3: Schéma synoptique du système d'AEP existant située sur l'axe Djebahia (station de pompage SP1) -Kadiria - Lakhdaria.....	38

Chapitre IV : Etude du renforcement de l'adduction

Figure IV.1: Tracé de la conduite d'adduction.	40
Figure IV.2: Tracé de la variante N°1	41
Figure IV. 3 : Tracé de la variante N°2.....	41
Figure IV. 4: Tracé de la variante N°3.....	42
Figure IV. 5: Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	53
Figure IV. 6: Organigramme du calculi diamètre par itération.....	56

Chapitre V : Le stockage

Figure V.1: Coup transversale d'un réservoir semi-enterré, (conduite de départ 15 a 20cm).59

Chapitre VI : La station de pompage

Figure VI. 1: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	72
Figure VI. 2: Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise	75
Figure VI. 3: Les courbes représentant le point de fonctionnement de la pompe station de pompage.	76
Figure VI. 4: Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP.	77
Figure VI. 5: Abaque de Puech et Meunier $K=0.1$ et $A=1$	87

Chapitre VII : Les équipements et accessoires du système d'adduction.

Figure VII. 1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)	93
Figure VII. 2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	93
Figure VII. 3: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)	94
Figure VII. 4 : Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)	95
Figure VII. 5: Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	96
Figure VII. 6: joints pour canalisations en fonte	99
Figure VII. 7 : Joints de démontage (D'après document Danfoss Socla).....	100
Figure VII. 8: Débitmètres déprimogènes	100

Chapitre VIII : Management de Projet

Figure VIII 1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction.	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII 2 : Pelle hydraulique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII 3 : Dozer	Erreur ! Signet non défini.
Figure VIII 4 : Chargeur	Erreur ! Signet non défini.
Figure. VIII 5 : Compacteur	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Le trace de l'adduction existant et projeté (les deux stations de pompage SP (1) vers les deux réservoirs de Kadiria).

Planche N°2 : Profil en long de l'adduction projeté (les deux stations de pompage sp1--les deux réservoirs de Kadiria).

Planche N°3 : Le trace de l'adduction existant et projeté (les deux réservoirs de Kadiria vers le réservoir de Lakhdaria).

Planche N°4 : Profil en long de l'adduction projeté (les deux réservoirs de Kadiria--réservoir Lakhdaria).

Planche N°5 : Schéma synoptique du système d'AEP existant située sur l'axe Djebahia (les deux stations de pompage--le réservoir Lakhdaria).

INTRODUCTION
GÉNÉRALE

Introduction générale

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable sans cesse. La politique de développement du secteur hydraulique tel qu'elle a été menée à ce jour n'a pas donné les résultats escomptés malgré les gros investissements engagés dans cette voie. À cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, dont les deux communes de Kadiria et Lakhdaria, où la quasi-totalité de la population est alimentée à partir de station de pompage de Djebahia alimentée elle-même par le barrage de Koudiat Acerdoun, ainsi, et dans l'ensemble, les communes accusent un déficit en matière d'alimentation en eau potable. Afin de résoudre ce problème qui perdure et qui entrave le développement de ces communes, les autorités ont décidé de renforcer la production actuelle.

L'objectif de notre étude consiste à dimensionner un renforcement de la chaîne d'adduction existante, qui aura pour but de palier au déficit que connaissent ces communes en matière d'eau potable. Une présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base et bien d'autres caractéristiques de la localité d'étude, fera l'objet du premier chapitre.

La détermination des besoins en eau nécessaire pour satisfaire la population à l'horizon projeté sera traitée dans le second chapitre du présent mémoire. Dans le troisième chapitre, nous avons fait un diagnostic d'état de réseau d'adduction actuel, Tandis que le quatrième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera le choix du tracé, le type de conduite et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites. Dans le cinquième chapitre nous avons traité le déficit par un deuxième réservoir. Suivis d'une étude technico-économique. Le choix des pompes adéquates qui devront répondre aux exigences du projet, sera le but du sixième chapitre, ainsi qu'une étude du coup de bélier. Dans le septième chapitre a pris en charge les accessoires de notre projet. Pour le management de projet c'est l'objectif de dernier chapitre.

La présente étude prétendra de répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon d'étude choisi.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE LA
ZONE D'ÉTUDE

Introduction

Avant de commencer notre projet il convient de faire une présentation du site de notre étude de la commune de Kadiria et Lakhdaria (Wilaya de Bouira), cette présentation va nous guider pour la mise en place d'un schéma hydraulique adéquat, elle concerne essentiellement : la situation géographique, la situation topographique, la situation climatique, la situation hydraulique actuelle, et les données démographiques.

I.1. Description générale de la zone d'étude

La zone de notre étude est située sur l'axe de Djebahia (station de pompage SP1) -Kadiria-Lakhdaria. Qui sont tous situées dans la de Wilaya de Bouira ; au nord-ouest de la ville de Bouira.

Cette étude a pour objectifs :

- Satisfaire les besoins en eau potable de la population.
- Renforcement du réseau d'adduction existant pour L'horizon 2050.



Figure I.1: Axe d'étude

I.2. Situation géographique

La région concernée par notre projet d'AEP est située entre les latitudes de 35° 43' et 36°33' et les longitudes 2° 54' et 4° 05'. Les deux zones à desservir sont situées au nord-ouest de la ville de Bouira.



Figure I.2: les daïras de Kadiria et Lakhdaria.

1^{ère} zone : Kadiria qui est délimitée comme suite : (voir carte N°2)

- Au Nord par la wilaya de Tizi-Ouzou ;
- A l'Est par la wilaya de Boumerdès ;
- Au Sud : Souk el khemis et Ainbessem ;
- A l'Ouest : Lakhdaria ;

2^{ème} zone : Lakhdaria qui est délimitée comme suite : (voir carte N°2)

- Au Nord par la wilaya Boumerdès ;
- A l'Est par la commune de Kadiria ;
- Au Sud par la wilaya Médéa et la commune de Souk el khemis ;
- A l'Ouest par la wilaya de Médéa ;

I.3.Situation géologique et géotechnique

Les localités situées au nord-ouest du station SP1 (Djebahia), qui constituent l'objet de notre étude sont localisées sur la bordure orientale d'un massif mamo-calcaire du crétacé supérieur. Ces formations constituent un substratum imperméable pour les alluvions qui tapissent le lit de l'oued Isser. Ces alluvions formées à la base de galets et en surface de limons argileux, renferment une importante nappe alluviale alimentée par leur impluvium propre et par les infiltrations à partir de l'oued.

Concernant la sismicité et d'après les observations effectuées entre 1716 et 1975 dans la wilaya de Bouira, les intensités des séismes n'ont pas dépassé le degré VI à X sur l'échelle de MERCALLI.

I.4.Situation climatologique

La région de notre étude s'intègre dans la partie centrale de grand ensemble de l'Atlas Tellien. Elle couvre les bassins versants des cours supérieures des oueds Isser et Sebaou.

Les localités de Kadiria et Lakhdaria connaissent un climat méditerranéen avec des étés chauds et secs (de Mai à Septembre) et des hivers humides et frais (de Septembre à Mai), et une pluviométrie annuelle variant entre 800mm et 900mm. Les températures oscillent entre 8° à 9° en moyenne en Janvier et 27° à 30° en moyenne en Juillet et Août.

La carte pluviométrique de la région établie par l'Agence Nationale des Ressources en Eau sur la base de deux séries de moyenne annuelle 1922-1960 et 1969-1989 est donnée en annexe.

I.5.Situation hydraulique actuelle

L'eau brute provient d'Oued Isser s'accumule dans le barrage de Koudiat Acerdoune qui a une capacité de 640 millions de mètres cubes, par la suite il est transporté sous l'effet de la gravité à la station de pompage. Une fois analysé et traité dans la station de djebahia reconnue parmi les grandes stations en Algérie avec un Débit moyen 265 720 m³/j et Débit maximum 332 160 m³/j, l'eau est pompée aux habitants via de puissants moteurs.

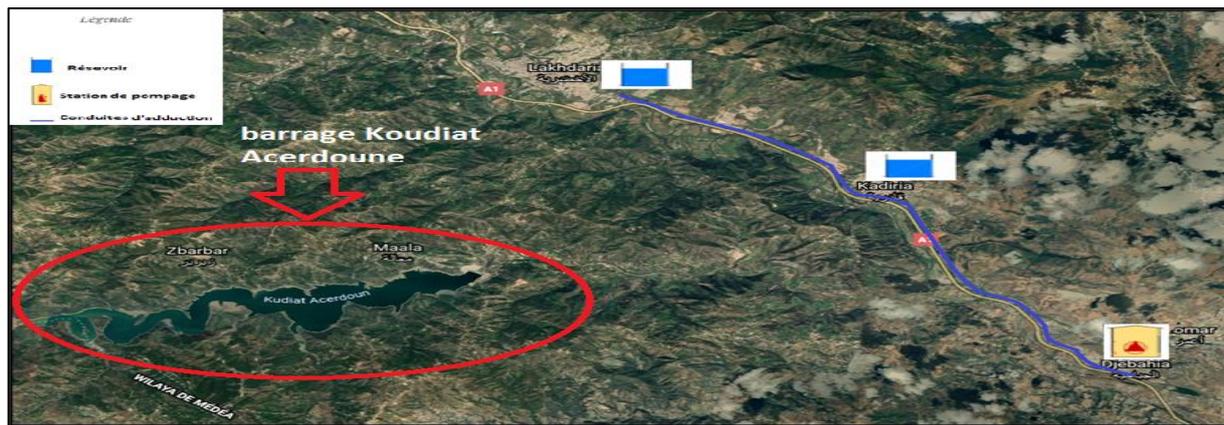


Figure I.3: Vue aérienne de la cuve et du corps du barrage Koudiat Acerdoune wilaya de Bouira.

I.6.Ressources en eau

L'alimentation des villages pour les deux communes est assurée à partir du Station de pompage SP1 vers réservoir de Kadiria et du réservoir de Kadiria vers le réservoir de Lakhdaria.

Les caractéristiques des différents tronçons sont les suivantes :

Tableau I.1: Caractéristiques des tronçons existants dans les deux communes de Kadiria et Lakhdaria.

Tronçon	Diamètre	Longueur(m)	Débit max (l/s)
Station de pompage SP1 vers Réservoir de Kadiria	DN500	8 610	246
Réservoir de Kadiria vers Réservoir de Lakhdaria	DN450	10 363	212

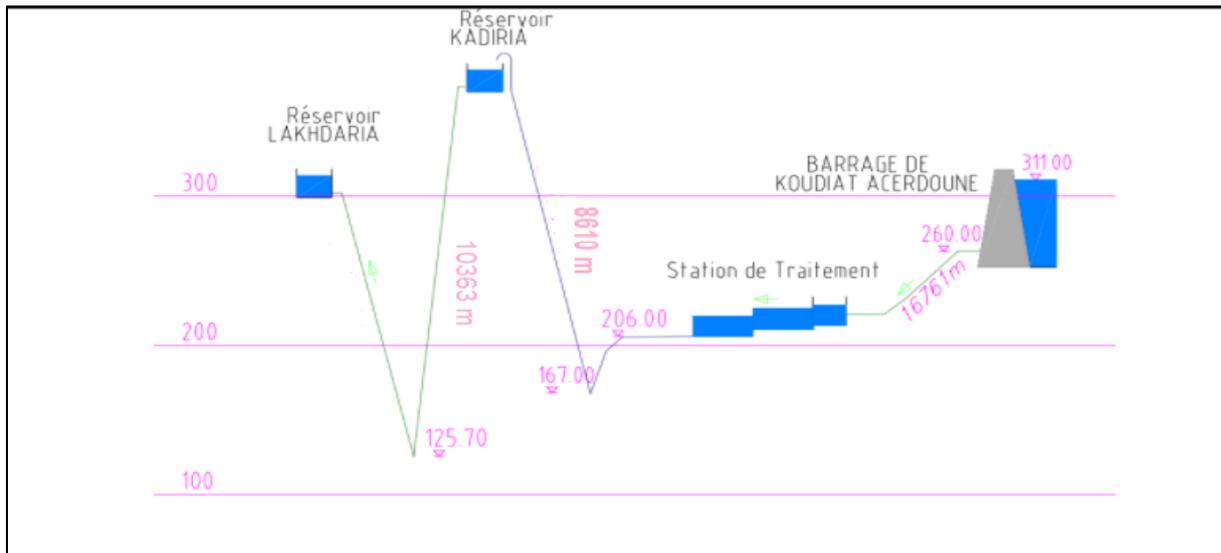


Figure I.4: Situation hydraulique actuel

I.6.1. Les Ouvrages de stockages

Les ouvrages de stockages de la zone d'étude sont en bon état.

a) Réservoir de Kadiria

Le réservoir de Kadiria a deux (2) fonctions, soit celle d'un réservoir de mise en charge et celle d'un réservoir de stockage, pour la ville de Kadiria est alimenté par le biais de la station de pompage SP1.

b) Réservoir de Lakhdaria

Le réservoir de Lakhdaria est alimenté gravitairement par le réservoir de Kadiria.

La capacité de deux réservoirs sont les suivants :

Tableau I.2: Les Ouvrages de stockages

Réservoir	Capacité (m ³)
Kadiria	3000
lakhdaria	10 000

I.7. Population

D'après les données fournier par l'APC de Kadiria et Lakhdaria, en 2020 la population atteignait 91682 habitants dans les localités concernées, qui sont reparties comme suit :

Tableau I.3 : Tableau de répartition de la population on 2020 et l'horizon 2050

Localité	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2020	Le taux d'accroissement (t)	Nombre d'habitants 2030	Nombre d'habitants 2040	Nombre d'habitants 2050
Kadiria	16273	22402	2.7	29241	38168	49820
Lakhdaria	50323	69280	2.7	90430	118037	154072
Total	66596	91682		119671	156205	203892

D'après les chiffres des populations de chaque localité citée précédemment et leurs taux d'accroissement, on peut prévoir le nombre d'habitants de chaque localité concernée par le réseau d'adduction, à l'horizon du projet, c'est-à-dire pour l'année 2050, en appliquant la loi des intérêts composés :

$$T = T_0 (1 + t)^n \tag{I.1}$$

T : le nombre d'habitants à l'horizon 2008

T₀ : nombre d'habitants en 2050

t : le taux d'accroissement

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul

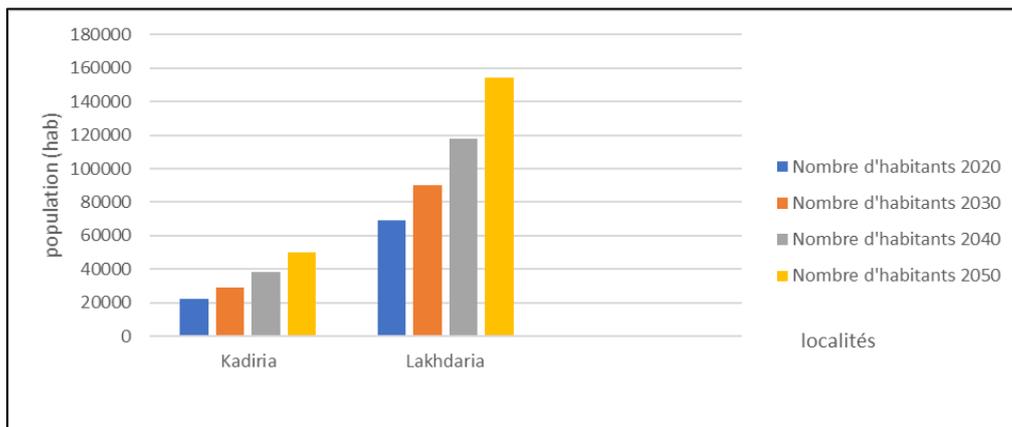


Figure I.5: Prévision des populations à desservir à l'horizon 2050.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait la présentation de la zone d'étude et nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Vu l'accroissement démographique des deux communes et la diminution de son potentiel hydrique, une nouvelle chaîne d'adduction des eaux est proposée. Pour garantir une meilleure projection du système d'adduction pour l'alimentation en eau potable des deux communes de Kadiria et Lakhdaria Wilaya Bouira.

CHAPITRE II :

ESTIMATION DES BESOINS

EN EAU ACTUELS ET

FUTURS

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une dotation pour chaque catégorie de consommateur. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs : L'évolution de la population, Le niveau de vie de la population, Les infrastructures existantes. L'estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population dans différents horizons.

II.1.L'estimation de la consommation moyenne journalière

II.1.1.Besoins domestiques (B, SALAH)

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population

Tableau II.1: la dotation en fonction de nombre d'habitant

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville moins de 2'000 hab	125
Ville de 2'000 à 20'000 hab	150 à 200
Ville de 20'000 à 100'000 hab	200 à 300
Ville plus de 100'000 hab	300 à 350

Pour notre projet, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 200 l/j/hab.

Source (A.D.E Wilaya de Bouira).

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, Sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr) \quad (II.1)$$

dot : dotation moyenne en (l/j/hab)

N : nombre d'habitants

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Localité	2020			2050		
	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
Kadiria	22402	200	4480,4	49820	200	9964
Lakhdaria	69280	200	13856	154072	200	30814,4
Total	91682	200	18336,4	203892	200	40778,4

II.1.2. Les besoins scolaires

Les différents besoins scolaires sont regroupés dans le tableau

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires suivant

Localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m ³ /j)
Kadiria	Primaires	3098	10	Externat	30,98
	CEM	2200			22,00
	Lycées	1873			18,73
	CFPA	240			2,40
Lakhdaria	Primaires	4850	10	Externat	48,50
	CEM	4980			49,80
	Lycées	2187			21,87
	CFPA	300			3,00
	Technicum	500			5,00
Total					202,28

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

II.1.3. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires suivant

Localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	Lits		
Kadiria	Polyclinique	900	-	15	13,5
	Salles de soin	300	-	15	4,5
	Maternité	-	20	250	5
Lakhdaria	Hôpital	-	240	250	60
	Salles de soin	420	-	15	6,3
	Maternité		60	250	15
	Centre de santé	200	-	15	3
Total					107,3

II.1.4. Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont regroupés dans le tableau

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
Kadiria	APC	30	15	0,45
	Daïra	30		0,45
	Poste	16		0,24
	Bureau de poste	07		0,105
	Banques	12		0,18
	SAA	20		0,3
	Darak el Watani	25		0,375
	Protection civile	15		0,225
	Complexe d'impôts	14		0,21
	Police judiciaire	25		0,375
	ADE	20		0,3

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins administratifs(suite)

Kadiria	Sûreté de daïra	25	15	0,375
	Garde communale	25		0,375
	Caserne	100	50	5,00
Lakhdaria	APC	60		0,9
	Daïra	50		0,75
	Agences postales	25		0,375
	Poste	16	15	0,24
	CNAS	13		0,195
	CNR	10		0,15
	Banques	17		0,255
	Trésorerie	20		0,3
	Darak el Watani	33		0,495
	Protection civile	40		0,6
	Justice	20		0,3
	Complexe d'impôts	12		0,18
	Garde communale	25		0,375
	Police judiciaire	35		0,525
	Sûreté de daïra	30		0,45
Caserne	200	50	10,00	
Total				25,05

II.1.5.Besoins commerciaux et industriels

Les différents besoins commerciaux et industriels sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels

Localités	Type d'équipement	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
Kadiria	Usine de lait	8235	6	49,41
	Douches publiques	25	200	05,00
	Usine de bois	-	-	20,00

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins commerciaux industriels (suite)

Lakhdaria	Enterprise nationale des Peintures	-	-	90,00
	Centre commercial (50 lots)	1600 m ²	1600 m ²	08,00
	Douches publiques	60	200	12,00
	Usine de brique	-	-	14,00
	Total			

II.1.6. Besoins socio-culturels

Les différents besoins socioculturels sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des besoins socio-culturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Kadiria	Mosquées	2000	05	10
	Stade	120	60	7,2
	Centre culturel	90	10	0,9
	Piscine	30	120	3,6
	Bibliothèques	100	10	1
	Salle des fêtes	160	10	1,6
Lakhdaria	Stade	140	60	8,4
	Mosquées	3000	05	15
	Cinéma	200	05	1
	Centre culturel	110	10	1,1
	Bibliothèques	250	10	2,5
	Salle des fêtes	480	10	4,8
	Piscine	40	120	4,8
Total				61,9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

II.1.7. Besoins du bétail

Les différents besoins du bétail sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau II.10: Tableau récapitulatif des besoins du bétail

Localités	Bovins		Ovins		Caprins		Débit (m ³ /j)
	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Têtes	Dotation (l/j/tête)	Têtes	Dotation (l/j/tête)	
Kadiria	616	80	670	08	150	08	55,840
Lakhdaria	894	80	1010	08	180	08	81,04
Total							136,88

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.11: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

	Localité	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins commerciaux et industriels (m ³ /j)	Besoins du bétail (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
2020	Kadiria	4480,4	74,11	23	3,96	24,3	74,41	55,84	4736,02
	Lakhdaria	13856	128,17	84,3	16,09	37,6	124	81,04	14327,19
2050	Kadiria	9964	74,11	23	3,96	24,3	74,41	55,84	10219,62
	Lakhdaria	30814,4	128,17	84,3	16,09	37,6	124	81,04	31285,59

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

II.2.Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'état actuel et à l'horizon 2050 sont donnés pour chaque commune dans le tableau suivant.

Tableau II.12: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localité	2020	2050
	$Q_{\text{moy } j}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy } j}(\text{m}^3/\text{j})$
Kadiria	4736,02	10219,62
Lakhdaria	14327,19	31285,59
Total	19063,21	41505,21

La consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude à l'état actuel est $Q_{\text{moy } j} = 19063,21 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit de **220,63 l/s** Et à l'horizon 2050 est $Q_{\text{moy } j} = 48452,21 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit de **560,78 l/s**.

II.3.Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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'irrégularité $K_{\text{max } j}$ et $K_{\text{min } j}$.

$K_{\text{max } j}$: consommation maximale journalière.

$K_{\text{min } j}$: consommation minimale journalière.

$$K_{\text{max } j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II.2})$$

$$K_{\text{min } j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II.3})$$

II.3.1.Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max } j}$)

Le débit maximal journalier est une majoration du débit moyen journalier, Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\text{max } j} = K_{\text{max } j} Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.4})$$

Où :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyenne journalière (m³/j) ;
- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3 ;

On prendra : $K_{\max j} = 1,3$

D'où : $Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$

II.3.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} Q_{\text{moy}} \quad (\text{II.5})$$

Où :

- $Q_{\min j}$: minimale débit journalier (m³/j) ;
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyenne journalière (m³/j) ;
- $K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimale qui varie entre 0,7 et 0,9 ;

On prendra : $K_{\min j} = 0,9$

D'où : $Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j}$

Les consommations actuelles moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau II.13: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune à l'état actuel

	Localité	$Q_{\text{moy } j}$ (m³/j)	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ (m³/j)	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ (m³/j)
2020	Kadiria	4736,02	0,9	4262,41	1,3	6156,82
	Lkhadaria	14327,19	0,9	12894,47	1,3	18625,35
	Total	19063,21		17156,89		24782,17

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

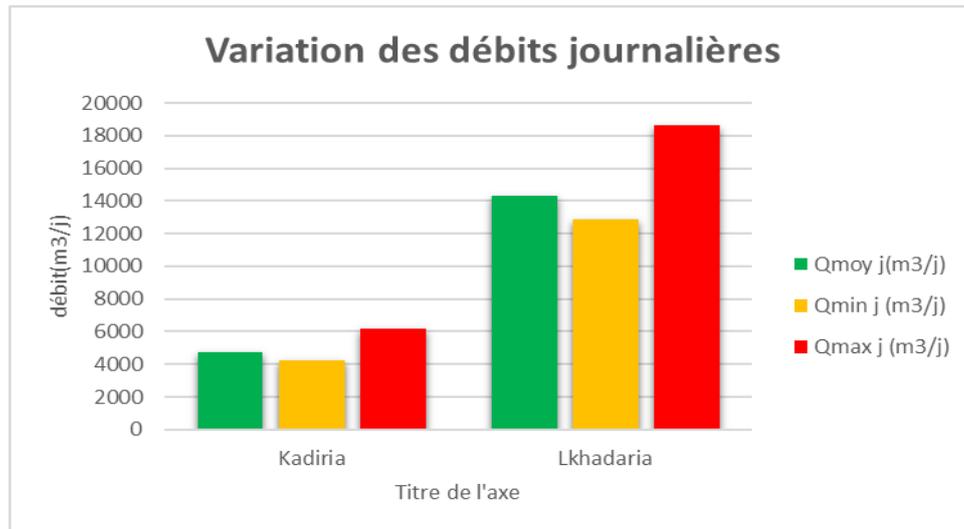


Figure II. 1: Variation du débit journalier à l'état actuel

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières à l'horizon 2050 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune à l'horizon 2050

	Localité	Q _{moyj} (m ³ /j)	K _{min j}	Q _{min j} (m ³ /j)	K _{max j}	Q _{max j} (m ³ /j)
2050	Kadiria	10219,62	0,9	9197,65	1,3	13285,50
	Lkhadaria	31285,59	0,9	28157,03	1,3	40671,27
	Total	41505,21		37354,61		53956,77

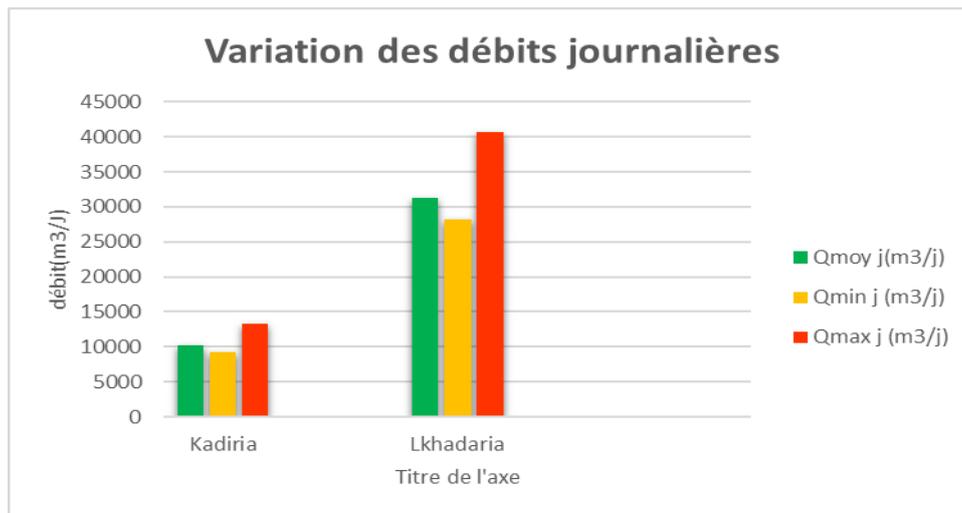


Figure II. 2: Variation du débit journalier à l'horizon 2050

II.4. Variation des débits horaires

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée, Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$ dits respectivement, Coefficient de variation maximale horaire et coefficient de variation minimale horaire, équations (II.2) et (II.3).

- Consommation moyenne horaire (horizon 2050) :

$$Q_{\text{moy } h} = \frac{Q_{\text{max } j}}{24} \quad (\text{II.6})$$

Tableau II.15: Tableau récapitulatif des différentes consommation moyenne horaire

Localité	2020	2050
	$Q_{\text{moy } h} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$Q_{\text{moy } h} \text{ (m}^3\text{/h)}$
Kadiria	256,53	553,56
Lakhdaria	776,05	1694,63

- Consommation minimale horaire :

$$Q_{\text{min } h} = K_{\text{min } h} * Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II.7})$$

- Consommation maximale horaire :

$$Q_{\text{max } h} = K_{\text{max } h} * Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II.8})$$

Par ailleurs, Le coefficient $K_{\max h}$ est défini par :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II.9})$$

D'où :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération qui varie de 1,2 à 1,4

Pour notre cas, On prend : $\alpha_{\max} = 1,3$

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, Il est donné par le tableau suivant :

Tableau II.16: Tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

Les valeurs du coefficient β_{\max} des différentes localités sont déterminées par interpolation en fonction du nombre d'habitants en se référant au tableau ci-dessus, Le tableau ci-dessous englobe les résultats trouvés :

Tableau II.17: Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitants

	Localité	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
2020	Kadiria	22402	1,3	1,19	1,55
	Lakhdaria	69280	1,3	1,12	1,46
2050	Kadiria	49820	1,3	1,14	1,48
	Lakhdaria	154072	1,3	1,08	1,40

Dans la présente étude, Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération se basant sur le tableau (II.16) le suivant :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.18: Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl, de type rural
0-1	01	1,5	03	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	05	4,5	4,4	06
19-20	5,0	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4,5	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	01	1,5	3,3	3,7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.19: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'état actuel

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=6156,826\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,50	92,35	1,5	92,35
1-2	1,50	92,35	3	184,70
2-3	1,50	92,35	4,5	277,05
3-4	1,50	92,35	6	369,40
4-5	2,50	153,92	8,5	523,33
5-6	3,50	215,48	12	738,81
6-7	4,50	277,05	16,5	1015,87
7-8	5,50	338,62	22	1354,50
8-9	6,25	384,80	28,25	1739,30
9-10	6,25	384,80	34,5	2124,10
10-11	6,25	384,80	40,75	2508,90
11-12	6,25	384,80	47	2893,70
12-13	5,00	307,84	52	3201,54
13-14	5,00	307,84	57	3509,39
14-15	5,50	338,62	62,5	3848,01
15-16	6,00	369,40	68,5	4217,42
16-17	6,00	369,40	74,5	4586,83
17-18	5,50	338,62	80	4925,46
18-19	5,00	307,84	85	5233,30

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.20: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'état actuel (suite)

19-20	4,50	277,05	89,5	5510,35
20-21	4,00	246,27	93,5	5756,63
21-22	3,00	184,70	96,5	5941,33
22-23	2,00	123,13	98,5	6064,47
23-24	1,50	92,35	100	6156,82

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Kadiria est de **384,80 m³/h** et survient entre 8h et midi.

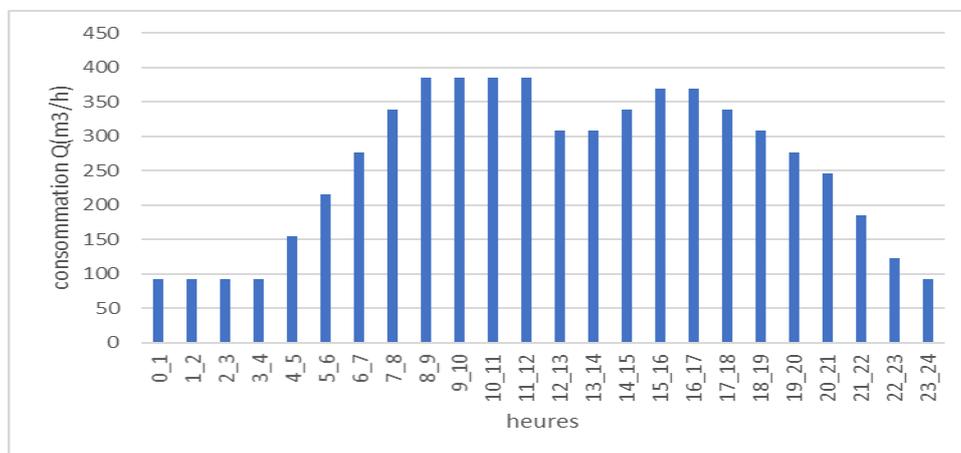


Figure II. 3 : Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Kadiria à l'état actuel

Tableau II.21: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'horizon 2050 :

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max,j}=13285,506\text{m}^3/\text{j}$			
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	3,00	398,56	3	398,56
1-2	3,20	425,13	6,2	823,70

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.22: Variation du débit horaire pour la commune de Kadiria à l'horizon 2050 (suite)

2-3	2,50	332,13	8,7	1155,83
3-4	2,60	345,42	11,3	1501,26
4-5	3,50	464,99	14,8	1966,25
5-6	4,10	544,70	18,9	2510,96
6-7	4,50	597,84	23,4	3108,80
7-8	4,90	650,98	28,3	3759,79
8-9	4,90	650,98	33,2	4410,78
9-10	5,60	743,98	38,8	5154,77
10-11	4,80	637,70	43,6	5792,48
11-12	4,70	624,41	48,3	6416,89
12-13	4,40	584,56	52,7	7001,46
13-14	4,10	544,70	56,8	7546,16
14-15	4,20	557,99	61	8104,15
15-16	4,40	584,56	65,4	8688,72
16-17	4,30	571,27	69,7	9259,99
17-18	4,10	544,70	73,8	9804,70
18-19	4,50	597,84	78,3	10402,55
19-20	4,50	597,84	82,8	11000,39
20-21	4,50	597,84	87,3	11598,24
21-22	4,80	637,70	92,1	12235,95
22-23	4,60	611,13	96,7	12847,08
23-24	3,30	438,42	100	13285,50

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Kadiria est de **743,98m³/h** et survient entre 9h et 10h.

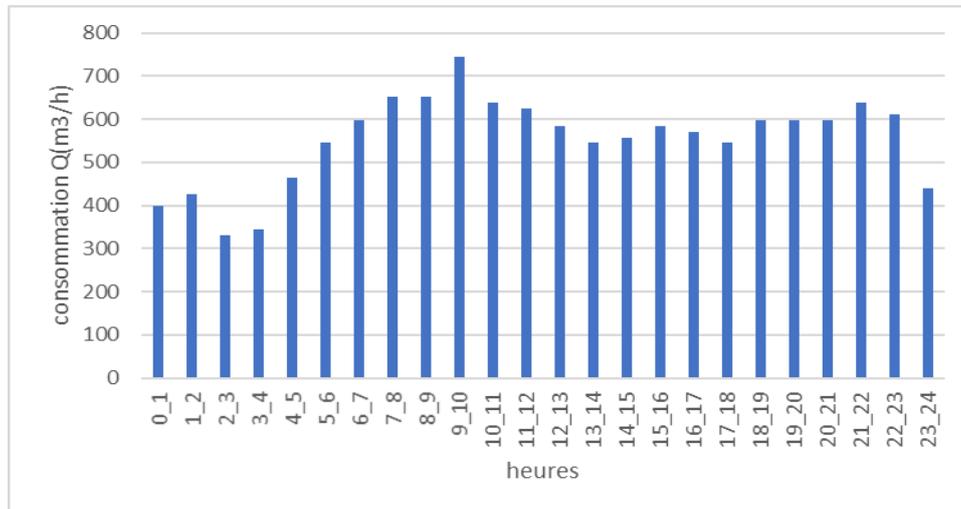


Figure II. 4: Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Kadiria à l'horizon 2050

Tableau II.23: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'état actuel

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=18625,3509$ m^3/j		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,00	558,76	3	558,76
1-2	3,20	596,01	6,2	1154,77
2-3	2,50	465,63	8,7	1620,40
3-4	2,60	484,25	11,3	2104,66
4-5	3,50	651,88	14,8	2756,55
5-6	4,10	763,63	18,9	3520,19
6-7	4,50	838,14	23,4	4358,33
7-8	4,90	912,64	28,3	5270,97

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.24: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'état actuel (suite)

8-9	4,90	912,64	33,2	6183,61
9-10	5,60	1043,01	38,8	7226,63
10-11	4,80	894,01	43,6	8120,65
11-12	4,70	875,39	48,3	8996,04
12-13	4,40	819,51	52,7	9815,55
13-14	4,10	763,63	56,8	10579,19
14-15	4,20	782,26	61	11361,46
15-16	4,40	819,51	65,4	12180,97
16-17	4,30	800,89	69,7	12981,86
17-18	4,10	763,63	73,8	13745,50
18-19	4,50	838,14	78,3	14583,64
19-20	4,50	838,14	82,8	15421,79
20-21	4,50	838,14	87,3	16259,93
21-22	4,80	894,01	92,1	17153,94
22-23	4,60	856,76	96,7	18010,71
23-24	3,30	614,63	100	18625,35

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Lakhdaria est de **1043,01m³/h** et survient entre 9h et 10h .

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

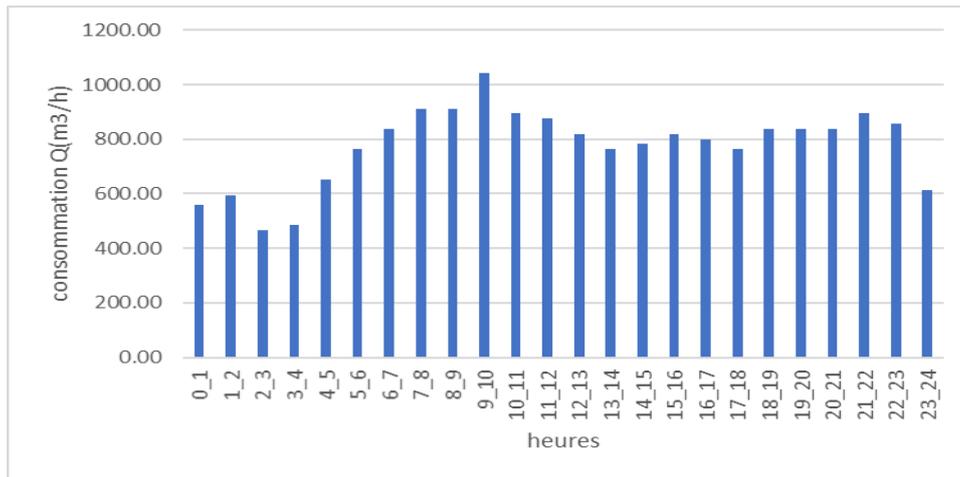


Figure II. 5: Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Lakhdaria à l'état actuel

Tableau II.25: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'horizon 2050

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j}=40671,2709$ m^3/j			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	1362,48	3,35	1362,48
1-2	3,25	1321,81	6,6	2684,30
2-3	3,30	1342,15	9,9	4026,45
3-4	3,20	1301,48	13,1	5327,93
4-5	3,25	1321,81	16,35	6649,75
5-6	3,40	1382,82	19,75	8032,57
6-7	3,85	1565,84	23,6	9598,41
7-8	4,45	1809,87	28,05	11408,29
8-9	5,20	2114,90	33,25	13523,19

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.20: Variation du débit horaire pour la commune de Lakhdaria à l'horizon 2050(suite).

9-10	5,05	2053,89	38,3	15577,09
10-11	4,85	1972,55	43,15	17549,65
11-12	4,60	1870,87	47,75	19420,53
12-13	4,60	1870,87	52,35	21291,41
13-14	4,55	1850,54	56,9	23141,95
14-15	4,75	1931,88	61,65	25073,83
15-16	4,70	1911,54	66,35	26985,38
16-17	4,65	1891,21	71	28876,60
17-18	4,35	1769,20	75,35	30645,80
18-19	4,40	1789,53	79,75	32435,33
19-20	4,30	1748,86	84,05	34184,20
20-21	4,30	1748,86	88,35	35933,06
21-22	4,20	1708,19	92,55	37641,26
22-23	3,75	1525,17	96,3	39166,43
23-24	3,70	1504,83	100	40671,27

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune de Lakhdaria est de **2053,89m³/h** et survient entre 8h et 9h.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

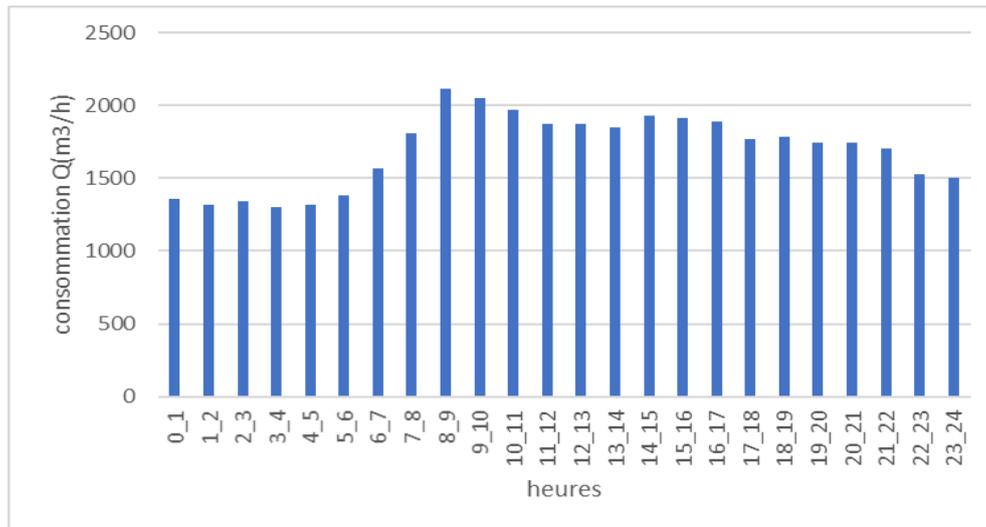


Figure II. 6: Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière pour la commune de Lakhdaria à l'horizon 2050

II.5.Comparaison des débits

Les consommations maximales horaire actuelles et à l'horizon 2050 sont représentées dans le tableau suivant

Tableau II.26: Tableau donnant le débit maximum de différents tronçons

Tronçon	Station de pompage SP1 vers Réservoir de Kadiria	Réservoir de Kadiria vers Réservoir de Lakhdaria
Diamètre (mm)	DN500	DN450
Longueur (m)	8 610	10 363
Débit max, (l/s) supporter par les Conduites	246	212
Débit max actuel (l/s)	396,62	289,73
Débit max) à l'horizon (l/s)	777,2	570,53

Chapitre II : Estimation des besoins en eau actuels et futurs

Tableau II.27: Tableau donnant le débit maximum de différents tronçons (suite)

Déficit (l/s) à l'état actuel	150,62	77,73
Déficit (l/s) à l'horizon	531,2	358,53

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau des deux communes à l'état actuel et à l'horizon de (2050), par la suite nous avons calculé le débit maximum journalier ainsi que le débit de pointe de l'agglomération.

En comparant le débit maximum journalier on remarque que la conduite existante ne peut pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable à l'état actuel, C'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par une deuxième conduite.

Pour cet effet on va entamer le diagnostic, des conduites d'adduction, des ouvrages de stockage.

CHAPITRE III :
DIAGNOSTIQUE DE
L'ADDUCTION

Introduction

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles de fonctionnement de l'adduction des deux communes (Kadiria et Lakhdaria) pour concevoir un système qui répondrait à la demande en eau potable jusqu'à l'horizon 2050. Le secteur concerné par l'étude est situé sur l'axe Djebahia (station de pompage SP1) -Kadiria-Lakhdaria.

Cette étude nécessite une bonne connaissance des défaillances de l'installation actuelle et une meilleure estimation des besoins futurs pour concevoir un système qui répondrait à la demande en eau potable. Ces déficits se traduisent par l'abandon des forages existants.

III.1.Objectifs du diagnostic

Le diagnostic nous donne un aperçu de l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique actuel du réseau d'adduction dans les deux commune Kadiria et Lakhdaria. Pour cela il faut suivre les étapes suivantes :

- Mener un diagnostic clair du réseau d'adduction (donnant la situation actuelle) ;
- Réévaluer la demande des consommateurs à l'horizon 2050 ;

III.2.Structure générale du réseau

Le réseau d'adduction d'eau potable qui se trouve sur l'axe Djebahia (station de pompage SP1) -Kadiria et Lakhdaria. Dessert **91682** abonnés domestiques. L'alimentation des deux communes est assurée à partir du barrage de Koudia Acerdoune. Le réseau d'adduction est composé des ouvrages suivants :

- 18993 mètres linéaires de canalisations d'adduction ;
- Deux (2) réservoirs de stockage ;
- Une station de pompage ;

III.3.Principales caractéristiques des conduites

Les conduites posées sont de type fonte ductile avec revêtement intérieur en mortier, et une Pression nominale de 25 bars. La répartition sur les différents tronçons est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Récapitulatif des adductions existantes

<i>Tronçon</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Débit max supporter par les conduites (l/s)</i>	<i>Débit max actuel (2020) (l/s)</i>
Tronçon 1002 - Station de pompage SP1 vers réservoir de Kadiria	DN500	8610	246	300
Tronçon 1003 - Réservoir de Kadiria vers réservoir de Lakhdaria	DN450	10383	212	216

III.4. Etat du réseau

L'état du réseau nous donne un aperçu sur l'état de la conduite en termes de corrosion, de fuites, de fréquences d'intervention pour pouvoir juger si elle peut remplir sa mission dans les meilleures conditions ou non. Et pour notre étude :

- Les effets de la dégradation du tuyau deviennent plus visibles avec la durée de fonctionnement, Les conduites de notre étude étant présentes dans le réseau d'adduction depuis 10 ans et elles sont encore en bon état (longévité est de 30 ans) ;
- Les deux conduites sont en fonte ductile avec revêtement intérieur en mortier de ciment donc, moins sensibles à la corrosion ;
- Le rendement des deux conduites se varie en 82% et 85% ;

III.5. Etat hydraulique du réseau

III.5.1. Estimation des vitesses et des pressions

Après avoir déterminé tous les besoins de la commune de Kadiria et Lakhdaria, on doit estimer les vitesses des écoulements dans les tronçons, et les pressions aux nœuds, afin de relever les anomalies existantes actuellement, et qui nous ont poussé à faire cette étude.

Pour cela, on utilise le logiciel « EPANET », en suivant les étapes ci-dessous :

1. On représente les nœuds et les tronçons.
2. On représente les deux réservoirs de la commune et la bache d'eau pour la station de pompage.
3. En chaque tronçon on insère : sa longueur, sa rugosité (le matériau utilisé), son diamètre.
4. En chaque nœud on insère : sa côte terrain, le débit nodal (demande de base).

5. Pour chaque réservoir et bête d'eau, on insère : son altitude et son diamètre.

6. Pour en finir, on lance la simulation.

7. Pour avoir les valeurs des pressions et des vitesses, on clique sur « tableau » et on choisit

Soit nœud soit tronçon, selon les paramètres qu'on veut vérifier :

- Tronçon si on veut vérifier la vitesse
- Nœud si on veut vérifier la pression.

Pour procéder à ces étapes, on doit d'abord calculer les paramètres qui manquent :

En ayant les longueurs des tronçons, les côtes terrain de chaque nœud (prélevés du Fichier Covadis) sur l'axe Djebahia (station de pompage SP1) -Kadiria et Lakhdaria, les résultats est donné dans le tableau suivant :

- **Tronçon SP 1 – Réservoir de KADIRIA**

- $Q_p = 0,396 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 8655 \text{ m}$
- $H_g = 160 \text{ m}$

Tableau III.2: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud.

ID Nœud	Côte terrain (m)	Débit nodal (L/S)	Côte piézométrique (m)	Pression (mce)
Nœud 1	204,00	0	377,66	173,66
Nœud 2	204,00	0	408,46	204,46
Nœud 3	191,80	0	407,18	215,38
Nœud 4	185,90	0	406,94	221,04
Nœud 5	190,70	0	406,63	215,93
Nœud 6	166,17	0	381,82	215,65
Nœud 7	233,85	0	449,5	215,65
Nœud 8	217,89	0	364,31	146,42
Nœud 9	226,19	0	388,1	161,91
Nœud 10	226,19	0	379,5	153,31

Tableau III.3: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud (suite)

Nœud 11	374,07	0	527,03	152,96
Nœud 12	374,07	0	382,45	8,38
Bâche d'eau	235	236,5	256	21
Réservoir Kadiria	374	236,5	375	1

Les résultats trouvés pour les vitesses des écoulements dans les tronçons sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4: État actuel des Arcs du réseau

Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (mce/m)
Tuyau1	50	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau2	334,63	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau3	61,87	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau4	80,81	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau5	6454,2	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau6	402,82	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau7	121,13	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau8	79,62	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau9	89,61	500	1,4	236	1,2	3,84
Tuyau9	980,33	500	1,4	236	1,2	3,84

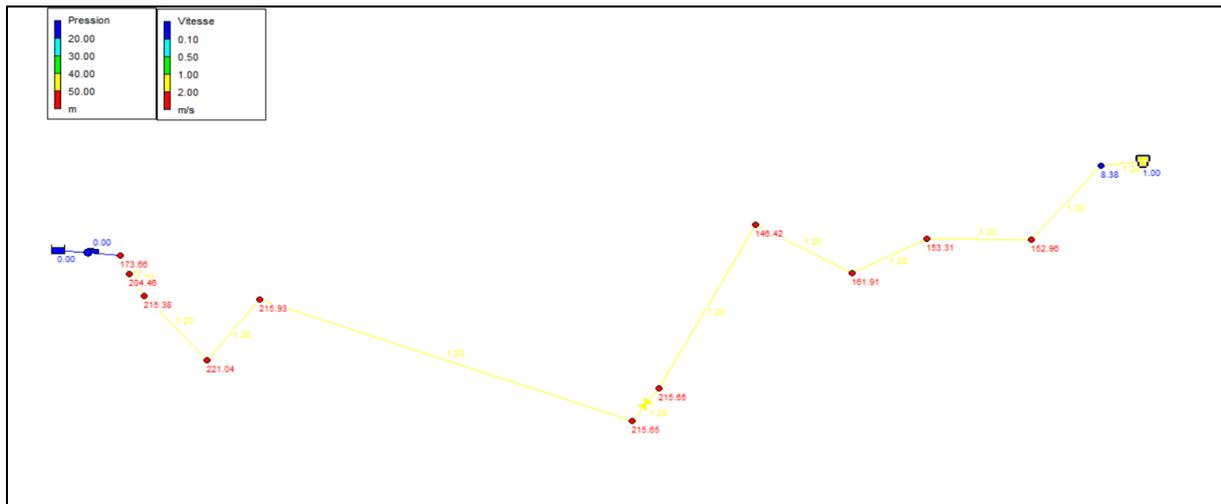


Figure III.1: Etat du réseau actuel tronçon SPI-Réservoir Kadiria

Résultats de la simulation

En lançant la simulation, on remarquera que :

- On remarque que les pressions sont importantes presque au niveau de tous les nœuds mais elles restent au-dessous de la pression nominale des conduites PN 25.
- Débit disponible est inférieure au débit appelé c'est pour ça ils ont été obligés d'augmenter le temps de pompage.

• **Tronçon Réservoir de Kadiria-Réservoir de Lakhdaria.**

- $Q_{\text{entrant}} = 0,290\text{m}^3/\text{s}$;
- $L = 10363 \text{ m}$;
- $H_g = 74\text{m}$;

Tableau III.5: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud

ID Noeud	Côte terrain(m)	Débit nodal (L/S)	Côte piézométrique (m)	Pression (mce)
Nœud 1	367,00	0	375,72	8,72
Nœud 2	362,00	32	373,61	11,61
Nœud 3	242,26	0	369,28	127,02
Nœud 4	248,67	0	368,53	119,86
Nœud 5	253,07	0	367,22	114,15

Tableau III,6: Les côtes terrain, les débits nodaux actuels, et les Pressions en chaque nœud (suite)

Nœud 6	258,84	0	366,84	108,00
Nœud 7	193,43	0	361,91	168,48
Nœud 8	177,28	0	360,99	183,71
Nœud 9	191,00	0	359,49	168,49
Nœud 10	186,13	0	358,84	172,71
Nœud 11	189,45	0	358,56	169,11
Nœud 12	188,76	0	356,58	167,82
Nœud 13	187,19	0	356,33	169,14
Nœud 14	189,53	0	354,87	165,34
Nœud 15	166,67	0	351,07	184,40
Nœud 16	172,31	0	350,34	178,03
Nœud 17	162,79	0	349,07	186,28
Nœud 18	168,41	0	348,76	180,35
Nœud 19	164,01	0	347,54	183,53
Nœud 20	164,47	0	342,84	178,37
Nœud 21	166,58	0	346,91	180,33
Nœud 22	150,00	0	327,44	177,44
Nœud 23	173,05	0	362,43	189,38
Nœud 24	156,96	0	322,26	165,30
Nœud 25	159,67	0	338,35	178,68
Nœud 26	148,98	0	324,58	175,60
Nœud 27	197,14	0	381,28	184,14
Nœud 28	145,89	0	272,47	126,58
Nœud 29	133,00	0	308,39	175,39
Nœud 30	156,77	0	339,8	183,03
Nœud 31	156,00	0	313,76	157,76
Nœud 32	304,02	0	303,02	Négatif
Réservoir Kadiria	374	277,24	376	2
Réservoir Lakhdaria	300	242,44	302	2

Les résultats trouvés pour les vitesses des écoulements dans les tronçons sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III,7 : État actuel des Arcs du réseau

Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m,c,e/m)
Tuyau1	30	450	1,4	277,24	1,74	9,18
Tuyau2	230	450	1,4	277,24	1,74	9,18
Tuyau3	612,63	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau4	106,08	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau5	184,85	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau6	54,1	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau7	696,8	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau8	129,27	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau9	212,69	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau10	91,53	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau11	39,53	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau12	279,29	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau13	36	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau14	205,83	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau15	536,74	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau16	103,56	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau17	179,9	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau18	43,19	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau19	173,28	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau20	44,08	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau21	342,92	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau22	110,6	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau23	655,46	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau24	146	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau25	381,91	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau26	53,17	450	1,4	243,24	1,53	7,08

Tableau III,8 : État actuel des Arcs du réseau (suite)

Tuyau27	303,05	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau28	1329,69	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau29	344,73	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau30	742,07	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau31	211,62	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau32	1750,61	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau33	30	450	1,4	243,24	1,53	7,08
Tuyau34	450	200	1,08	17	0,54	2,4

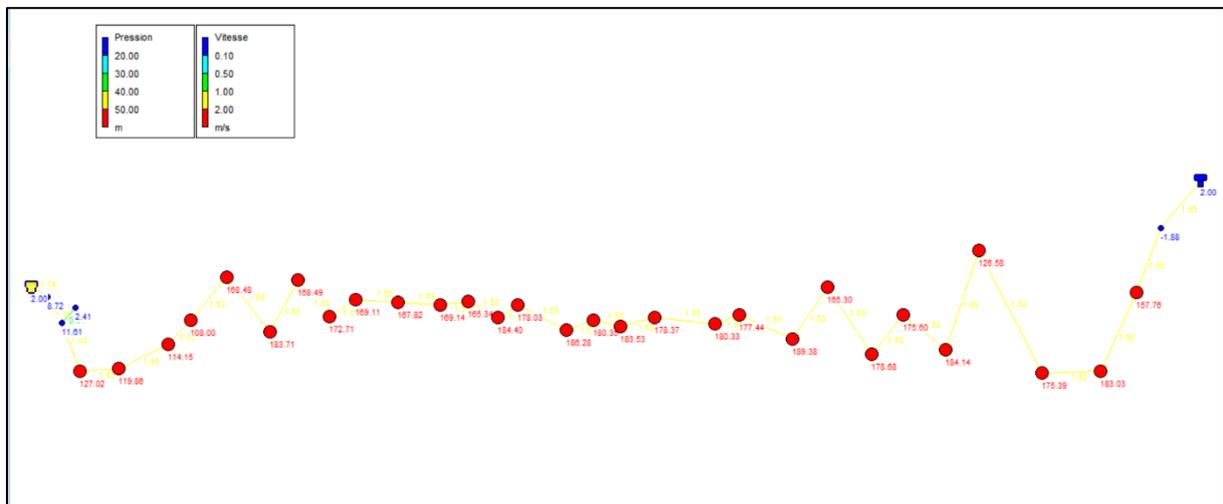


Figure III,2: Etat du réseau actuel tronçon Réservoir de Kadiria - Réservoir de Lakhdaria

Résultats de la simulation

En lançant la simulation, on remarquera que :

- On remarque que les pressions sont importantes presque au niveau de tous les nœuds mais elles restent au-dessous de la pression nominale des conduites PN 25,
- Débit disponible est inférieure au débit appelé,

III.6.Diagnostic des ouvrages de stockages

• **Réservoir de Kadiria**

Le réservoir de Kadiria a deux (2) fonctions, soit celle d'un réservoir de mise en charge et celle d'un réservoir de stockage pour les villes de Kadiria et alimenter aussi un nouveau poste

en eau par le piquage de Touatih à un débit de 34l/s, Ce réservoir, d'une capacité de 3000 m3, est alimenté par la station de pompage SP1 à un débit de 236,5 l/s, Les niveaux d'exploitation du réservoir sont les suivants :

Tableau III,9: Récapitulatif de réservoir de Kadiria

Niveau		Cote NGA	Volume (m3)	Type
Très haut (et trop-plein)	6,2	374,075	NA	Simple circulaire,
Haut	6,1	373,975	3000 (2 x 1 500 m3)	
Bas	4,0	371,875	1667	
Très bas	0,5	368,375	208	

- **Réservoir de Lakhdaria**

Le réservoir de Lakhdaria est alimenté gravitairement par le réservoir de Kadiria à un débit de 243,24l/s, Les niveaux d'exploitation du réservoir sont les suivants :

Tableau III, 10: Récapitulatif de réservoir de Lakhdaria

Niveau		Cote NGA	Volume (m3)	Type
Très haut (et trop-plein)	6,2	300,1	NA	Type rectangulaire double compartiment 2 x 5'000 m3,
Haut	6,1	300,0	10 000 (2 x 5 000 m3)	
Bas	4,0	297,9	6666	
Très bas	0,5	297,4	833	

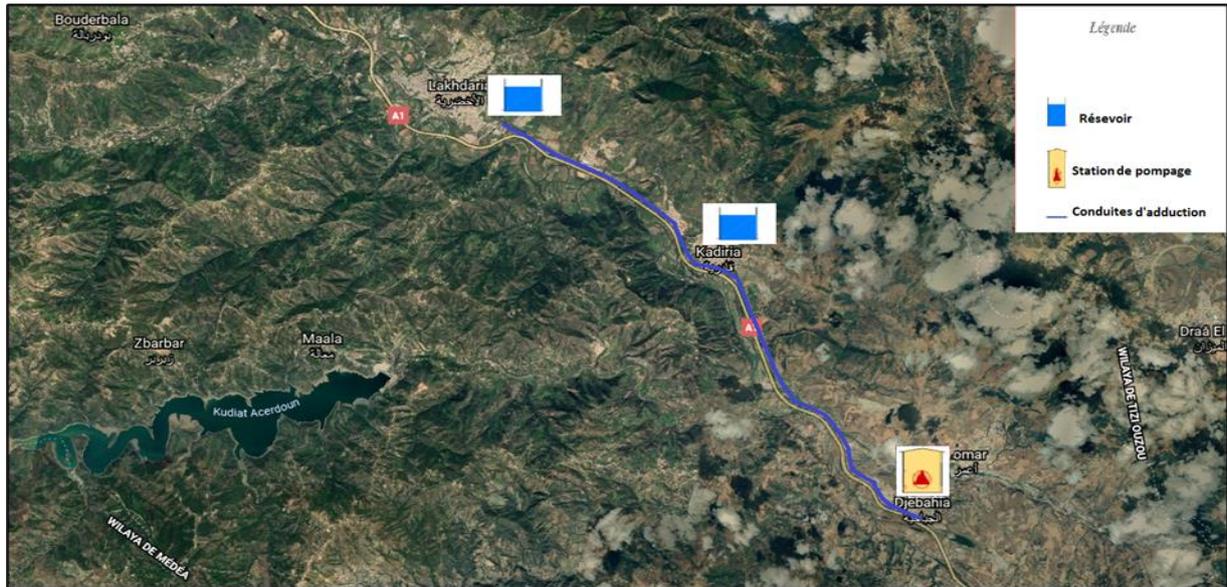


Figure III,3: Schéma synoptique du système d'AEP existante située sur l'axe Djebahia (station de pompage SP1) -Kadiria - Lakhdaria

Conclusion

Dans cette partie on a présenté l'ensemble des équipements formants le système d'adduction en eau potable pour nous permettre d'identifier les anomalies du réseau, Le réseau d'adduction étant présents depuis 10 ans il est en bon état, mais ne peut pas satisfaire la quantité totale des besoins en eau potable, ce qui nécessite un renforcement.

CHAPITRE IV :
ETUDE DU
RENFORCEMENT DE
L'ADDUCTION

Introduction

Le terme d'adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au Point d'utilisation ou au réservoir de stockage,

Lorsque les eaux peuvent être transitées uniquement par gravité, l'ouvrage d'adduction peut consister :

-Soit en un canal découvert

-Soit en une conduite forcée, (caractéristiques d'un écoulement sous pression),

Dans le cas contraire, il y a lieu de prévoir des groupes élévatoires refoulant l'eau dans une conduite sous pression analogue à la précédente.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions, Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

IV.1.Types d'adduction

Les adductions classées en trois groupes :

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

IV.1.1.Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente ou en charge, c'est-à-dire sous pression, (B, SALAH)

IV.1.2.Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage, (B, SALAH)

IV.1.3.Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse, Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon, (B, SALAH)

IV.2.Choix du tracé

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la station de pompage et les réservoirs, Il est basé sur les reconnaissances du terrain, levés topographiques.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la possède canalisation et leur exploitation.

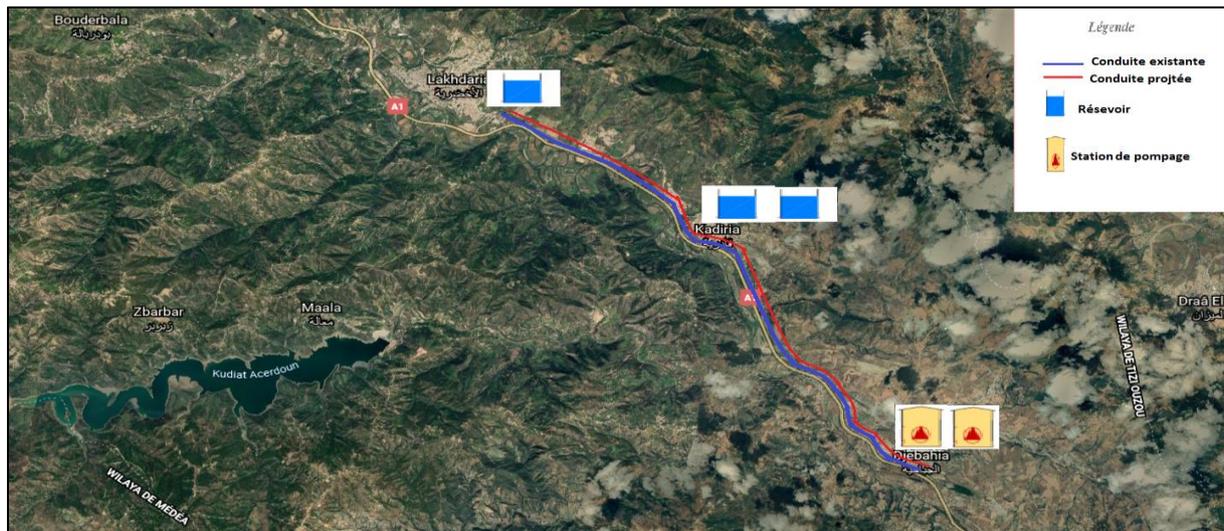


Figure IV,1: Tracé de la conduite d'adduction,

IV.3.Proposition de variantes

Les variantes proposées se basent sur l'exploitation des équipements et les ouvrages existants tel que la station de pompage de Djebahia, et les réservoirs (Kadirira et Lakhdaria).

Variante N°1

Une station de pompage SP1 qui refoulera à l'aide de deux conduites en parallèle vers le réservoir de Kadiria existant (2 x 1 500 m³) implanté à la côte 367 NGA, A proximité de ce dernier sera projetée deux conduites à écoulement gravitaire jusqu'au réservoir de Lakhdaria existant (2 x 5'000 m³) implanté à la côte 296 NGA m.

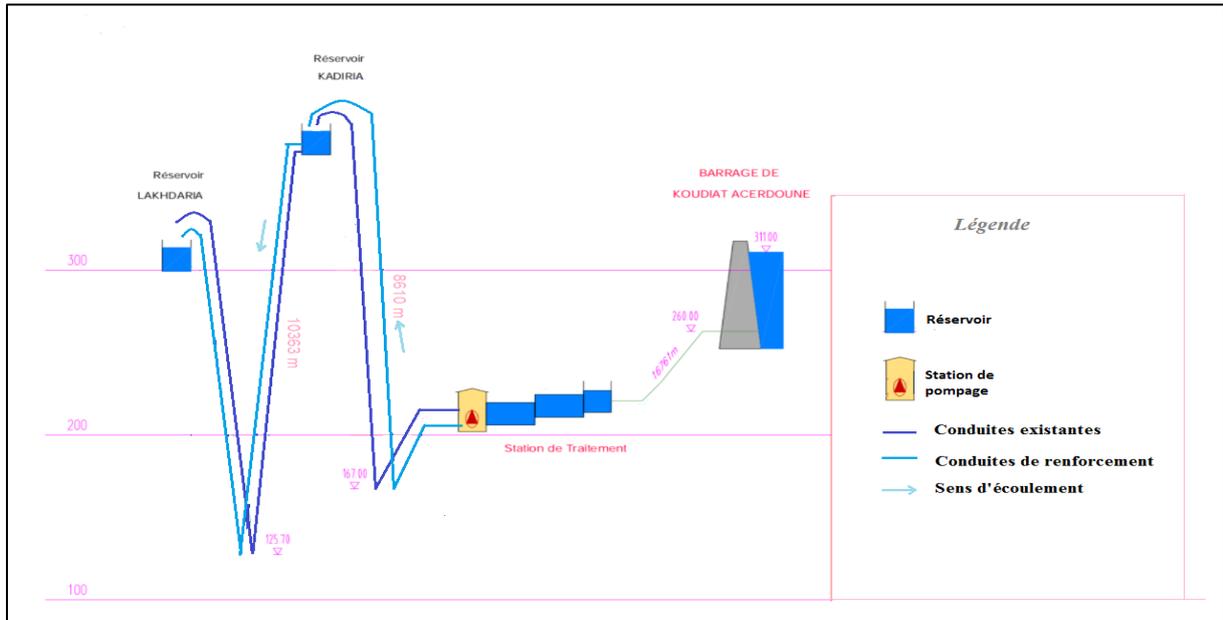


Figure IV,2: Tracé de la variante N°1

Variante N°2

Une station de pompage SP1 qui refoulera à l'aide de deux conduites en parallèle vers deux réservoirs de Kadiria qui sont implantés à la côte 367 NGA pour desservir gravitairement la commune de Kadiria et le réservoir de Lakhdaria qu'est implanté à la côte 296 NGA m à l'aide de deux conduites en parallèle à écoulement gravitaire.

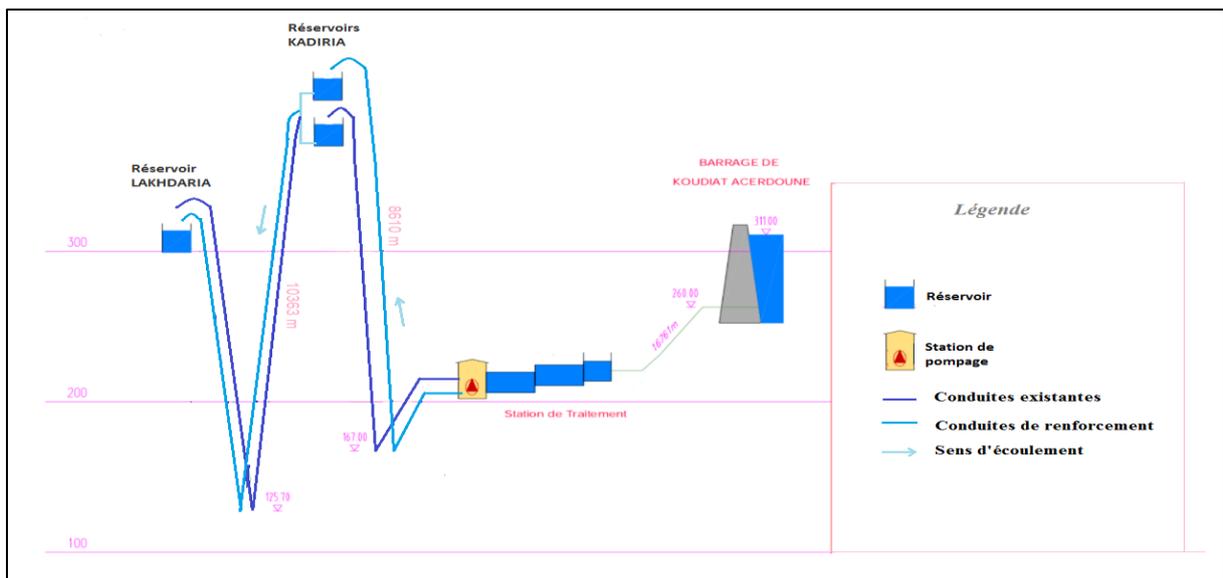


Figure IV,3 : Tracé de la variante N°2

Variante N°3

Une station de pompage SP1 qui refoulera à l'aide de deux conduites en parallèle vers les deux réservoirs de Kadiria qui sont implantés à la côte 367 NGA pour desservir gravitairement la commune de Kadiria et les deux réservoirs de Lakhdaria qui sont implantés à la côte 367 NGA à l'aide de deux conduites en parallèle à écoulement gravitaire.

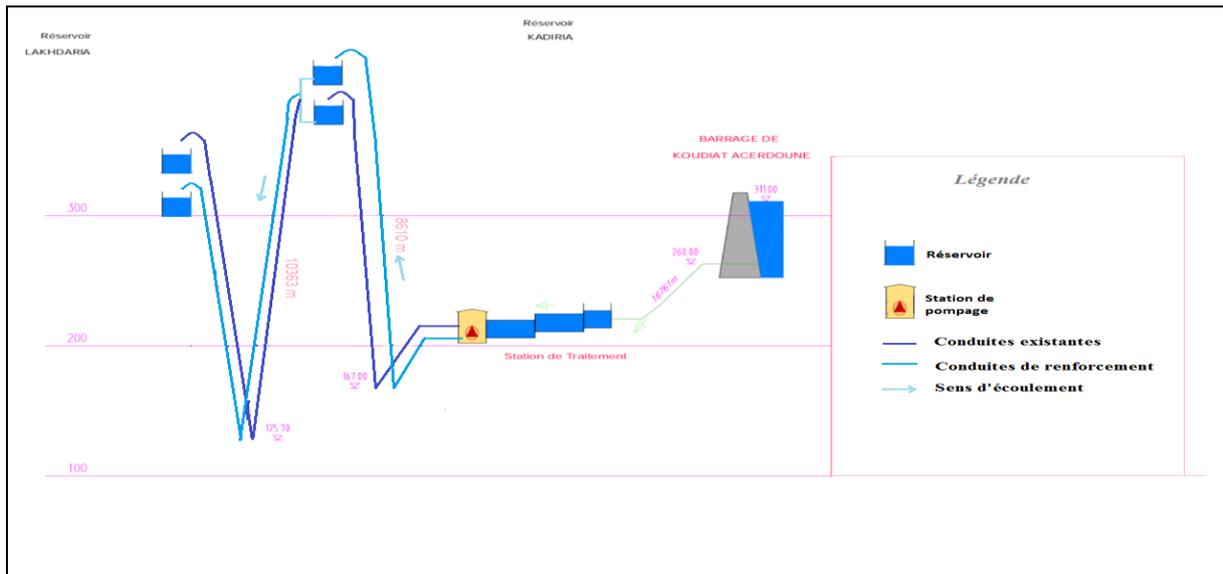


Figure IV, 4: Tracé de la variante N°3.

IV.3.1.Schéma hydraulique choisi

De point de vu technico-économique la deuxième variante est la plus avantageuse, par l'addition d'une deuxième station de pompage et d'un seul réservoir uniquement à Kadiria donc c'est la variante choisie.

Le schéma principal du projet que nous avons choisi est donné comme suit

- Les deux stations de pompages (SP1) refoulent l'eau traitée vers les deux réservoirs de Kadiria.
- Les deux réservoirs de Kadiri alimentant la commune de Kadiria et le réservoir de Lakhdaria par écoulement gravitaire.

IV.4.Dimensionnement des conduits d'adduction

IV.4.1.Choix des diamètres

Le choix du diamètre de la conduite se fait en fonction du débit, Il est conditionné par la vitesse d'écoulement recommandée par les raisons économique et les diamètres normalisés

disponibles sur le marché, Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites, d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau et d'éviter les phénomènes de dépôt, En citant bien que la canalisation soit enterrée dans de tranchés et des traversés à terrains différents (traversant des oueds et des terrains agricoles) qui fait soumettre la conduite aux charges extérieures, ainsi qu'elle doit résister aux différentes pressions intérieures (la pression de service normal et les pressions engendrées par le changement brusque du régime d'écoulement ; coups de bélier), on trouve comme pressions :

☛ **Dans le domaine hydraulique**

- ✓ La pression dynamique, est une relative, elle est supportée effectivement par une canalisation bien déterminée pour un régime donné de fonctionnement,
- ✓ La pression de service, est la pression dynamique supportée par la conduite lors l'installation est à un seul régime de fonctionnement,
- ✓ La pression statique, est la pression supportée par la conduite à débit nul, Suivant les installations, elle est supérieure ou inférieure à la pression dynamique,
- ✓ La pression maximale de service (PMS), est la pression dynamique la plus élevée en régime de fonctionnement permanent (sans coups de bélier),
- ✓ La pression maximale de fonctionnement (PMF), est la PMS augmentée de coups de bélier,

☛ **Dans le domaine du matériel hydraulique:**

- ✓ La pression nominale (PN), est la pression servant de déterminer les dimensions de la conduite à une température donnée,
- ✓ La pression d'épreuve à l'usine (PEU), pour l'amiante-ciment, on l'appelle classe et pour le PVC, on parle de pression de rupture,
- ✓ La pression maximale admissible (PMA), certains praticiens l'appelle PET, elle correspond à la pression pour laquelle la conduite est vendue,

Pour ces raisons-là, on est imposé par le choix du matériau de la tuyauterie qui doit répondre aux exigences, On trouve comme matériaux utilisables, le béton armé, la fonte, l'acier, l'amiante ciment, PEHD et PVC (Polychlorure de Vinyle).

Dans notre cas, on opte à l'utilisation des matériaux usuellement demandés qui sont, la fonte ductile et le PEHD (Polyéthylène à Haute Densité), Plusieurs critères doivent être pris en considération pour le choix d'un matériau, Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères financier.

☛ **Pour les critères techniques, on trouve principalement :**

- Les pressions de service et maximale,
- La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs,
- Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres,
- La méthode de pose, parfois imposée, peut également être prédominante sur le choix du matériau (travaux sans tranchée),

☛ **Pour les critères financiers, on considère :**

- Les coûts du transport, du levage, de montage, qui peuvent être différents d'un matériau à un autre,
- Les coûts de l'outillage et de la logistique nécessaires au chantier,
- Les frais d'excavation et de remblayage qui peuvent également être différents en fonction du choix du tuyau (Diamètre extérieur, technique de pose,...),
- Il y a également les frais d'exploitation et d'entretien qui seront supportés pendant toute la durée de vie de la conduite :
- Les frais de surveillance et d'entretien préventif (recherche de fuite, par exemple) doivent être pris en considération,

☛ **Pour la fonte ductile:**

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- Souple et plus résistante,
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars,
- Une épaisseur de conduite voisine du 1/20ème du rayon,
- Des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm,
- Différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites,
- Longévité importante (50ans),

Ces principaux défauts sont :

- Un poids élevé,
- Un prix relativement élevé,
- Une structure multicouche,
- Une sensibilité à la corrosion,

☛ **Pour le PEHD :**

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- La résistance à la corrosion,
- La légèreté,
- La souplesse,
- Le faible prix,

Ces principaux défauts sont :

- Un raccord nécessitant certaines précautions,
- Une légèrement moins bonne résistance mécanique,

Donc, le choix du matériau dépend principalement de l'aspect technico-économique de la conception.

D'un point de vue économique, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, il est préférable de prévoir des conduites en fonte ductile plutôt qu'en PEHD, D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service, Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par une pression nominale de 25 bars, ce qui oriente notre choix vers ce type de matériau notamment lorsqu'il s'agit de pression supérieure à la pression nominale des conduites en PEHD (16 bars) pour les faibles diamètres, Dans notre projet, on prévoit des conduites en fonte ductile caractérisées par une pression nominale de 25 bars pour tout le tracé.

IV.5. Etudes technico-économique

Dans notre étude, On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet.

IV.5.1. Adduction par refoulement

Pour les conduites de refoulement, le diamètre et la station de pompage sont liés économiquement, En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée seront importantes.

Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des

- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage,

IV.5.2. Adduction gravitaire

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte qu'à l'extrémité aval de la conduite, la charge résiduelle soit positive c'est à dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charge totales le long de la conduite, soit supérieure à la cote géographique à l'extrémité aval de la conduite.

IV.6. Calcul de diamètre économique de la conduite de refoulement

Pour calculer le diamètre économique, Plusieurs formules ont été proposées, parmi lesquelles, nous citons.

La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV},1)$$

Avec :

Q : débit à élever en m³/s.

Remarque :

Les formules de Bonnin est valable pour les petits projets.

La question qui se pose : pour quel diamètre économique normalisé doit-on opter ?

Pour cela on doit tenir compte d'une part les dépenses de l'investissement amorti de la conduite et d'autre part, dès les frais d'exploitation pour avoir le diamètre économique.

IV.6.1. Calcul de pertes de charge**IV.6.1.1. Pertes de charge linéaires**

Les pertes de charge linéaires (Δh) dans une conduite de longueur (L) est donnée par la formule universelle de **Darcy Weisbach** :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV},2)$$

λ : Coefficient de frottement.

D : diamètre intérieur de la conduite.

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

V : vitesse moyenne du liquide dans la conduite (m/s).

Sachant que la formule de la continuité nous donne $Q=V*S$, alors : $\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g}$

Si on tient compte du régime d'écoulement :

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\pi^2 D^m} \frac{Q^\beta}{g} = \frac{k' L Q^\beta}{D^m} \quad (IV,3)$$

k' : coefficient de pertes de charges.

β : tient compte du régime d'écoulement.

m : tient compte du matériau de la conduite utilisée.

Le coefficient de frottement λ est défini par la formule de **Colebrook** :

- En régime turbulent ($Re > 2000$) ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (IV,4)$$

En régime laminaire ($Re \leq 2000$) ;

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (IV,5)$$

k : rugosité absolue moyenne de la paroi intérieure de la conduite en mm

Re : nombre de Reynolds égale à : $\frac{V D}{\nu}$, (ν étant la viscosité cinématique du liquide).

Le nombre de Reynolds (Re) détermine le régime d'écoulement d'un fluide, Les différents régimes d'écoulements sont visualisés par le diagramme de Moody.

Une autre étude a été faite par M^r **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D} \right)^{-2} \quad (IV,6)$$

Avec : K_s est la rugosité absolue, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau, avec ;

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (IV,7)$$

Tableau IV,1: Valeurs du coefficient k de la formule de Colebrook

Nature	k (en 10 ⁻⁴ m)
Fonte vieille.....	20
Fonte neuve sans revêtement	10
Fonte revêtue de ciment	5
Béton coulé	5
Fonte revêtue de ciment centrifugé.....	2,5
Béton centrifugé	2,5
Acier ou béton lisse.....	1
Fonte revêtue de ciment lisse	0,5
Béton précontraint	0,5
Amiante-ciment	0,25

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, Égale à 1 mm

α : coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,04$ mm/an.

T : temps de service = 30 ans.

$K_s = 1 + 0,04 * 30 = 2,2$ mm.

IV.6.1.2.Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités et différents accessoires de la conduite (vannes, coude,...,) elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \tag{IV,8}$$

IV.6.1.3.Pertes de charge totales (ΔH_t)

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned}$$

IV.6.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (IV,9)$$

Hg: la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

IV.6.3. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV,10)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$).

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

g: pesanteur ($9,81 m/s^2$).

IV.6.4. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée est définie par la formule suivante :

$$E = P * t * 3665 \text{ [Kwh]} \quad (IV,11)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$.

P: puissance de la pompe en (kW).

IV.6.5. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (IV,12)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)).

Tableau IV,2: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	1,615
Heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	9	0,853

(Source Sonelgaz)

Les heures de pompage seront pendant la période délimitée entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égal à:

$$e = (11 \times 1,615 + 9 \times 0,853) / 20 = 1,2721 \text{ DA.}$$

IV.6.6. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \tag{IV,13}$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel, Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \tag{IV,14}$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 8,009 \%$$

IV.6.7. Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement

- **Détermination des diamètres économiques**

Le calcul du diamètre économique :

Tronçon SP 1 – Réservoir de KADIRIA

- $Q_p = 0,5034 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 8610 \text{ m}$

— Hg = 195,53m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV,3: Calcul de la HMT du tronçon SPI-Réservoir Kadiria

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (mce)	HMT
100	64,12	6412738,85	0,01423048	29,82688415	8610	295330,8	295500,8
150	28,50	4275159,23	0,01549256	4,276172807	8610	42340,52	42510,52
200	16,03	3206369,42	0,01649269	1,080263774	8610	10696,23	10866,23
250	10,26	2565095,54	0,01733669	0,372095406	8610	3684,30	3854,30
300	7,12	2137579,61	0,01807532	0,155907852	8610	1543,72	1713,72
350	5,23	1832211,10	0,01873729	0,074774711	8610	740,38	910,38
400	4,00	1603184,71	0,01934055	0,039587414	8610	391,97	561,97
450	3,16	1425053,07	0,01989718	0,022600459	8610	223,77	393,77
500	2,56	1282547,77	0,02041572	0,013693138	8610	135,58	305,58
600	1,78	1068789,80	0,02136218	0,005758079	8610	57,01	227,01
700	1,30	916105,550	0,02221471	0,002770376	8610	27,43	197,43
800	1,00	801592,356	0,02299515	0,001470871	8610	14,56	184,56
900	0,79	712526,539	0,02371819	0,000841894	8610	8,33	178,33

Les résultats trouvés pour le calcul des frais d'exploitation sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV,4: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SPI-Réservoir Kadiria,

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
100	1779619,535	12991222607	16526134278
150	256014,6603	1868907020	2377436620
200	65440,6086	477716442,8	607703086,9
250	23212,08657	169448232	215555095,9
300	10320,68766	75341019,91	95841311,43
350	5482,667811	40023475,02	50913862,58
400	3384,427329	24706319,5	31428909,03

Tableau IV,5: Calcul des frais d'exploitation du tronçon SPI-Réservoir Kadiria (suite)

450	2371,48457	17311837,36	22022388,31
500	1840,335465	13434448,89	17089962,43
600	1367,162942	9980289,479	12695926,25
700	1189,004357	8679731,803	11041486,83
800	1111,514031	8114052,423	10321886,09
900	1074,007733	7840256,454	9973590,235

Les résultats trouvés pour le calcul des frais d'amortissement sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV,6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPI-Réservoir Kadiria,

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix tot (DA)	Famort (DA)
100	3289,23	8610	28320270,3	2268170,448
150	4657,68	8610	40102624,8	3211819,22
200	6359,22	8610	54752884,2	4385158,496
250	8079,35	8610	69563203,5	5571316,968
300	10551,80	8610	90850998	7276256,43
350	13533,65	8610	116524726,5	9332465,345
400	15936,29	8610	137211456,9	10989265,58
450	18683,32	8610	160863385,2	12883548,52
500	21428,64	8610	184500590,4	14776652,29
600	28692,52	8610	247042597,2	19785641,61
700	38447,98	8610	331037107,8	26512761,96
800	49982,37	8610	430348205,7	34466587,79
900	59978,77	8610	516417209,7	41359854,32

Les résultats trouvés pour le calcul des frais des frais d'exploitation et d'investissement sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV,7: bilan des frais d'exploitation et d'investissement,

Diamètre(mm)	F exploi (DA)	F investi (DA)	Bilan (DA)
100	16526134278	28320270,3	14401538020
150	2377436620	40102624,8	2110105019
200	607703086,9	54752884,2	585856554,5
250	215555095,9	69563203,5	259668620,7
300	95841311,43	90850998	176857472,2
350	50913862,58	116524726,5	163463853,9
400	31428909,03	137211456,9	167207146,4
450	22022388,31	160863385,2	182679491,5
500	17089962,43	184500590,4	202027630,7
600	12695926,25	247042597,2	260748736,5
700	11041486,83	331037107,8	343304604,1
800	10321886,09	430348205,7	441989962,2
900	9973590,235	516417209,7	527756100,3

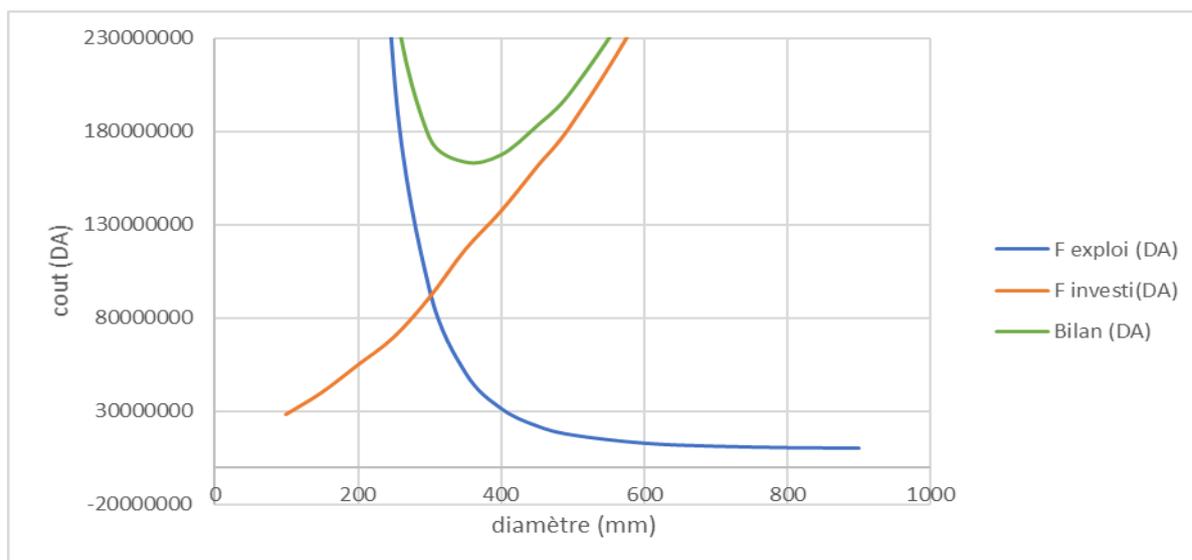


Figure IV, 5: Graphe du bilan des frais d'investissement et d'exploitation,

En conclusion : selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : $D=600\text{mm}$ avec une vitesse d'écoulement de $V=1,78\text{ m/s}$.

IV.6.8. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

- **Détermination de diamètre avantageux (tronçon $R_{KADIRIA}-R_{LAKHDARIA}$)**

Ce tronçon relie le réservoir de Kadiria et le réservoir de Lakhdaria sur une longueur de 10363m.

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte a éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l' adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par L'intermédiaire de la charge disponible Hd.

IV.6.8.1.Calcul des longueurs de tronçon

La longueur de tronçons est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV,8: La longueur de tronçon de l'adduction Kadiria vers Lakhdaria,

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	$R_{KADIRIA}$	$R_{LAKHDARIA}$	10363	11399,3

IV.6.8.2.Les caractéristiques des différents points

Les caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après :

Tableau IV,9:Les altitudes des réservoirs,

N° du point	Point	Cote de trop-plein
1	$R_{KADIRIA}$	374,075
2	$R_{LAKHDARIA}$	300,1

IV.6.8.3. Calcul de la charge disponible

$$\Delta H_d = C_{tp(Kadiria)} - C_{tp(Lakhdaria)} = 374 - 300 = 74 \text{ mce} \quad (\text{IV,15})$$

Par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH: -

$$\Delta H = \frac{8\lambda L_{eq} Q^2}{\pi^2 D^5 g} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt[5]{\frac{8\lambda L_{eq} Q^2}{\Delta H \pi^2 g}}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne des valeurs à λ et on calcule le diamètre.

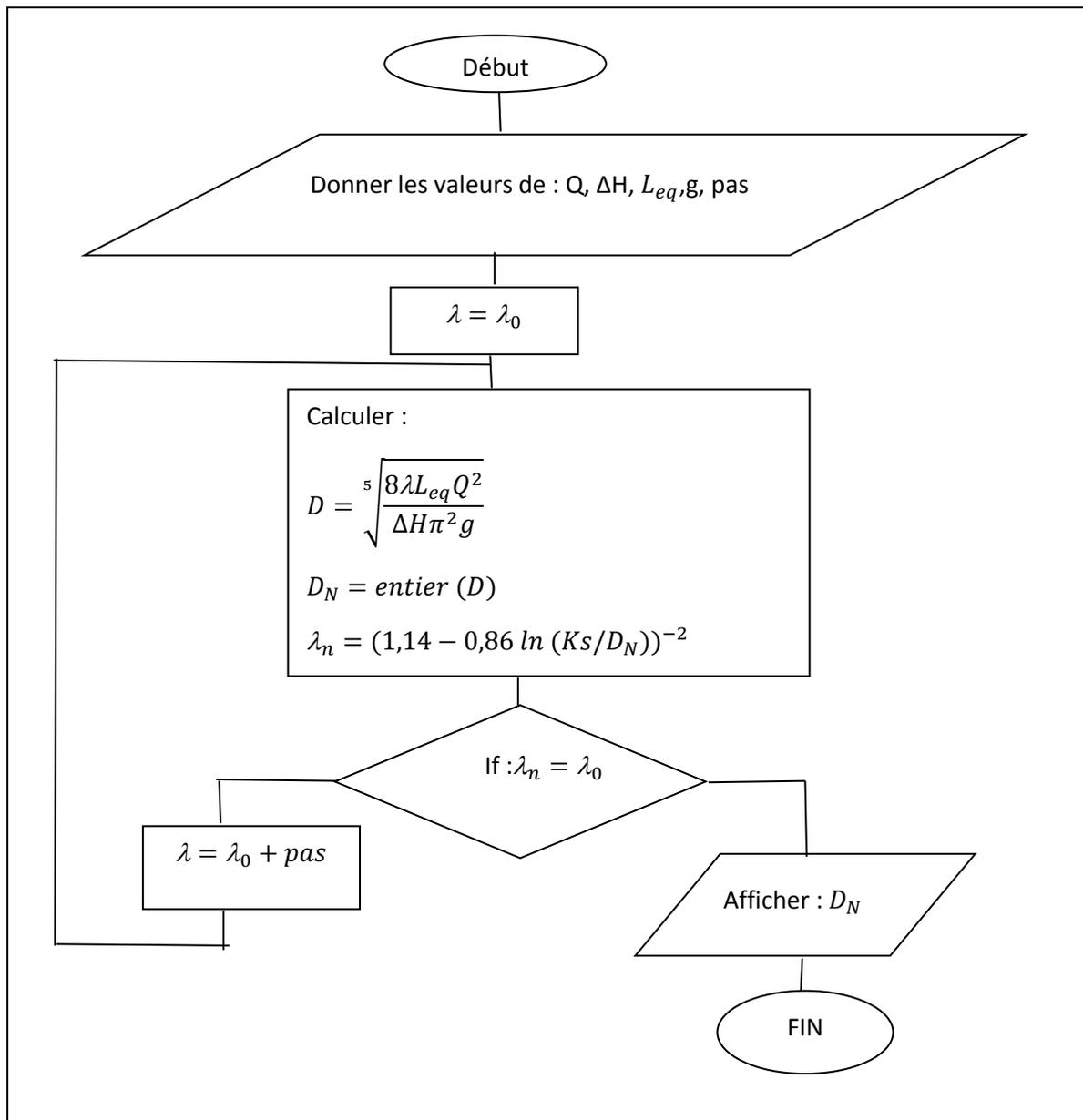


Figure IV, 6: Organigramme de calcul du diamètre par itération,

— Après 5 itérations : $\lambda=0,0296$,

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0,0296 \cdot 11400 \cdot 0,258732^2}{74 \cdot 3,14^2 \cdot 9,81}} = 0,480\text{m,}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(Ks/DN))^{-2}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(2,2/500))^{-2} = 0,02966011,$$

$$\lambda_{supposé} = \lambda_{calculé}$$

Donc : le tronçon R_K -R_L est composé d'une conduite de diamètre 500 mm

Tableau IV,10: Les caractéristiques de tronçon d'adduction Kadiria vers Lakhdaria,

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH_d (mce)	DN (mm)	ΔH calculé (mce)	V (m/s)
R _K -R _L	258,732	10363	11399,3	74	500	59,91	1,32

☛ **Les frais d'investissement**

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV,11:Frais divertissement de la conduite gravitaire

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
500	21428,64	10363	222064996,3

Conclusion

Dans ce présent chapitre une intermittence entre l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire,

L'adduction commence par refoulement jusqu'au réservoir de Kadiria, à l'aide d'une station de pompage dont le diamètre de la conduite de renforcement est de 600mm, A partir des réservoirs de Kadiria, l'adduction s'effectuera gravitairement jusqu'au réservoir de Lakhdaria, par une deuxième conduite de 500mm,

Afin de transférer cette quantité d'eau du barrage vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage qui sont l'objet du chapitre qui suit,

CHAPITRE V :

LE STOCKAGE

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons traiter l'un d'importantes ouvrages hydrauliques, et aussi de grandes utilités dans un projet d'alimentation en eau potable qui est le réservoir, c'est l'organe intermédiaire entre adduction et distribution, et destiné à contenir de l'eau,

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques qui doivent présenter certains impératifs à savoir la résistance et l'étanchéité, la durabilité et aussi constituent par les organes régulateurs de pression et débit entre le régime de production et régime de consommation,

V.1.Fonctions générales des réservoirs

La construction des réservoirs d'eau nous conduit à bénéficier de nombreux avantages :

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station ;
- Le pompage n'est pas dans tous les cas égaux au débit consommé, donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et le débit consommé ;
- Il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la Station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage ;
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés ;
- Reserve incendie garantie, une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie ;
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire la dépense d'énergie ;
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore ;

V.2.Classification des réservoirs, (A, Dupont, 1977)

Il existe plusieurs types de réservoir, et leurs classements selon plusieurs facteurs :

A) D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonneries ;

- Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint ;

B) D'après la situation des lieux (leurs emplacements par rapport au sol :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour,

C) Selon leur forme :

- Circulaire ;
- Carré ou rectangulaire ;
- Forme quelconque ;

D) D'après l'utilisation :

- Réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre ;
- Réservoirs de traitement ;

V.3.Choix du type de réservoir

Généralement, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux, mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivants :

- Des frais de construction économique ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Une étude architecturale simplifiée ;
- Une bonne étanchéité facile à réaliser ;

☛ Réservoirs terminaux :

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir,

☛ Réservoirs de mise en charge :

Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval,

☛ Les bâches de reprises :

Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompes,

V.4. Fontainerie d'équipement des réservoirs

Les dispositions constructives générales adoptées pour notre projet sont les suivantes

- Le découpage des réservoirs en deux bassins permettant d'effectuer l'entretien et les éventuelles réparations,
- La mise en place d'un dispositif de vidange permettant de vider le réservoir en quelques heures,
- L'équipement de crépines pour les prises d'eau, ces dernières sont situées dans une fosse ménagée dans le radier afin d'optimiser le volume utile du réservoir,
- La mise en place d'un système de trop-plein permettant d'évacuer le débit maximal entrant en cas de défaillance du dispositif d'arrêt au niveau haut,
- L'installation des vannes sur les canalisations de départs des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation (cette vanne sera motorisée),
- A l'arrivée des canalisations de refoulement lorsque celle-ci ne se fait pas par surverse, l'installation selon les cas, soit d'un clapet anti-retour, soit d'une vanne papillon motorisée afin d'éviter que le réservoir ne se vide pas en cas de casse sur la conduite de refoulement,
- L'installation à l'extérieur des cuves d'un dispositif de lecture directe du niveau d'eau dans chaque bassin et de son volume à l'aide d'un système informatisé à partir d'un capteur,

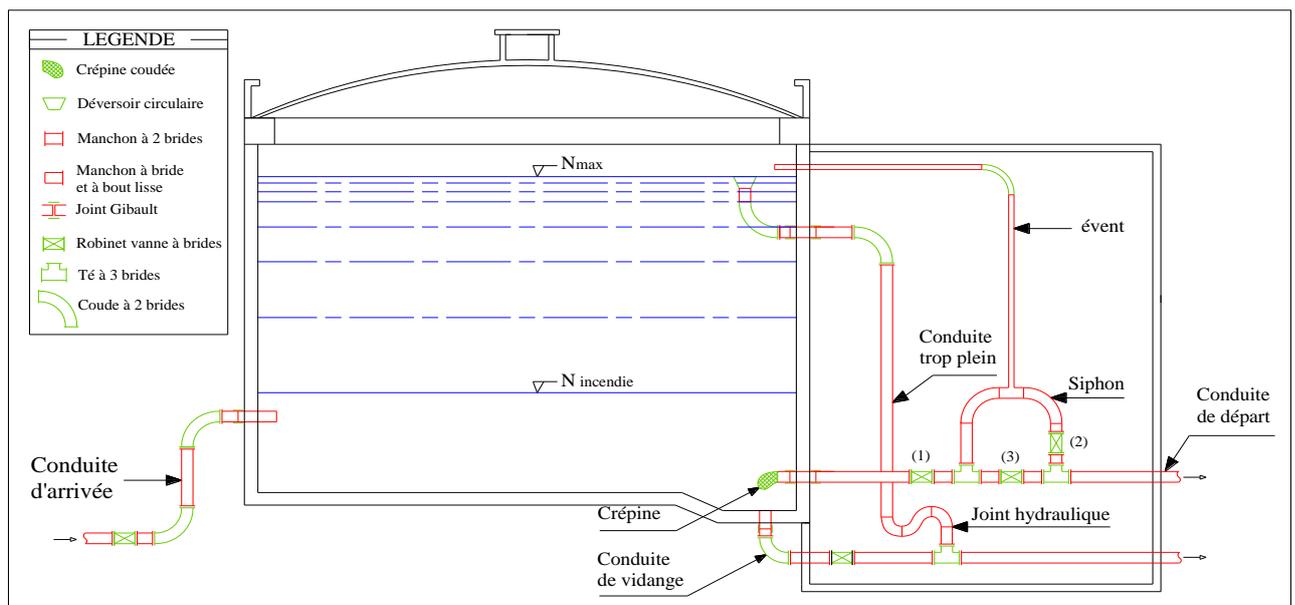


Figure V,1: Coup transversale d'un réservoir semi-enterré

V.5.Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable, Il dépend de la topographie du lieu, C'est après une étude économique l'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible,

V.6.Capacité des réservoirs

Un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation, La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmentée éventuellement de la réserve incendie,

Nous pouvons alors déterminer la capacité du réservoir qui peut être calculée selon les deux méthodes :

- Méthode graphique,
- Méthode analytique,

V.6.1.Méthode analytique

Afin de dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu, Si l'apport est supérieur à la distribution, pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit, Ainsi a déterminé le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage,

• La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir, Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (V,1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%),

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

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (V,2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3),

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$,

V.6.2.Méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variations horaires et de la courbe d'apport des débits, On trace sur même graphe les courbes cumulées des débits et de consommation en fonction du temps, la capacité de réservoir est déduite en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux courbes,

$$R_{max} = |V|^+ |V| \text{ (\%)} \quad (V,3)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} R_{max}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \quad (V,4)$$

Dont le volume totale sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (V,5)$$

V.7.Dimensionnement des Bâches de reprise des différentes stations de pompage

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire, Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min),

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{20} \quad (V,6)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier total,

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

V.7.1. Deuxième bache de la station de pompage (SP1)

La station de pompage (SP1) se situe à l'aval immédiat de la station de traitement, Les pompes sont alimentées par la bache de reprise, La bache de reprise est alimentée par la station de traitement, Le débit de renforcement entrant à la station de pompage (SP1) est de 1912,32 m³/h, soit un débit de 531,2 l/s,

Donc le volume de la bache de reprise (SP1) est :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max } j} * t}{20}$$

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{53956,7769}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 674,46 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 700 m³

V.8. Comparaison entre la capacité de stockage calculé et la capacité existante**V.8.1. Volume de la capacité de stockage existante**

Les deux réservoirs existants placé dans deux endroits ; réservoirs de Kadiria d'une capacité de 2×1500 m³, le réservoir de Lakhdaria d'une capacité de 2×5000m³,

V.8.2. Réservoir de Kadiria

Le réservoir de Kadiria a deux (2) fonctions, celle d'un réservoir de mise en charge qui sert à transiter le débit refoulé par (SP1) gravitairement vers le réservoir de Lakhdaria, Et celle d'un réservoir de stockage pour les villes de Kadiria,

Leur capacité est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{a * Q_{\text{max},j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_r : capacité résiduelle (m³),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%),

$Q_{\text{max } j}$: La consommation maximale journalière (m³/j),

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³),

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³,

V.8.2.1.Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kadiria

• **Pour alimenter la commune de Kadiria**

La commune de Kadiria contient un réservoir d'eau, dont son volume est de 3000 m³, un nouveau sera projeté avec un volume V_t qu'on va calculer par suite, Le calcul est illustré dans le Tableau V,1,

Tableau V,1: Evaluation du volume résiduel du réservoir pour alimenter la commune de Kadiria:

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	3,00	2,0	-	6,3
01 - 02	5	3,20	1,8	-	8,1
02 - 03	5	2,50	2,5	-	10,6
03 - 04	5	2,60	2,4	-	13,0
04 - 05	5	3,50	1,5	-	14,5
05 - 06	5	4,10	0,9	-	15,4
06 - 07	5	4,50	0,5	-	15,9
07 - 08	5	4,90	0,1	-	16,0
08 - 09	5	4,90	0,1	-	16,1
09 - 10	5	5,60	-	0,6	15,5
10 - 11	5	4,80	0,2	-	15,7
11 - 12	5	4,70	0,3	-	16,0
12 - 13	5	4,40	0,6	-	16,6
13 - 14	5	4,10	0,9	-	17,5
14 - 15	5	4,20	0,8	-	18,3
15 - 16	5	4,40	0,6	-	18,9
16 - 17	5	4,30	0,7	-	19,6

Tableau V,1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir pour alimenter la commune de Kadiria (suite)

17 - 18	0	4,10	-	4,1	15,5
18 - 19	0	4,50	-	4,5	11,0
19 - 20	0	4,50	-	4,5	6,5
20 - 21	0	4,50	-	4,5	2,0
21 - 22	5	4,80	0,2	-	2,2
22 - 23	5	4,60	0,4	-	2,6
23 - 00	5	3,30	1,7	-	4,3
Total	100%	100%	18,2	18,2	-

Le volume maximal journalier est de $Q_{max, j} = 13285,506 \text{ m}^3/\text{j}$ (d'après le chapitre II)

Donc :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.6 * 13285,506}{100}$

$V_{r(kadiria)} = 2604 \text{ m}^3$

- **Pour alimenter le réservoir de Lakhdaria**

Tableau V,2: Evaluation du volume résiduel du réservoir pour alimenter la commune de Kadiria

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	4,17	0,83	-	5,32
01 - 02	5	4,17	0,83	-	6,15
02 - 03	5	4,17	0,83	-	6,98
03 - 04	5	4,17	0,83	-	7,81
04 - 05	5	4,17	0,83	-	8,64
05 - 06	5	4,17	0,83	-	9,47
06 - 07	5	4,17	0,83	-	10,3
07 - 08	5	4,17	0,83	-	11,13
08 - 09	5	4,17	0,83	-	11,96
09 - 10	5	4,17	0,83	-	12,79

Tableau V,2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir pour alimenter la commune de Kadiria(suite)

10 - 11	5	4,17	0,83	-	13,62
11 - 12	5	4,17	0,83	-	14,45
12 - 13	5	4,17	0,83	-	15,28
13 - 14	5	4,17	0,83	-	16,11
14 - 15	5	4,17	0,83	-	16,94
15 - 16	5	4,17	0,83	-	17,77
16 - 17	5	4,17	0,83	-	18,6
17 - 18	0	4,17	-	4,17	14,43
18 - 19	0	4,17	-	4,17	10,26
19 - 20	0	4,17	-	4,17	6,09
20 - 21	0	4,17	-	4,17	2,0
21 - 22	5	4,17	0,83	-	2,83
22 - 23	5	4,17	0,83	-	3,66
23 - 00	5	4,17	0,83	-	4,49
Total	100 %	100 %	16,6	16,68	-

Calcule de la capacité du réservoir de Kadiria

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{18,6 * 40671,27}{100}$
- $V_{r(lakhdaria)} = 7564,85m^3$

Donc la capacité totale pour le réservoir de Kadiria est :

$$V_T = V_{r(kadiria)} + V_{r(lakhdaria)} + V_{inc} = 2604 + 7564,85 + 120 = 10288,85m^3$$

Le volume normalisé est de $10400m^3$, La capacité existante est de $3000m^3$;

Nous avons alors un excès de $7500m^3$.

V.8.2.2.Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lakhdaria

Le réservoir de Lakhdaria est alimenté gravitairement par le réservoir de Kadiria, un réservoir de stockage pour les villes de Lakhdaria son volume est de $10000 m^3$,

Tableau V,3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lakhdaria :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	3,35	0,82	-	1,71
01 - 02	4,17	3,25	0,92	-	2,63
02 - 03	4,17	3,30	0,87	-	3,5
03 - 04	4,17	3,20	0,97	-	4,47
04 - 05	4,17	3,25	0,92	-	5,39
05 - 06	4,17	3,40	0,77	-	6,16
06 - 07	4,17	3,85	0,32	-	6,48
07 - 08	4,17	4,45	-	0,28	6,2
08 - 09	4,17	5,20	-	1,03	5,17
09 - 10	4,17	5,05	-	0,88	4,29
10 - 11	4,17	4,85	-	0,68	3,61
11 - 12	4,17	4,60	-	0,43	3,18
12 - 13	4,17	4,60	-	0,43	2,75
13 - 14	4,17	4,55	-	0,38	2,37
14 - 15	4,17	4,75	-	0,58	1,79
15 - 16	4,17	4,70	-	0,53	1,26
16 - 17	4,17	4,65	-	0,48	0,78
17 - 18	4,17	4,35	-	0,18	0,6
18 - 19	4,17	4,40	-	0,23	0,37
19 - 20	4,17	4,30	-	0,13	0,24
20 - 21	4,17	4,30	-	0,13	0,11
21 - 22	4,17	4,20	-	0,03	0,08
22 - 23	4,17	3,75	0,42	-	0,42
23 - 00	4,17	3,70	0,47	-	0,89
Total	100 %	100 %	6,48	6,4	-

Calcul de la capacité du réservoir de Lakhdaria

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{6,48 * 40671,2709}{100} \Rightarrow V_r = 2635,49835 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 2635,49835 + 120 \Rightarrow V_t = 2755,49835 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 3000 \text{ m}^3$,

La capacité totale de réservoir d'eau est de 10000 m³, alors que le volume calculé est estimé à 3000m³, donc la capacité existante est largement suffisant pour satisfaire les besoins de l'agglomération à l'horizon 2050,

En conclusion ; en comparant entre la capacité de stockage calculé et la capacité existante on remarque que le réservoir existant de Kadiria ne peut pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par une deuxième réservoir d'une capacité de 7500 m et de cote 374 NGA,

Les dimensions de deuxième réservoir

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{V},7)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$ m

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{V},8)$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$\text{AN: } S = \frac{V}{h} \text{ (V,9)}$$

- La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \tag{V,10}$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$\text{AN : } h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \tag{V,11}$$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau suivant

Tableau V *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.,4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux*

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
R_{KAD2}	7500	43	1452	5,3	0,09	0,7	6

V.9. Hygiène et sécurité des réservoirs

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure,

- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures,
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité,
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir,
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables,
- La stagnation prolongée de l'eau peut y être la cause, une vidange chaque mois en période d'été s'avère nécessaire,
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau,

Conclusion

L'étude dans ce chapitre a permis de calculer les capacités des réservoirs terminaux qui sont dans le tableau suivant :

Tableau V,5 : les capacités des réservoirs terminaux

Réservoir	Vn (m3)
KADIRIA (I)	3000
KADIRIA (II)	7500
LAKHDARIA	10000

Les réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des deux communes Kadiria et Lakhdaria jusqu'à l'horizon 2050,

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire d'une station de pompage, qui sont l'objet du chapitre suivant,

CHAPITRE VI :
LA STATION DE POMPAGE

Introduction

Ce chapitre a pour but, L'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui nous permettent d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de station de pompage le long de l'adduction, Tout en assurant un fonctionnement optimal des pompes choisies,

VI.1.Définition d'une pompe

Une pompe est un système d'élévation d'eau elle est construite pour assurer un débit Q à élever pour une hauteur H , Elle est entraînée par un moteur électrique et permet de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique,

Elle peut être :

- Une pompe à axe horizontal
- Une pompe à axe vertical

VI.2.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série ;

VI.3.Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes,
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes,

VI.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Vitesse de rotation élevée (tr/min) ;
- Puissance absorbée minimale, (M, CARLIER, 1972)

VI.5.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

On appelle courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction de débit, Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (VI,1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s²,m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = 1,1 \times (8 \times \lambda \times L / g \times \pi^2 \times D^5) \quad (VI,2)$$

λ : Coefficient de perte de charge;

L : Longueur de la conduite(m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9,81m²,s⁻¹);

D : Diamètre de la conduite(m),

VI.6.Caractéristiques de la pompe**VI.6.1.Points de fonctionnement des pompes**

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q],

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

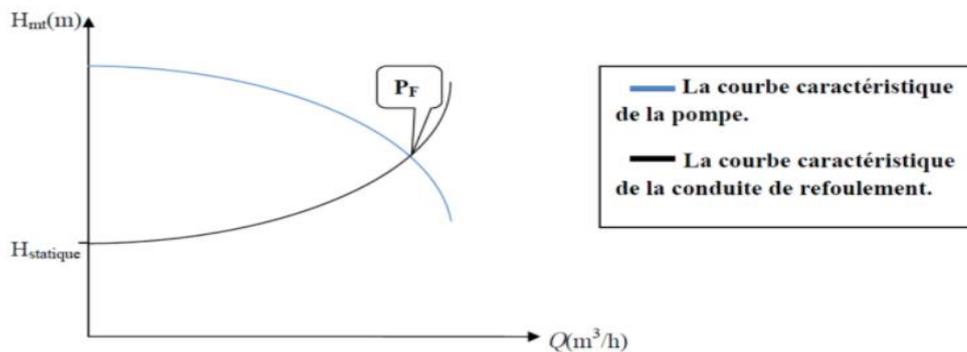


Figure VI, 1: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

VI.6.2.Type et mode de réglage (M, CARLIER, 1972)

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

A- Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif :** c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable,
- **Réglage quantitatif :** appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement,

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \tag{VI,3}$$

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

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

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

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (VI,4)$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m),

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...),
- **Diminution de temps de pompage :** dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir,

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (VI,5)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h),

- **Changement du type de la pompe :** si cela est possible,

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe,
- **Changement de type de pompe,**

VI.7.Choix des pompes pour SP1

À l'aide de logiciel de sélection on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu (monocellulaire à axe horizontal multicellulaire à axe horizontal à axe verticale,,etc.), Le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, Et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant, Pour un débit de 503,4l/s et une hauteur manométrique totale de 227m,

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

, Tableau VI, 1: Résultats de choix des pompes SPI

N	Q Total(l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	Nbr d'étage
1	503,4	227,0	-	-	-	-	-
2	251,7	227,0	-	-	-	-	-
3	167,8	227,0	-	-	-	-	-
4	125,85	227,0	-	-	-	-	-
5	100,68	227,0	71,7	2971	310	14,1	3
6	83,9	227,0	74,6	2811	267	9	3

Une comparaison entre les pompes N°5 et N°6 nous mène à choisir la pompe N°5 et cela pour les raisons suivantes :

- Elle assure le débit et HMT demandés ;
- Rendement acceptable ;
- Nombre de pompes n minimal ;

En conclusion ; On opte pour un nombre de pompe de Cinq (05) en plus d'une (02) pompes de secours, Ces sept (07) pompes sont identiques pompes à axe horizontal multicellulaire),

Description de la pompe Choisie :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte ;
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte ;
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable ;
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable, Double palier ;
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- Garniture : à tresse, Réglable à faible coefficient de frottement ;
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946) ;

Données techniques :

Tableau VI, 2: Caractéristiques de la pompe de la station de pompage,

Données techniques	Caractéristiques
Q	101 l/s
H	227 m
Rendement	71,7%
Puissance	310 kW
Vitesse	2971 tr/min
NPSH requis	14,1 m
Diamètre de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN150 (UNI PN25)

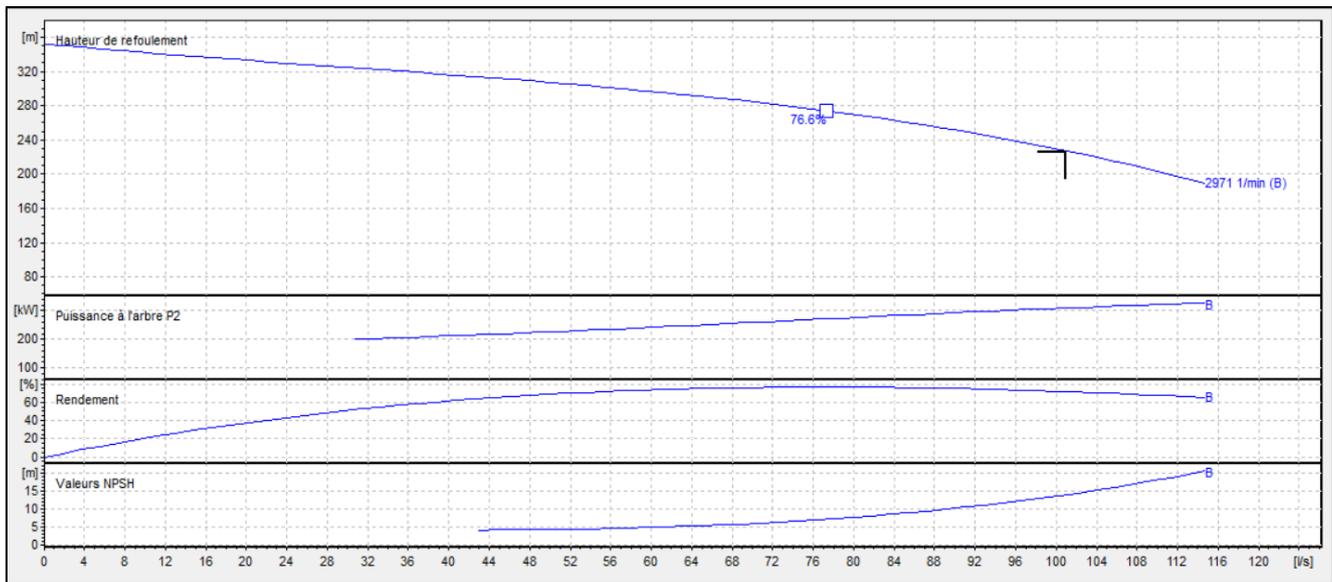


Figure VI, 2: Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise

Courbe caractéristique de la conduite SP1-réservoir de Kadiria :

$Q= 503,4 \text{ l/s}$; $L= 8610\text{m}$; $HMT=227\text{mce}$; $H_g=170\text{m}$; $D= 600\text{mm}$; $\lambda= 0,021362189$

$R=215,2 \text{ s}^2, \text{ m}^{-5}$ (Formule VI ,2)

$H_c = 170+ (215,2 \times Q^2)$ (Formule VI ,1)

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ;

L : Longueur de la conduite(m) ;

g : Accélération de la pesanteur ($9,81\text{m/s}^2$) ;

D : Diamètre de la conduite(m),

Tableau VI, 3: Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de pompage & conduite (station de pompage-réservoir de Kadiria),

Q (l/s)	H _c (m)	H _{pompe}
0	170	352
20	172,152	333
35	176,5905	320
45	180,8945	312
65	192,7305	290
85	208,8705	260
95	218,5545	240
105	229,3145	215
110	235,098	204
112	237,48672	196
114	239,91848	190

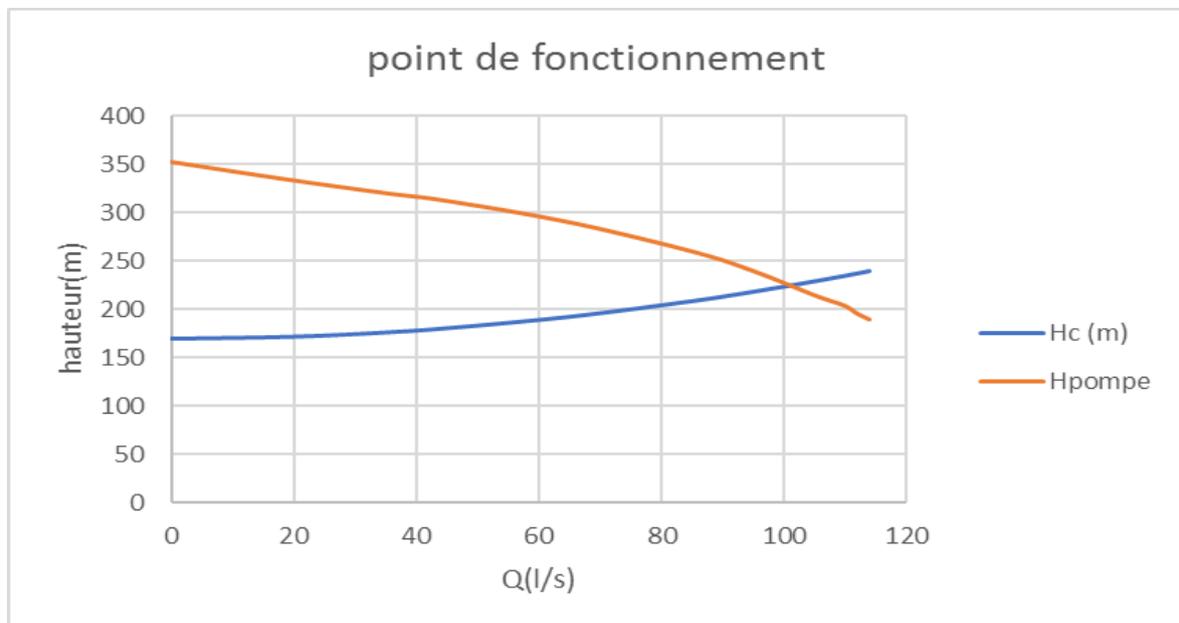


Figure VI, 3: Les courbes représentant le point de fonctionnement de la pompe station de pompage,

D’après le graphe on peut déterminer la hauteur de point fonctionnement H_{pf}, Ainsi que le débit de ce point de fonctionnement Q_{pf},

H_{pf} = 226 mce, Q_{pf} = 101,35 l/s,

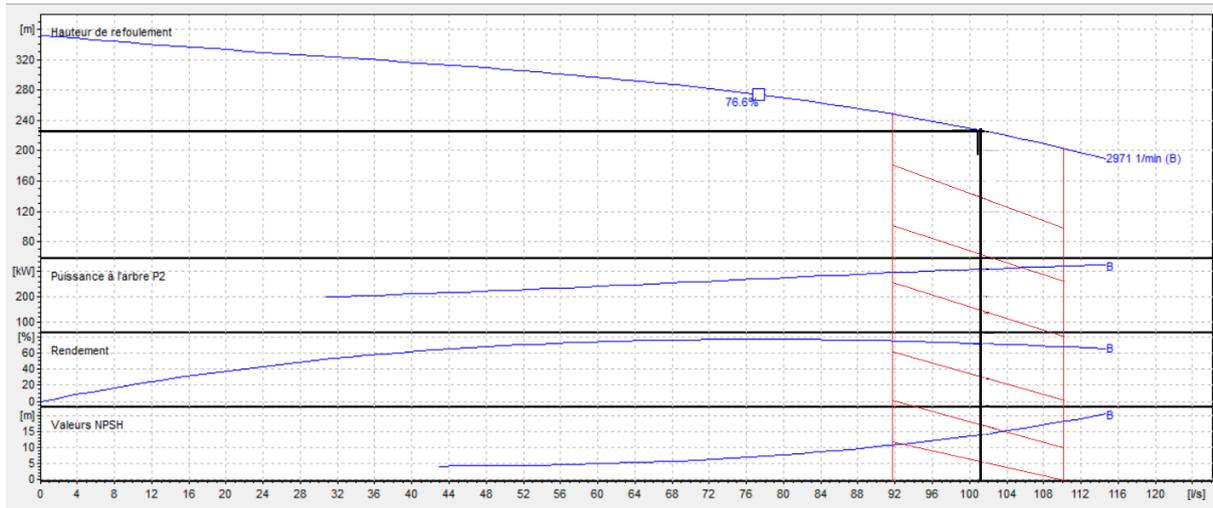


Figure VI, 4: Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP,

Commentaire : Notre pompes ne nécessite aucun réglage car le débit de point de fonctionnement est égal au débit appelé,

VI.8. Etude de la cavitation (A, LENCASTRE, 1983)

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, Cela se produit lorsque à une température constante, La pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau,

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, La condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, Elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, Elle est fournie par l'installateur,

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{VI,6}$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$,

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$,

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, Il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir,

Dans notre cas, On opte pour une installation en charge au niveau de la station de pompage, Alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (VI,7)$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m,c,e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (VI,8)$$

Avec : H : altitude de la station,

T_v : tension de vapeur d'eau (m,c,e) ;

Tableau VI, 4: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m,c,e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration,

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI,9)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_C^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (VI,10)$$

L_r : longueur du collecteur de refoulement, $L_r = 50$ m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VI,11)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles,

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (VI,12)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s,

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (VI,13)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm), (M, CARLIER, 1972)

➤ **Calage de la pompe**

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation,

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (VI,14)$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (VI,15)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m),

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m,

VI.8.1.Refolement : SP 1 - Réservoir KADIRIA

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 14,1$ m (Tableau VI,1)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 204 \Rightarrow P_{at} = 10,05$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 150 mm

Donc : $D_a = 1,5 * 150 = 225 \Rightarrow D_a = 300mm$ pour vérifier la vitesse

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,101}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 1,43m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 0,5034}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,654m$$

On pose $D_c = 0,65m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 0,5034}{3,14 * 0,65^2} \Rightarrow V_c = 1,52m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 650mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{50 * (0,5034)^2}{0,65^{5,3}} + \frac{1,5 * (0,101)^2}{0,3^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,038m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,038 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,0437m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 14,1 + 0,3 - 10,05 + 0,24 + \frac{1,43^2}{2 * 9,81} + 0,0437 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,15m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 204 - 5,3 + 0,09 \Rightarrow \nabla_{min} = 195,79m$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 195,79 - 5,15 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 190,94m$

VI.9. Les frais annuels d'énergie

Les frais annuels totaux des installations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI, 5: Frais annuels totaux des installations,

La station	Direction	Puissance du moteur (KW)	Nombre des moteurs	Temps de Pompage (h)	E (KWh)	Fa (DA)
SP1	R Kadiria	310	5	20	11315000	14392680

VI.10. Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents,

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie, Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement,

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation, Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau,

VI.10.1. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP,
- La modification de la vitesse d'une pompe,
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,

VI.10.2. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps),

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques, (M, AIT AHCENE, 2008-2009)

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe, Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup

de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints,

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement, Si cette pression devient inférieure à 10mce , il se produira une poche de cavitation, Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés, Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau,

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible,

VI.10.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet, Cette capacité contient de l'eau et de l'air,

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions,

b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre, Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes,

c) Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de

bélier, Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie,

VI.10.4.Principe de fonctionnement du réservoir d'air

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré, A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme, Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite, En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir,

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène,

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche,

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif,

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement
- Il est simple à installer
- Bon fonctionnement
- Bonne sécurité
- Pas de pertes d'eau,

VI.10.5. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs maximales de la surpression et de la dépression dans les conduites de refoulement ainsi que le volume du réservoir d'air à dimensionner,

VI.10.5.1. Méthode De PUECH ET MEUNIER

L'étude comparative faite par MM, PUECH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que les résultats sont compris dans une fourchette de précision égale à 10%, une précision suffisante pour faire un dimensionnement industriel,

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé, des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol,

Elle est donnée par la formule publiée par B, SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite,

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI,16)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 * 10^9$ Pascal

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho = 1000$ kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite $E_m = 1,2 * 10^9$ pour la fonte

E_s : module de Young du sol $E_s = 2 * 10^8$ Pascal

ν_m : coefficient de poisson du matériau $\nu_m = 0,26$ (Fonte)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : rayon intérieur de la conduite (m)

☛ **Application**

✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI, 6: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement :

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Fonte	600	0,2826	1,78	8610	170

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI, 7: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement :

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2,07	1000	0,279	0,26	0,33	2	1,2	0,021	424,8

VI.10.5.2.REFOULEMENT (SP1-Réservoir Kadiria)

Les caractéristiques de la conduite du refoulement sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI, 8 : Caractéristiques de la conduite du refoulement

Données	
Q (m ³ /s)	0,5034
Deq (m)	0,558
Longueur (m)	8610

CAS DE DEPRESSION

Caractéristique de la conduite

On a:

$$H_0 = H_g + 10 \tag{VI,17}$$

$$A = C \times V_0 / [g \times H_0] \tag{VI,18}$$

caractéristique des pertes de charge (k)

On a :

$$H_{abs} = H_0 + \Delta H \tag{VI,19}$$

$$K = [H_{abs} - H_0] / H_0 \tag{VI,20}$$

Tableau VI, 9 : Calcul du régime permanent

Régime permanent	
S (m ²)	0,2826
V0 (m/s)	1,78
Perte de charge(m)	57,01
Hg (m)	170
H0(m)	180
Habs (m)	237,01

Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long ‘absolu’ à la famille de courbe, Il est d’abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long,

Tableau VI, 10 : Caractéristiques du profil en long

Cote z (m)	204	233,85	374
Long, Conduite (m)	0	7305,25	8610
ΔZ	0	29,85	140,15
$[\Delta Z+10] / [Hg+10]$	0,056	0,22	0,84
X	0	7305,25	8610
X/L	0	0,85	1

Après superposition du profil en long sur l'abaque de Puech et Meunier, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b),

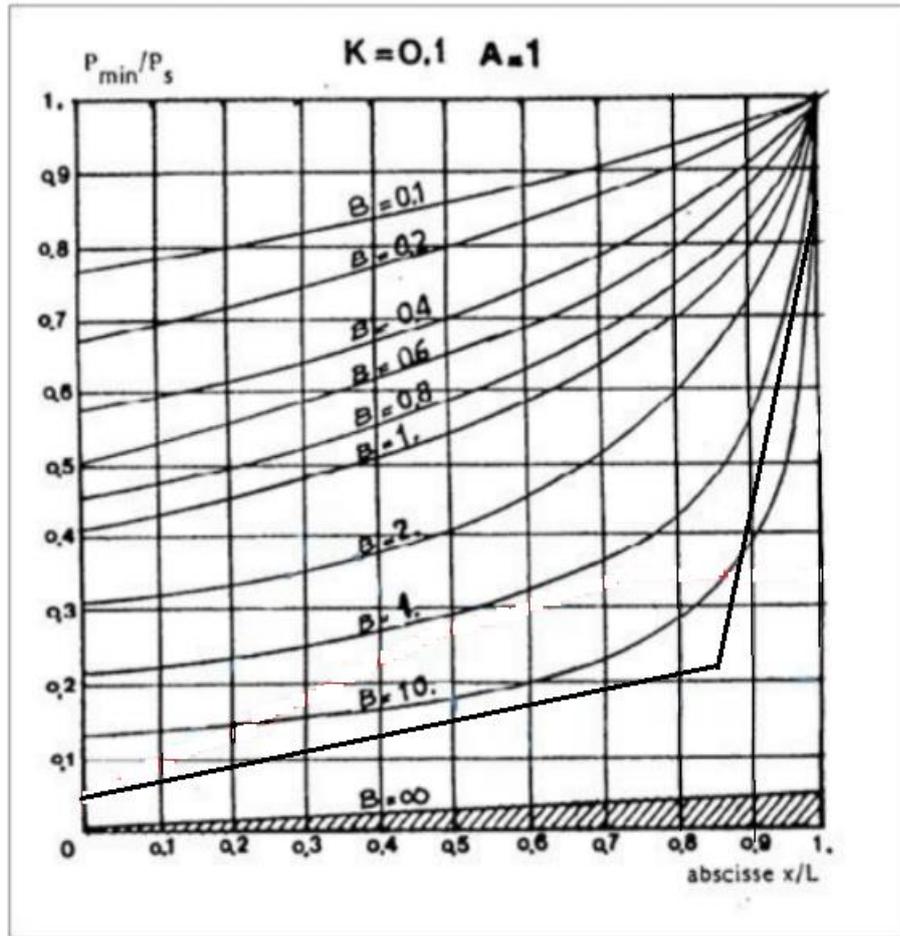


Figure VI, 5: Abaque de Puech et Meunier K=0,1 et A=1

Remarque : un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de :

$$P = 0,1 * 45 = 4,5 \text{ m,c,e}$$

Afin d'assurer une sécurité de 3 m,c,e de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que B sera égal à 2

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g, H_{abs})] \times L, S / B \text{ [m}^3\text{]} \tag{VI,21}$$

Depuis l'abaque $P_{min} / H_0 = 0,32$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique

$$H_{abs}, U_0^{1,2} = P_{min}, U_{max}^{1,2} \tag{VI,22}$$

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1/1,2} [m^3] \tag{VI,23}$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 * U_{max} \tag{VI,24}$$

Le volume du ballon d'air est calculé dans le tableau ci-dessous

Tableau VI, 11 : Calcul du volume du réservoir

Calcul	
C (m/s)	424,8
A	0,43
K	0,3
Depuis l'abaque B=2	
Depuis l'abaque Pmin/H =0,32	
Pmin	57,6
Umax (m ³)	5,37
Volume normalisé (m ³)	7

VI.10.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression, qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite,

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite,

☛ **Application**

✓ **Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI, 12: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement :

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Font	500	0,19	1,32	8369	237

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI, 13: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν _m	ν _s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
SP 1	2,07	1000	0,271	0,26	0,33	2	1,2	0,021	426,2

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule suivante :

$$tr = 2 * L / C \tag{VI,25}$$

tr : le temps de retour de l'onde de déformation (s),

L : longueur de la conduite gravitaire (m), AN :

$$tr = 2 * 8369 / 426,2 = 39,27 \text{ s}$$

On remarque que l'onde prend un temps plus au moins rapide pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale, On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = (2 * L * V) / (g * t) \tag{VI,26}$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne,

L : longueur de l'adduction gravitaire, L=8369m,

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent,

Nous calculons la durée minimale de fermeture du robinet vanne pour amortir l'effet du coup de bélier,

On trouve : $b= 2,5\text{m}$

- $b+H_g < 250\text{m}$
- $t > \frac{2 \cdot 8369 \cdot 1,32}{13 \cdot 9,81}$
- $t > 2 \text{ min et } 53 \text{ s}$

La pression de service + la valeur du coup de bélier est inférieure à la pression nominale de notre conduite PN25,

Donc la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier est vérifiée pour une durée minimale de fermeture du robinet vanne de 3min,

Tableau VI, 14: Les résultats finals du dimensionnement des stations de pompage

Station	Type de pompe	Référence	Q (l/s)	H(m)	η (%)	Pompe (Kw)	Vitesse de rotation (t/min)	NPSH Requis (m)	Fa (DA)
SP1	Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal	PM 125 / 2A	101	170	71,1	310	2971	14,1	14392680

Conclusion

Tout au long de ce chapitre, Nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception de station de pompage, Puis nous avons détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leurs exploitations,

En effet nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales motorisées, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte de l'effet de la cavitation, Enfin en vue de protéger nos stations contre le coup de bélier nous prévoyons des réservoirs d'air,

CHAPITRE VII :
LES ÉQUIPEMENTS ET
ACCESSOIRES DU SYSTÈME
D'ADDUCTION

Introduction

En général la gestion et l'exploitation du réseau d'alimentation en eau potable nécessite la mise en place des équipements et accessoires, a pour but de bien gérer le réseau distribution d'une part et d'autre part les conduites d'adduction qui sont exposées aux dangers de destruction, causés par des phénomènes, tels que :

- L'accumulation d'air dans les conduites,
- L'apparition d'onde de pression ou dépression,
- Le sectionnement des conduites,
- Le raccordement des conduites,

VII.1.Équipement du réseau d'adduction

VII.1.1.Conduite d'arrivée (adduction)

L'arrivée de l'eau dans le réservoir d'eau par averse en chute libre, provoque une oxygénation de l'eau,

VII.1.2.Conduite de départ (distribution)

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier, et doit être muni d'une crépine en vue d'éviter l'introduction ; dans la distribution des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans le réservoir,

VII.1.3.Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le réservoir d'eau en vue de nettoyage ou de réparation, Cette conduite partira au point bas du château d'eau, Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein,

VII.1.4.Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau, ce qui permet d'éviter que le niveau maximal soit atteint dans le réservoir d'eau,

La conduite de trop plein ne comportera pas de robinet sur son parcours ; sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessus du niveau

maximal, Elle comportera au départ un entonnoir pour le passage de débit Q sous une de la lame d'eau h ,

VII.1.5. Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ) ; il fait circuler l'eau sans le faire passer au réservoir d'eau ; permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin :

- Nettoyage de la cuve château d'eau ;
- Réparation du château d'eau,

Et aussi sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle,

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir ;

VII.1.6. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique,

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés, Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon, L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin,

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée,



Figure VII, 1: Robinets vanne à opercule

Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits, Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible, Elle occasionne une faible perte de charge,

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon, Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus,

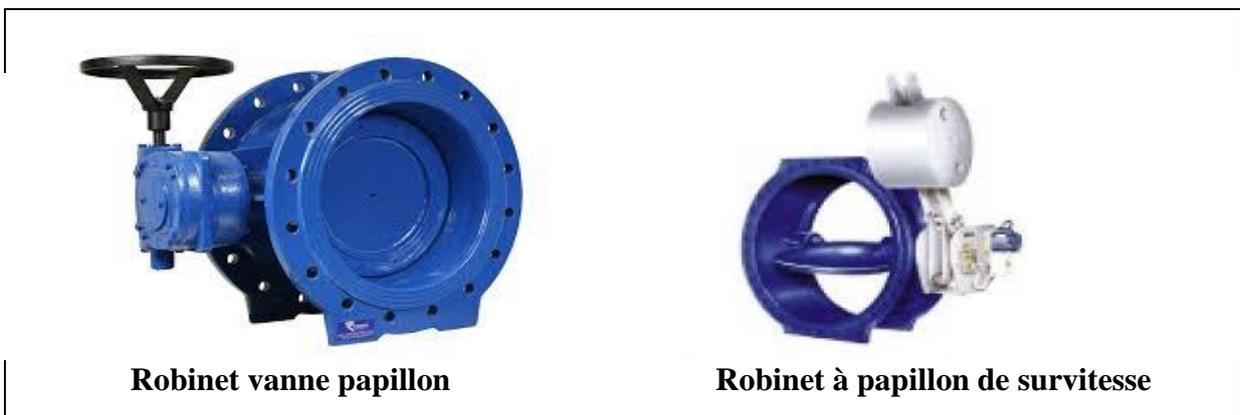


Figure VII, 2: Robinets vanne papillon

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation :

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement,
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir,

VII.1.7. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple, Schématiquement, il fonctionne comme une porte, C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens,

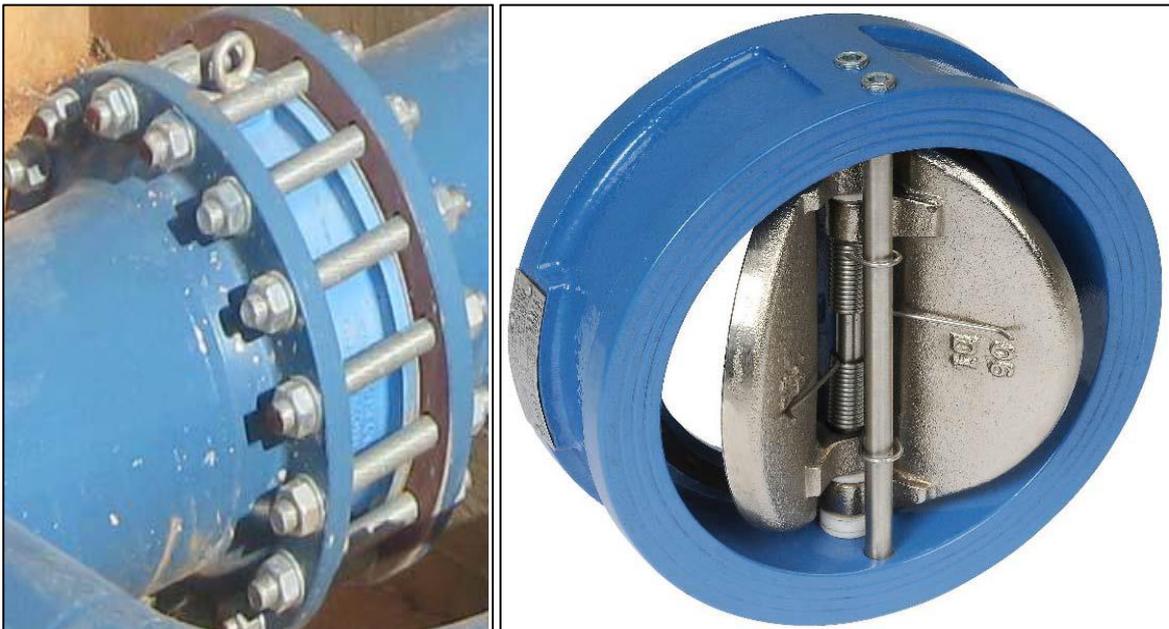


Figure VII, 3: Clapet à double battant



Figure VII, 4 : Clapet à simple battant

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe,

VII.1.8.Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite, La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier,

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique, Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement,

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure VII,5),

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement,

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière,

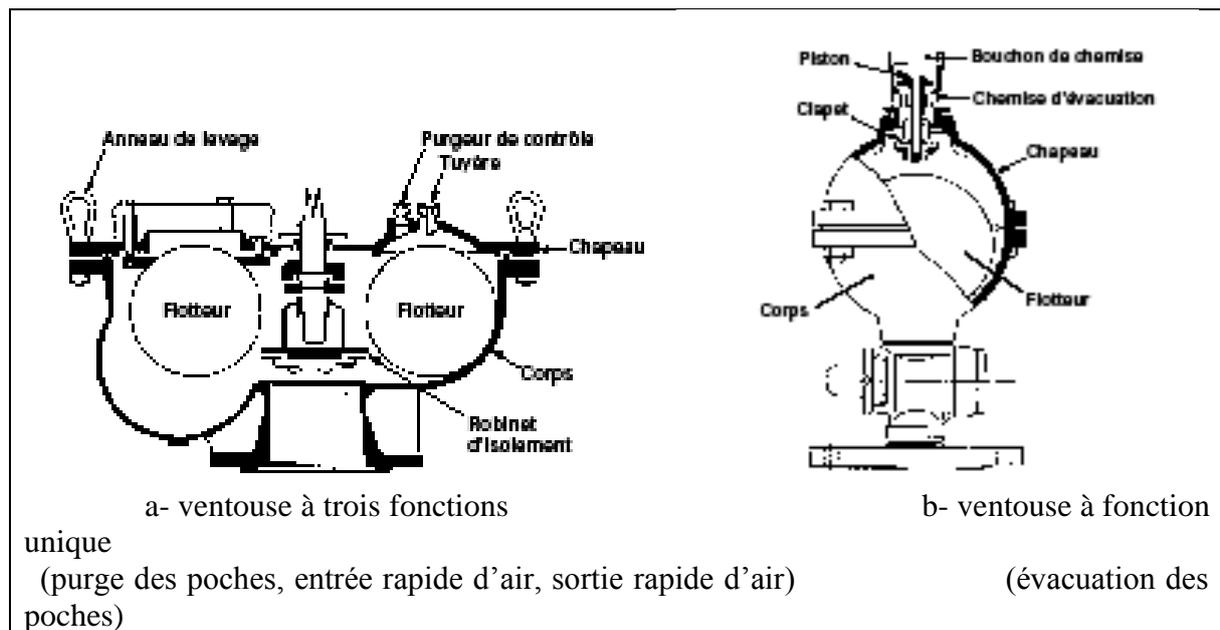


Figure VII, 5: Ventouse

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions,

VII.1.9. Vannes de décharge

C'est un robinet placé au point bas de la canalisation pour en permettre la vidange, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche, Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie et doit être facilement accessible,

VII.1.10. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

➤ **Cheminée d'équilibre :**

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible, A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP,

➤ **Volant d'inertie :**

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions,

➤ **Soupape de décharge :**

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle, La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement,

➤ **Réservoirs d'air :**

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier,

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer ;
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau,

VII.1.11.Poteaux d'incendie

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés, Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible, Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150mm de diamètres dotés d'une vanne d'isolement, La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m, (B, SALAH)

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de la station de pompage,

VII.1.12.Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets,

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard, (A,G,H,T,M, 1982)

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs,

VII.2.Accessoires

Le long d'une canalisation, différents accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Mesurer les débits et les pressions ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits ;

VII.2.1.Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides, Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser, Les joints les plus couramment utilisés sont (figure VII,7) :

- Le joint express (verrouillé ou non) ;
- Le joint standard (verrouillé ou non) ;
- Les joints automatiques verrouillés ;
- Le joint à brides (fixe ou orientable),

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques, De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage, (M, CARLIER, 1972)

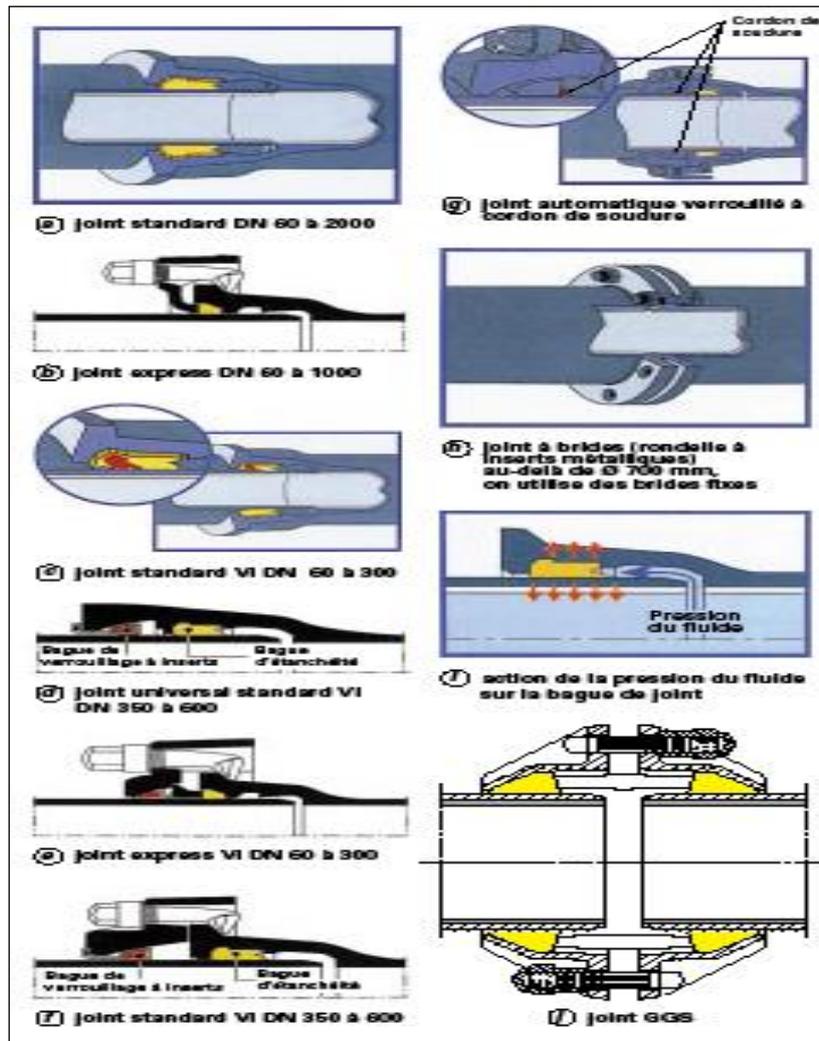


Figure VII, 6: joints pour canalisations en fonte

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°,

VII.2.2.Joints de démontage

Appareil conçus pour faciliter le démontage et le montage da la robinetterie et pièces spéciales

de tuyauterie adjacente,



Figure VII, 7 : Joints de démontage

VII.2.3. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- La venturi ;
- La tuyère,

On crée une contraction de la section d'écoulement, Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VII,9), La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle,

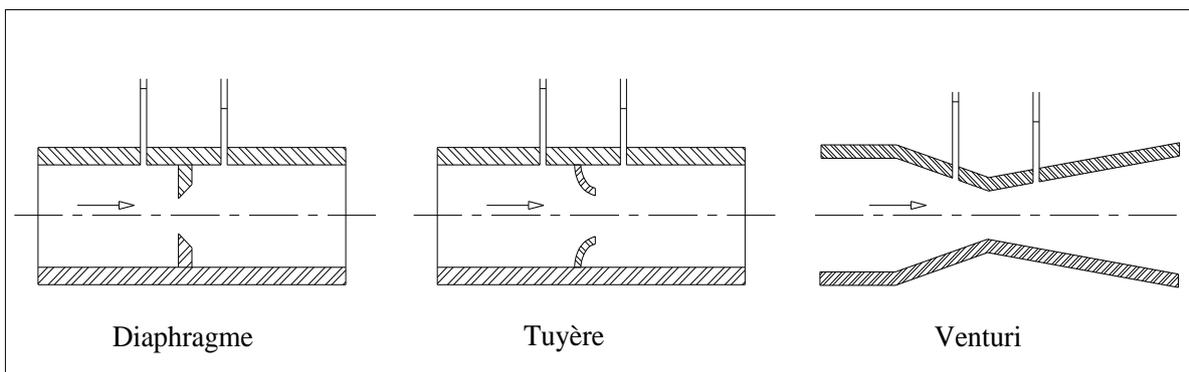


Figure VII, 8: Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ **Manomètres à aiguilles**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane, L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations,

➤ **Manomètres à soufflet**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet, Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale, Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage,

Remarque :

Dans notre cas, où l'installations est en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe,

VII.2.4.Organes de raccordement (B, SALAH)

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite,

➤ **Coudes**

Les coudes sont des accessoires utilisés lorsque la conduite change de direction, Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés, On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$),

➤ **Cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes, On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride,

➤ **Tés**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire, Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage,

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides,

Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires et l'équipements doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes, D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de station de pompage,
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites ;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites ;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir ;
- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent,
- Les clapets anti-retours ;

CHAPITRE VIII :

MANAGEMENT DE PROJET

Introduction

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution,

Le management de projet représente une étape très importante dont elle est caractérisée par les étapes suivantes :

VIII.1.Travaux de l'adduction**VIII.1.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de cinquante mètre (50m), On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes, La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées,

VIII.1.2.Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme, Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain rencontre des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, On détermine la hauteur de chaque point,

VIII.1.3.Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

- Enlèvement de la couche végétale Pour la réalisation de cette opération, nous optons Pour un bulldozer ou un angledozer,
- Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1,2m pour :
 - ✓ Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs,
 - ✓ Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation),
 - ✓ Protéger la canalisation contre le gel,

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place,

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ La profondeur de la tranchée (h) ;
- ✓ La largeur de la tranchée (b),

VIII.1.3.1.La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, Elle est donnée par la relation suivante,

$$H = D + h + h_1 \quad (\text{VIII},1)$$

VIII.1.3.2.Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 30cm d'espace de chaque côté de la conduite,

$$b = D + 0,6 \quad (\text{VIII},2)$$

VIII.1.3.3.Section de la tranchée

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$St = b \times H \quad (\text{VIII},3)$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm on prend

h=1m ;

h₁ : épaisseur du lit de pose h₁ = 0,1 m,

b : largeur de la tranchée (m) ;

– **Le coefficient de foisonnement (Cf)**

Le coefficient de foisonnement permet d'évaluer le volume apparent foisonné (V_f) d'un terrain déplacé en fonction du volume du déblai (V_d), Égale à 1,25,

$$V_f = C_f * V_d \quad \text{(VIII,4)}$$

VIII.1.4.Pose de la canalisation

VIII.1.4.1.Le Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière,

Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure,

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts, L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel,

Pose en mauvais terrains

Si la conduite devait être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé,

Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement, Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables),

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales,

Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées,

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite,

Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs, Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction,

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux,

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;

- Introduction de canalisation dans les tranchées,

VIII.1.4.2.Aménagement du lit de pose

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable), permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins 10cm,

$$V_s = b \times e \times L \quad \text{(VIII,5)}$$

Avec :

V_s : Volume du lit de sable (m³) ;

e : Epaisseur du lit de sable, $e = 10$ cm ;

L : Longueur de la tranchée (m),

VIII.1.4.3.Introduction de la canalisation

La pose de canalisation doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement,

VIII.1.4.4.Epreuve de joint et de canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectué à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement,

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bars,

VIII.1.5.Remblaiement des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, en utilisant la terre des déblais,

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = C_c * V_f - V_s - V_c \quad \text{(VIII,6)}$$

$$S = \pi \times D^2 / 4 \quad \text{(VIII,7)}$$

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VIII,8)}$$

Avec :

V_r : volume du remblai

C_c : Le coefficient de compactage, Égale à 0,9,

V_d : volume foisonné

V_c : volume occupé par la conduite,

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m)

Application numérique :

VIII.1.6.Détermination du volume des travaux de l'adduction :

En appliquant les formules VIII,1 VIII,2 VIII,3 VIII,5 VIII,6 VIII,7 VII,8 on trouve les résultats suivants :

,Tableau VIII 1: Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction

Tronçon	D (mm)	L (m)	H (m)	B (m)	St (m ²)	Vd (m ³)	Vf	Vs (m ³)	Vc (m ³)	Vr (m ³)
(SP1) - Réservoir Kadiria	600	8610	1,7	1,2	2,04	17564,4	21955,5	1205,4	2434	15471,7
Réservoir Kadiria- Réservoir Lakhdaria	500	10363	1,6	1,1	1,76	18238,8	22798,6	1139,9	2034	16737,9

Remarque :

Pour le volume excédentaire on utilise des camions pour le transporter vers la zone de décharge, sinon on fait le remblayage des fouilles avec tout le volume de déblai, et dans ce cas on aura le volume de déblai égale au volume de remblai (càd : $V_r = V_d$), il sera tassé avec le temps,

VIII.1.7.Calcul du temps d'exécution

Les engins ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{ex}} = V/R \text{ (VIII,9)}$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (jr) ;

V : volume à enlever (m^3) ;

R : rendement de l'engin (m^3/jr),

VIII.1.7.1.Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Il est déterminé comme suit :

$$R = G \times n \times K_r \times K_u \times \frac{1}{K_f} \quad \text{(VIII,10)}$$

Avec :

R : rendement d'exploitation de la pelle,

G : capacité du gobelet de l'excavation $1m^3$,

K_r : coefficient de remplissage du gobelet $K_r = 0,8 - 0,9$, nous prenons $K_r = 0,7$

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur : $K_t = 0,7- 0,9$ prenons $K_t = 0,8$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$,

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobelet,

$T_c = (15-30)$ s, nous prenons $T_c = 20$ s,

n : nombre de cycle de l'excavateur = $3600/T_c$ où $T_c = (15 \text{ à } 20)$ secondes,

On prend $T_c=20$ secondes, alors :

$$n = 3600/20 = 180 \text{ cycle/h}$$

☛ **Détermination de la capacité du godet :**

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme suivant, en fonction du volume de terrassement :

Tableau VIII 2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m3)	≤ 10000	≥ 10000	> 20000	> 100000
Capacité du godet (m3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total de déblai (35803m^3) est supérieur à 20000 m^3 , nous optons pour une pelle avec une capacité du godet égale à 1m^3 ,

VIII.1.7.2. Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction :

Pour un godet de capacité $G = 1\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R = 1 \times 180 \times 0,7 \times 0,8 \times 1/1,2 = 84 \text{ m}^3/\text{h},$$

Si nous prenons une durée de travail de 8 heures par jour $R=672\text{m}^3 / \text{j}$,

En appliquant la formule VIII,9 et en se basant sur les données du Tableau VIII,1 on trouve les résultats suivants :

Tableau VIII 3 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction

Opération	Tronçon	Type matériau	Volume(m3)	Capacité du godet (m3)	R(m3/h)	Tex (Jours)
Décapage	Station de pompage (SP1) - Réservoir de Kadiria	Fonte	17564,4	1	84	26,13
	Réservoir de Kadiria- Réservoir de Lakhdaria	Fonte	18238,88	1	84	27,14

Tableau VIII 4 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction (suite)

Lit de sable	Station de pompage (SP1) - Réservoir Kadiria	Fonte	1205,4	1	84	1,79
	Réservoir Kadiria- Réservoir Lakhdaria	Fonte	1139,93	1	84	1,69
Remblayage	Station de pompage (SP1) - Réservoir Kadiria	Fonte	15471,7556	1	84	23,02
	Réservoir Kadiria- Réservoir Lakhdaria	Fonte	16737,9778	1	84	24,90

VIII.2.Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens,

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible,

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM),

VIII.2.1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant:

Tableau VIII 5: temps de réalisation des opérations de réseau d'adduction

Notation	Opération	Durée (Jours)
A	Exécution des tranchées « tronçon SP1 – Réservoir KADIRIA »	27
B	Exécution des tranchées « tronçon Réservoir KADIRIA – Réservoir LAKHDARIA »	28
C	Pose du lit de sable « tronçon SP1 – Réservoir KADIRIA »	2
D	Pose du lit de sable « tronçon Réservoir KADIRIA – Réservoir LAKHDARIA »	2
E	Pose canalisation « tronçon SP1 – Réservoir KADIRIA »	50
F	Pose canalisation « tronçon Réservoir KADIRIA – Réservoir LAKHDARIA »	35
G	Remblayage des tranchées « tronçon SP1 – Réservoir KADIRIA »	24
H	Remblayage des tranchées « tronçon Réservoir KADIRIA – Réservoir LAKHDARIA »	25

VIII.2.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

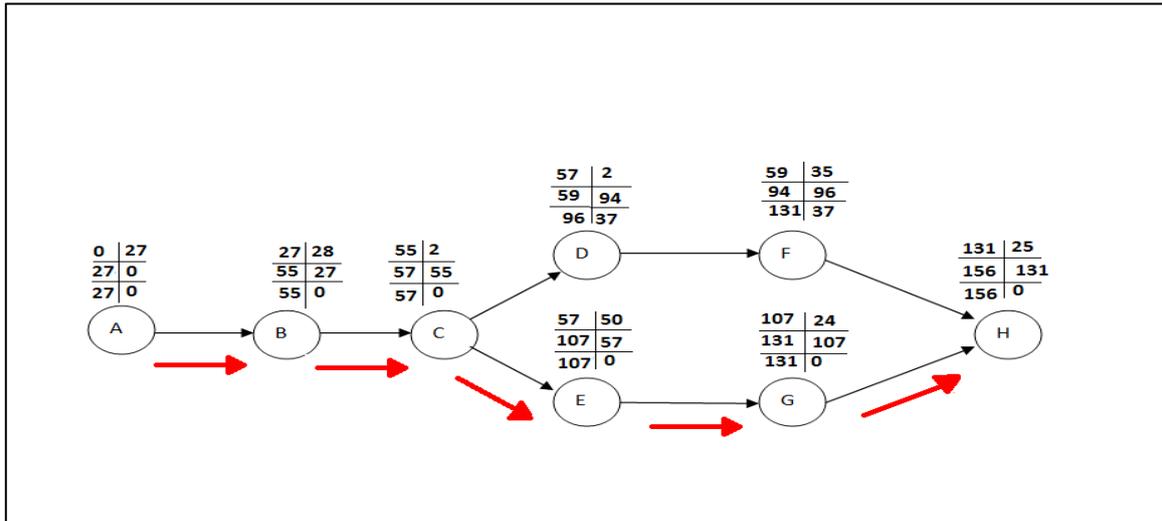
On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le Tableau VIII5,

Tableau VIII 6: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opérations	Précède	Succède
A	B	-
B	C	A
C	ED	B
D	F	C
E	G	C
F	H	D
G	H	E
H	-	FG

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés,

Les flèches rouge portées sur la figure représentent le chemin critique du réseau,



Figure, VIII 1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction

→: Chemin critique,

En conclusion : Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 156 jours,

VIII.3.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics, L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée,

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées,

VIII.3.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment,

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée,

Godet rétro pour travail en fouille et en tranché,

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage,

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres,,),

Dragline pour travail en fouille,

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydrauliques, (Voir schéma ci-après)



Figure, VIII 2 : Pelle hydraulique

VIII.3.2.Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45, Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins, Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation,

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus,



Figure, VIII 3 : Dozer

VIII.3.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite,



Figure, VIII 4 : Chargeur

VIII.3.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon, Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées,



Figure, VIII 5 : Compacteur

VIII.4. Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet,

VIII.4.1. Devis estimatif d'établissement du projet :

,Tableau VIII 7 : Devis estimatif de l'établissement du projet

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- Terrassement				
Décapage	m3	35803,28	300	10740984,00
Pose de lit du sable	m3	2345,33	1200	2814396,00
Remblaiement	m3	32209,73	300	9662919,00
Évacuation des déblais excédentaires	m3	3593,53	200	718706,00
2- Coût de canalisations				
Conduite				241850638,00

Tableau VIII 8 : Devis estimatif de l'établissement du projet(suite)

3- Station de pompage				
Génie civile				4000000,00
Equipements				24827565,00
Les frais annuels d'énergie				14392680,00
4- Ouvrage de stockage				
Génie Civil + Equipements				7100000,00

VIII.4.2. Devis global :

Cette évaluation consiste à déterminer le coût global de projet

Tableau VIII 9 : Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	23937005,00
Conduites	241850638,00
Station de pompage	43220245,00
Ouvrage de stockage	7100000,00
Totale HT	316107888
TVA 19%	60060498,7
TOTALE TTC	376168387,00

Conclusion

Ce chapitre nous a permis dans la première étape, de savoir comment réaliser un réseau d'adductions en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et dans les brefs délais,

Dans la deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction nécessaire pour un bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet, et enfin le choix des engins les plus appropriés pour la réalisation des différents travaux du projet,

Nous estimons que le présent projet est évalué à 376168387,00 Dinars Algériens et sera réalisé en 156jours,

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude du renforcement de l'adduction en eau potable des communes de Kadiria et Lakhdaria à partir de la station de pompage de Djebahia, Le système d'alimentation en eau potable actuel n'arrive pas à satisfaire les besoins de la population et le déficit se progresse de jour en jour,

Alors pour cela il a été décidé de renforcer le système d'adduction d'eau potable pour un horizon d'étude de 30 ans,

- Cette étude comporte un système d'adduction par refoulement et gravitaire,
- Une station de pompage qui assure le refoulement de la bache d'aspiration jusqu'au réservoir existant de Kadiria de 3000m³, et un autre projeter de capacite de 7500 m³, ces dernières alimentent gravitairement le réservoir de Lakhdaria de 10000m³,
- Projeter des conduites en fonte de diamètres 600mm sur une longueur de 8,61 Km et un diamètre de 500mm sur une longueur de 10,363 Km, et elles sont protégées contre le phénomène du coup de bélier par un réservoir d'air à la sortie des stations de pompage,
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers, D'où nous estimons que le présent projet est évalué à 376168387,00 Dinars Algériens et sera réalisé en 156 jours, Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes,

Il est noté que la bonne gestion de l'adduction est l'une des principales garanties de la réussite du projet et de la pérennité des installations, pour cela on doit prévoir un système de télégestion performant au système d'adduction, afin de déceler d'éventuels problèmes et les résoudre à temps,

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages généraux

A, Dupont, 1977, Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris

A,G,H,T,M, 1982, Les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris, p,101

A, LENCASTRE, 1983, Hydraulique générale, édition Eyrolles, Paris, p,349,

B, SALAH, « polycopie d'Alimentation en Eau Potable »,2014, p.20,54,56,57,59,72, 89, 90, 91, 92,95.

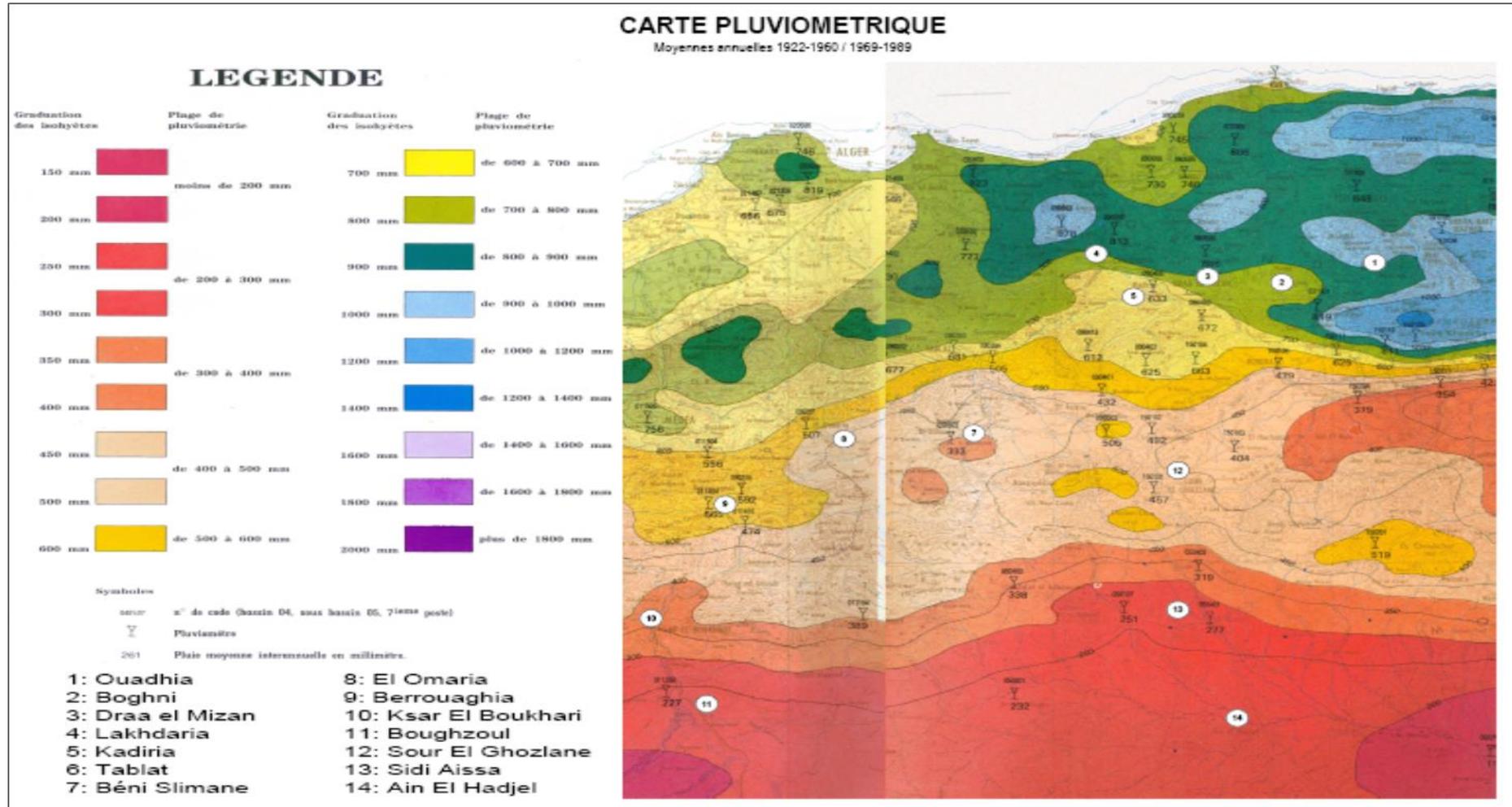
M, CARLIER, 1972, Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris, p,289,

Mémoires de fin d'étude

M, AIT AHCENE, 2008-2009, Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH,

ANNEXES

Annexe I



Annexe I,1: Carte pluviométrique de la zone d'étude

Annexe II

Annexe II,1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl,de type rural
0-1	01	1,5	03	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	05	4,5	4,4	06
19-20	5,0	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4,5	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	01	1,5	3,3	3,7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

