

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction d'eau potable de la ville de Sidi Khaled a partir du champ de captage de nifidha (w. Biskra).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-14

APA Citation (توثيق APA):

Atoussi, Abdesselam (2014). Etude d'adduction d'eau potable de la ville de Sidi Khaled a partir du champ de captage de nifidha (w. Biskra)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE LA
VILLE DE SIDI KHALED A PARTIR DU CHAMP DE
CAPTAGE DE NIFIDHA (W. BISKRA)**

PRESENTE PAR :

M^r ATTOUSSI Abdessalem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examinateur
M ^r MAHIEDDINE Mohamed	Subdivisionnaire (DRE)	Invité
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A .A	Promoteur

Septembre - 2014

REMERCIEMENT

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement mon promoteur : Mr A.HACHEMI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury qui m'ont honorer par leur présence et qui vont juger mon travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes frères : et toute la famille ATTOUSSI, et tous mes amis,

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

dédicace

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent et mes frères et pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je dédie ce travail également à :
Tous mes amis de l'école et de la cité.

ملخص :

تُعاني مدينة سيدي خالد بولاية بسكرة من عجز واضح في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب مما يستدعي انجاز دراسة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة درسنا مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة النفیظة نحو مدينة سيدي خالد وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل وحجم الخزانات و محطة الضخ وحماية الأنابيب من ظاهرة الطرق المائي .

Résumé :

La ville de Sidi-khalid willaya de Biskra souffre d'un pur déficit en alimentation en eau potable, ce qui appelle à réaliser une étude pour améliorer la situation.

A travers ce mémoire on va étudier un projet d'alimentation en eau potable a partir de champ de captage de NIFIDHA vers la ville, cette étude constitue le dimensionnement de l'adduction et les capacités des réservoirs et les stations de pompage et la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier.

Abstract:

This study outlines ways to improve potable water supply for the city of sidi-khalid in willaya of Biskra, The project is based in NIFIDHA and involves accessing underground water by means of boreholes, The retrieved water is to be stored in multiple reservoirs and is in turn pumped uphill to a main reservoir for distribution to the suburbs with the help of gravity, It also involves determining pipeline and reservoir dimensions as well as addressing the phenomenon of water hammer.

SOMMAIRE

Page

Introduction générale

Chapitre I : présentation de ville

Introduction	2
I.1.Situation géographique de La ville	2
I.2.Situation administratif de la ville	2
I.3.Situation climatologique de la Ville	04
I.3.1.Les précipitations	04
I.3.2.Les températures	04
I.3.3.Le vent	04
I.4. Situation Topographie et relief	05
I.5. Situation hydrogéologique	05
I.5.1. Les réserve en eau de la région	05
I.5.1.1. La Nappe Phréatique	06
I.5.1.2. La Nappe Miopliocène	07
I.5.1.3. La Nappe du Pontien	08
I.5.1.4. La Nappe des Calcaires de Tolga	08
I.1.6.Situation hydraulique	09
Conclusion	10

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction	11
II.1. Estimation de la population aux différents horizons (2025,2045)	11
II.2. Evolution de la population du Sidi Khalid à travers les horizons projetés	12
II.3. Calcul des besoins en eau	13
II.3.1. Estimation des besoins en eau domestique	13
II.3.2. Les besoins scolaires	15
II.3.3. Besoins sanitaires	15
II.3.4. Besoins administratifs	16
II.3.5. Besoins rituels religieux	17
II.3.6. Besoins socioculturels	17
II.3.7. Besoins commercial	18
II.3.8. Besoins du bétail	18
II.4. Détermination du débit maximal et minimal journalier	20
II.4.1. Introduction	20
II.4.2. La Variation Annuelle	20
II.4.3. La Variation Hebdomadaire	20
II.4.3.1.Débit maximal journalier : ($Q_{max j}$)	20
II.4.3.2. Débit minimal journalier : ($Q_{min j}$)	21
II.4.4. la Variation journalier	21
Conclusion	31

Chapitre III : Champ de captage

Introduction	32
III.1) Présentation du champ de captage de Nifidha	32
III.2) Situation du champ de captage	32
III.3) Répartition des forages dans le champ de Nifidha	33
III.4) Caractéristiques des forages	33
III.5) Calcul de volume de production journalière des forages	33
III.6) Fonctionnement Cyclique des forages	34

III.7) Comparaison entre le débit des ressources existant dans la ville et projeter avec les besoins maximales journalière du ville	34
Conclusion	35

Chapitre IV: Etude des réservoirs

Introduction	36
IV.1.Fonctions techniques des réservoirs existants	36
IV.2.Classification des réservoirs	37
IV.3.Emplacement des réservoirs	37
IV.4.Calcul de la capacité des réservoirs	37
IV.4.1 Méthode analytique	38
IV.4.2 Méthode graphique	38
IV.5.Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction	38
IV.5.1. Réservoir Tampon RT	38
IV.5.2.Dimensionnement de la bâche	41
IV.6. Les équipements des réservoirs	42
IV.6.1.La conduite d'arrivée	42
IV.6.2.La Conduite de départ	42
IV.6.3.La Conduite du trop-plein	42
IV.6.4.La Conduite de vidange	42
IV.5.5. La Conduite BY-PASS	42
IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	42
IV.8.Hygiène et sécurité	43
IV.7.Entretien des réservoirs	43
IV.9. Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	45
Conclusion	46

Chapitre V: ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction	47
V.1.Type d'adduction	47
V.1.1 Adduction gravitaire	47
V.1.2. Adduction par refoulement	47
V.1.3. Adduction mixte	47
V.2.Adduction et type d'écoulement	47
V.2.1. Ecoulement à surface libre	47
V.2.2. Ecoulement en charge	47
V.3.Critères de choix du tracé	47
V.4. Choix du matériau de la conduite	48
V.5.Comportement d'une adduction	49
V.6. Calcul hydraulique	50
V.7.Caractéristiques de l'adduction	51
V.7.1.Hauteur manométrique totale	51
V.7.2.Puissance de pompage	52
V.8.3.Energie consommée par le pompage	52
V.7.4.Amortissement annuel	52
V.7.5.Frais d'exploitation	53
V.7.6) Dépense annuelle de l'énergie	53
V.8.Proposition de variantes	53
V.9.Dimensionnement de l'adduction	57
V.9.1.Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons	57

V.9.2.Caractéristiques des différents points	57
V.9.2.Calcul diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	57
V.9.2.1.Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction réservoir tampon_ Piquage1	58
V.9.2.2.Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction Piquage1_ Réservoir du centre ville	60
V.9.3. Les frais d'investissement	63
V.10.Dimensionnement de l'adduction en refoulement	63
Conclusion	67

Chapitre VI: Etude de la station de pompage

Introduction	68
VI.1.Choix des pompes	68
VI.2.Choix du nombre de pompe	68
VI.3. Couplage des pompes	68
VI.4. Refoulement : tronçon (Station SP - Réservoir Tampon RT)	68
VI.5.Courbes caractéristiques des pompes	70
VI.6.Point de fonctionnement	70
VI.6.1.Courbe caractéristique de la conduite	71
VI.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	72
VI.8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	74
VI.8.1. Équipements en amont de la pompe	74
VI.8.2. Équipements en aval de la pompe	74
VI.9. Etude de la cavitation	75
VI.10.Calage de la pompe	76
VI.11.Choix du moteur électrique	76
VI.11.1. Critères de choix du moteur électrique	76
VI.11.2.Vitesse de rotation du moteur	77
VI.11.3.Puissance fournie par le moteur	77
VI.12.Caractéristiques du moteur	77
VI.13.Choix des pompes des forages	78
IV.14. Bâtiment de la station de pompage	78
IV.14.1. choix du bâtiment	79
VI.15. Dimensionnement de bâtiment de station pompage	79
Conclusion	81

Chapitre V: protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Introduction	82
VII.1.. Protection des conduites contre le coup de bélier	82
VII.1.1.Définition	82
VII.1.2. Les risques dus aux coups de bélier	82
VII.1.2.1. Risque de forte pression	82
VI.1.2.2. Pression négative	82
VII.1.2.3. Fatigues des conduites	82
VII.1.3. Moyens de protection contre le coup de bélier	82
VII.1.3.1. Les volants d'inertie	83
VII.1.3.2. Les soupapes de décharge	83
VII.1.3.3.Les réservoirs d'air	83
VII.1.3.4. Les cheminées d'équilibre	83

VII.1.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier	84
VII.1.4.1. Phase 01	84
VII.1.4.2.Phase 02	84
VII.II.1.4.3. Phase03	84
VII.1.4.4.Phase 04	84
VII.1.5. Calcul de la célérité d'ondes	84
VII.1.6. Valeur numérique du coup de bélier	85
VII.1.7. Méthodes de calcul du réservoir d'air	86
VI.7. Calcul du volume de réservoir d'air :(partie refoulement)	87
VI.7.1. Calcul pour le SP2 –réservoir tampon	87
VII.1.8.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	90
VII.2. Protection des conduites contre la corrosion	91
VII.2.1.Définition	91
VII.2.3.Moyens de lutte contre la corrosion externe	92
VII.3.Protection des conduites contre la corrosion interne	93
Conclusion	93
Chapitre V: Pose de canalisation	
Introduction	94
VIII. Pose de canalisation	94
VIII.1. Principe de pose de canalisations	94
1-Réalisation des fouilles	94
2. Aménagement du lit de pose	95
3. Préparation à la canalisation	95
4. La mise en place des canalisations	95
5. Epreuve des joints et canalisation principale	95
6. Remblai des tranchées	96
VIII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	96
VIII.1.3. Pose de canalisation en galerie	96
VIII.1.4. Pose de canalisation en pente	96
VIII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant	97
VIII.1.6. Traversée d'une rivière	97
VIII.1.7. Traversée de route	97
VIII.1.8. Passage de ponts	97
VIII.1.9. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée)	97
VIII.2. Butée et amarrage	98
VIII.3. Accessoires	98
VIII.3.1. Robinets vannes	98
VIII.3.2. Clapets anti retour	99
VIII.3.3. Ventouses	100
VIII.3.4. By-pass	102
VIII.3.5. Crépines	102
VIII.3.6. Joints de raccordement	102
VIII.3.7. Organes de mesure	102
VIII.3.8. Organes de raccordement	103
Conclusion	104
Conclusion Général	105

Références Bibliographique.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :	Précipitations moyennes mensuelle Station Ouled Djellal	04
Tableau I.2 :	Température moyenne mensuelles	04
Tableau I.3 :	Les moyennes mensuelles des vitesses de vent	05
Tableau I.4 :	résume les volumes totaux journalier des forages	09
Tableau II.1:	Evolution de la population de la ville Sidi Khalid à travers les horizons projetés	12
Tableau II.2:	Dotations aux différents horizons pour les milieux urbains	13
Tableau II.3:	Dotations aux différents horizons pour les milieux ruraux	13
Tableau II.4 :	Estimation de la consommation domestique de la ville Sidi Khalid	14
Tableau II.5 :	Estimation de la consommation domestique de la agglomération de Alaghede ameroch (limgharat)	14
Tableau II.6 :	Estimation de la consommation domestique de l'agglomération de Lihyemel	14
Tableau II.7:	Tableau récapitulatif des besoins scolaires	15
Tableau II.8:	Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	15
Tableau II.9:	Tableau récapitulatif des besoins administratifs	16
Tableau II-10:	Tableau récapitulatif des besoins rituels religieux	17
Tableau II.11:	Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	17
Tableau II.12:	Tableau récapitulatif des besoins commercial	18
Tableau II.13:	Tableau récapitulatif des besoins du bétail	18
Tableau II.14:	Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières ..	19
Tableau II.15:	Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; Q_{max}	21
Tableau II.16 :	β_{max} en fonction du nombre d'habitants Le tableau II.16 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants	22
Tableau II.17:	β_{min} en fonction du nombre d'habitants	22
Tableau II.18 :	Tableau récapitulatif des résultant des coefficient d'irrégularité	22
Tableau II.19 :	Calcul des consommations maximales et minimales et horaires pour l'ensemble d'agglomérations dans la l'horizon 2045	23
Tableau II.20:	Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ..	24
Tableau II.21 :	Variation des débits horaires pour l'horizon 2045 pour l'agglomérations de Sidi Khalid	25

Tableau II.22 :	Variation des débits horaires pour l'horizon 2045 pour l'agglomérations de Alaghid Ameroch (Limaghara)	27
Tableau II.23 :	Variation des débits horaires pour l'horizon 2045 pour l'agglomérations de Lihyemel	29
Tableau II.24:	Les consommations maximales et minimales horaires pour l'ensemble d'agglomérations dans la l'horizon 2045	31
Tableau .III.1 :	Coordonnées Lambert des forages destine la ville	33
Tableau .III.3 :	Caractéristiques des forages destine la ville	33
Tableau III.4 :	Production journalière des forages	33
Tableau III.5 :	Comparaison entre le débit des ressources actuelle et ressources projeté avec les besoins maximale journalière	34
Tableau. IV.1:	Evaluation du volume résiduel de la réservoir tampon	39
Tableau V.1:	Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	50
Tableau V.2 :	Variation journalière des tarifs de l'énergie	53
Tableau V.4:	Longueurs des différents tronçons de l'adduction	57
Tableau V.5:	Les altitudes des différents points de l'adduction	57
Tableau V.6 :	Tableau donnant les diamètres normalisés de chaque tronçon	62
Tableau V.7:	Pressions pour différents points de l'adduction	63
Tableau V.8:	Frais d'investissement des conduites gravitaires	63
Tableau V.9 :	Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).	64
Tableau V.10 :	Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	65
Tableau V.11 :	Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	65
Tableau V.12 :	Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	65
Tableau V.13 :	les caractéristiques de tronçon entre les forages et station de pompage	66
Tableau V.14:	Détermination des diamètres économique	67
Tableau V.15:	les hauteurs manométriques entre les forages et le réservoir (RSP) au niveau de la station de pompage	67
Tableau VI .1 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	69
Tableau VI .2 :	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT)	71
Tableau. VI.3:	Pression atmosphérique en fonction de la côte	75
Tableau VI.4 :	Pression de vapeur en fonction de la température	75
Tableau VI.5:	Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe ..	77
Tableau VI.6 :	Caractéristiques des pompes immergées des forages	78
Tableau. VI.7 :	Choix du type de bâtiment	79
Tableau VI.8:	Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP)	81
Tableau VII.1:	coefficient k pour divers matériaux	85
Tableau VI.2:	caractéristiques de la conduite	87
Tableau VII.3:	Tableau du profil en long absolu	88
Tableau VII.6:	Les caractéristiques de la conduite gravitaire	90

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 :	Carte de situation de la ville	03
Figure I.2 :	l'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra	05
Figure. I.3 :	Distribution des puits et extension de la nappe	07
Figure I.4 :	Distribution des forages captant le Miopliocène et extension de la nappe Miopliocène	07
Figure I.5 :	Distribution des forages captant le Pontien et extension de la nappe Pontienne	08
Figure I.6 :	implantation des forages et extension de la nappe des calcaires de Tolga	09
Figure II.1 :	Histogramme de nombre d'habitation pour différent horizon.	12
Figure II.2 :	Histogramme de consommation totale (Sidi Khaled).	26
Figure II.3:	la courbe intégrale de la consommation totale (Sidi Khaled).	26
Figure II.4 :	Histogramme de consommation totale (Alaghid Ameroch).	28
Figure II.5:	la courbe intégrale de la consommation totale (Alaghid Ameroch)..	28
Figure II.6 :	Histogramme de consommation totale (Lihyemel).	30
Figure II.7:	la courbe intégrale de la consommation totale (Lihyemel).	30
Figure III.1 :	carte de situation du champ de captage Nifidha	32
Figure IV.1:	Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	44
Figure IV-2:	Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	45
Figure-IV-3:	Traversée des conduites (Gaine en fonte)	45
Figure V.1 :	Schéma vertical des variantes 1 et 2 de la partie refoulement.	55
Figure V.2 :	Schéma vertical des variantes 1 et 2 de la partie gravitairement	56
Figure V.3 :	Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	66
Figure VI.1 :	Les caractéristiques de la pompe.	69
Figure VI.2 :	Les courbes caractéristiques de la pompe	70
Figure VI.3 :	Point de fonctionnement des pompes de la Station SP	72

Figure : VI.1	Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir	83
Figure VI.2	profil en long d'une conduite	87
Figure VI.3 :	Profil en long absolu (sp -RT)	88
figure VII.5 :	L'encombrement du réservoir d'air	89
FigureVIII.1:	Schéma d'une tranchée.	94
Figure VII.2 :	Robinet vanne à opercule	98
Figure VII.3 :	Robinets vanne papillon	99
Figure VIII.4 :	Clapet anti-retour	99
Figure VII.5 :	Ventouses automatiques	101

INTRODUCTION GENERALE

La situation alarmante de pénurie d'eau douce dans laquelle se trouvent certains Wilayas notamment dans les régions arides et semi-arides du globe, qui ne disposent pas de ressources suffisantes en eau pour assurer la survie de populations de plus en plus nombreuses, nécessite une action urgente et immédiate dans ce domaine. A ce propos, l'Algérie fait partie des régions les plus vulnérables du monde.

Très affecter par les changements climatique qui se produisent à travers l'ensemble du globe, Biskra , en particulier la partie Sud-Ouest du Wilaya subit une sécheresse sévère qui dure depuis plusieurs années voire des décennies, Ce malheur qui menace toutes les ville du Wilaya n'a pas épargné non plus la ville de sidi Khaled .

La population augmente rapidement et les besoins en eau alimentaires, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps. Certes, la mobilisation de la ressource en eau n'a jamais cessé de progresser, mais cette croissance est insuffisante et inférieure à celle de la demande, entraînant un écart entre le volume demandé et le volume offert par les services de l'eau.

Donc, en raison de la balance déficitaire qui caractérise non seulement la ville de sidi Khalid, les services d'hydraulique de Biskra ont vu nécessiter de rechercher de nouvelles ressources et veillant à la protection des ressources existantes.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons accéder à l'étude de l'adduction en eau potable du champ captage de Nifidha vers la ville de sidi Khaled . Afin de combler le déficit qu'a connu cette région depuis longtemps .

Chapitre I :

présentation de la ville

Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aire d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, hydrogéologiques topographiques, et climatiques, aussi la situation hydraulique.

I.1.Situation géographique de La ville :

La commune de Sidi Khaled se situe au sud-ouest des montagnes de Ouled Nayel et cette région se caractérise par des collines(plateau) qui ont une altitude faible tel que le moyen altitude ne dépasse pas 200 m. On remarque aussi la présence des autres plateaux au nord et au sud de la commune avec des altitudes de 240m à 260 m, et cette ville est situé sur la rive de oued Djedi , avec l'apparition des traces des facteurs de corrosion sur les berges des oueds et spécialement sur Oued Djedi.

I.2.Situation administratif de la ville :

La commune de Sidi Khaled est situé dans la wilaya de Biskra à 100 km au Sud-ouest de la chef de wilaya . Elle s'étend sur superficie 212,60 km² , dans c'est surface habitent 43277 habitants dans a l'année 2008, et limitée par :

- Au Nord-est par la commune d'OULED DJELLEL .
- Au Sud par la commune de BESBES .
- Au Sud-ouest par la commune de BESBES .
- Au Nord-ouest par la commune de CHAIBA .

Et la ville situé dans l'Est de la commune , a enregistré 38939 habitants dans a l'année 2008, et limitée par :

- Au Est par la commune Ouled Djellel.
- Au Sud par Lihyemel .
- Au ouest Es sekhifa .
- Au Nord El faidh .

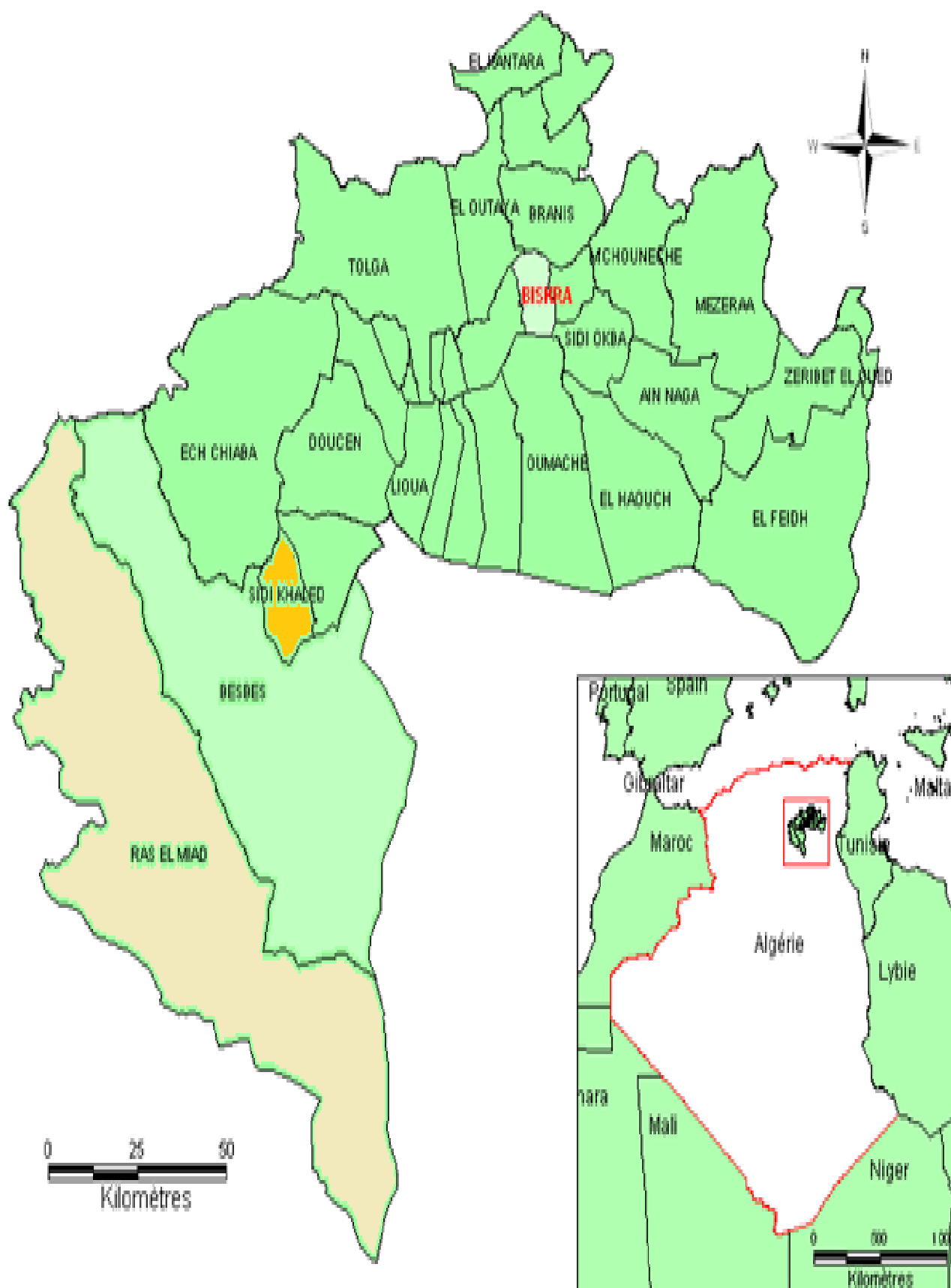


Figure I.1 : Carte de situation de la ville.

(source ANRH)

I.3.Situation climatologique de la Ville :

Le climat de Sidi Khaled est sec et chaud en été (température entre 35 et 45 °C dans le jour, et entre 25 et 35 °C dans la nuit), il est sec et froid en hiver (température entre 10 et 20 °C dans le jour, et entre -2 et 5 °C dans la nuit). Les différentes données climatiques fournies par la direction météorologique nationale sont enregistrées sur une période allant de 1976 jusqu'à l'année 2010 dans les stations météorologiques de Ouled Djellal .

I.3.1.Les précipitations :

La précipitation est un facteur climatique très important :

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelle station Ouled Djellal :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Précipitation (mm)	16,8	10,3	15,3	13,4	10,2	5,0	0,5	2,2	13,8	10,5	17,2	9,7	124,75

source ANRH.

La moyenne annuelle des précipitations sur une série de 34 ans est de 125,1mm. La période la plus sèche correspond à Juin, Juillet et Août.

I.3.2.Les températures :

Le températures moyenne sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Température moyenne mensuelles.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
T _{moy} (°C)	13,5	12,3	15,8	20,1	25,2	28,2	32,4	34,1	27,1	21,0	16,7	13,0	21,7

source ANRH.

Les mois les plus chauds sont mai, juin, juillet, août et septembre où la température moyenne varie entre 25,2°C et 34,1°C, les mois les plus froids sont décembre, janvier et février, où la température moyenne oscille entre 12,3°C et 13,5°C.

I.3.3.Le vent :

Le vent est un facteur destructif vu son influence directe sur les sols, la végétation et les autres facteurs tel que les précipitations et l'évapotranspiration.

La variation de vitesse de vent au cours de l'année est représentée dans le tableau I-4.

Tableau I.3 : Les moyennes mensuelles des vitesses de vent :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse de vent (m/s)	4.1	4.5	4.2	5.8	5.4	5.0	4.4	4.2	4.3	4.5	4.6	4.2

source ANRH.

Le vent en été caractérisés seulement par leur vitesse dont la valeur moyenne est de 4.6 m/s. Durant les trimestres Avril –Mai-Juin, la vitesse des vents est légèrement plus élevée et atteint le seuil de 5.8 m/s, caractérisant des vents faibles à modérés.

I.4. Situation Topographique et relief

La région Sidi Khalid présente une morphologie propre au plateau saharien, il reste cependant qu'en profondeur la structure plissée de l'Atlas saharien se fait sentir. Il s'agit en effet d'une zone de transition entre un domaine d'aspect tectoniquement calme et une zone plissée à relief dominant qui forme une barrière ou une bordure d'âge essentiellement créacé.

I.5. Situation hydrogéologique :

I.5.1. Les réserve en eau de la région

La figure suivante représente les eaux souterrains au niveau de la région de Biskra :

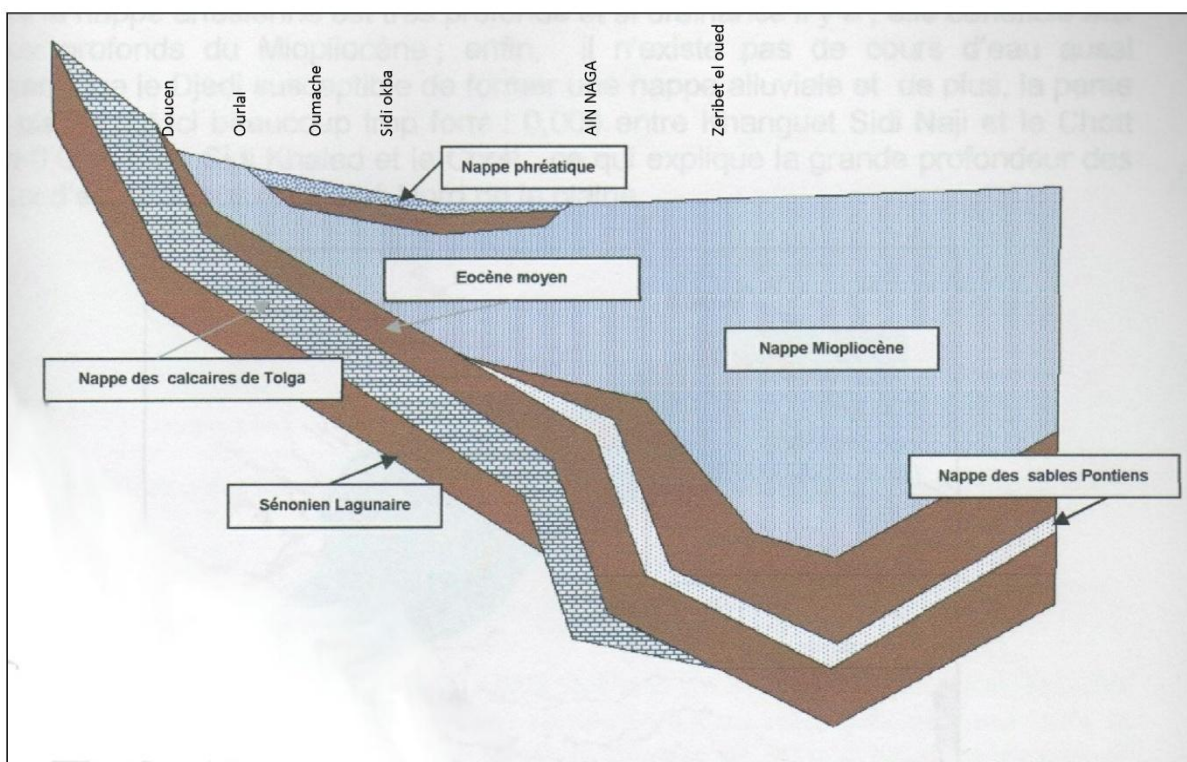


Figure I.2 : Coupe hydrogéologique de la région de Biskra

La figure. I.2 représente une synthèse de l'ensemble des informations fournies à la fois par les corrélations lithostratigraphiques, et par la description des faciès géologiques et hydrogéologiques de la région. Sur cette dernière coupe est proposée une représentation de deux nouvelles entités qui n'apparaissaient pas d'une manière explicite sur les logs de forages, dans la mesure où ces deux entités ne se distinguent sur une coupe du sondeur ni par des espèces fossiles particulières, ni par un faciès lithologique radicalement différent de celui du remplissage miopliocène : il s'agit des gisements aquifères de deux entités bien identifiées dans la région au plan hydraulique : la nappe phréatique, et la « nappe pontienne » que l'on peut assimiler au niveau 2 du Miopliocène de Bel et Demargne.

L'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra illustré dans un stade ultime de simplification géologique par le schéma de la figure. I.2, l'ensemble des formations aquifères de la région de Biskra s'organisent selon un système Multicouche système dont la structure varie dans l'espace pour bien restituer l'organisation selon les deux principales entités aquifères: nappe des calcaires à l'ouest, ensemble miopliocène à l'est. En définitive, le Multicouche Biskri se trouve articuler quatre ensembles aquifères homogènes séparés par des aquitards ;

- La nappe des Calcaires
- La nappe des Sables Pontiens
- La nappe du Miopliocène
- La nappe phréatique

I.5.1.1. La Nappe Phréatique

La figure. I.3 indique l'implantation des puits de surface (plusieurs milliers ont été inventoriés) et l'extension proposée pour la représentation de la nappe phréatique. A l'amont : Ouled Djellal et jusqu'au méridien de Tolga, la nappe phréatique se limite pratiquement à la plaine alluviale de l'Oued Djedi. Ailleurs, de Tolga à Biskra. Il s'agit du premier niveau aquifère superficiel, alimenté essentiellement par drainance de la nappe artésienne et les pertes d'irrigation des palmeraies, elles mêmes alimentées par les forages mais auparavant par les sources. De ce fait, la genèse de ce niveau phréatique est très ancienne, ce qui n'est pas le cas au droit du bassin sud-aurésien. Il n'existe pas de cours d'eau aussi important que l'Oued Djedi susceptible de former une nappe alluviale.

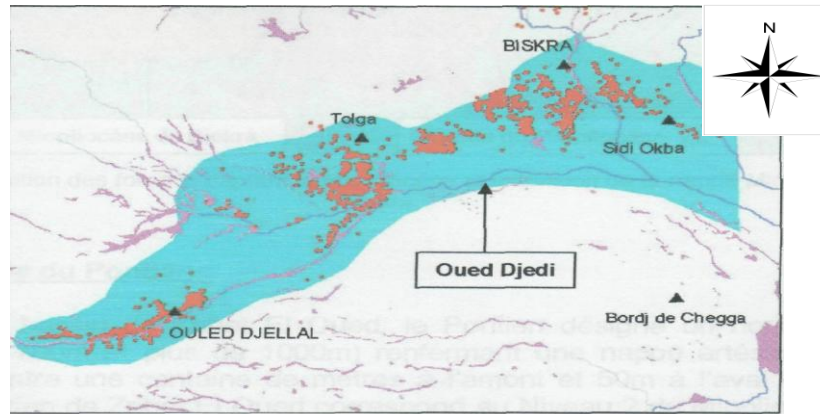


Figure. I.3 : Distribution des puits et extension de la nappe phréatique (source ANRH)

I.5.1.2. La Nappe Miopliocène

Les limites septentrionales de l'extension du Miopliocène au sens large ,la projection de l'ensemble des forages inventoriés par l'ANRH captant la nappe Miopliocène, l'extension proposée de la nappe du Miopliocène du multicouche Biskri. Vers le Nord, les limites proposées sont conformes à celles de Bel et Demargne quoique ces derniers ne soient pas entrés dans les détails dans ce secteur . Aussi avons nous rectifié cette limite Nord en utilisant la carte géologique au 1 /200000.

La figure. I.4 représente la limite de la nappe Moiploicène dans la region de Biskra et la limite de cette couche arrive jusque a Ouled Djellal.

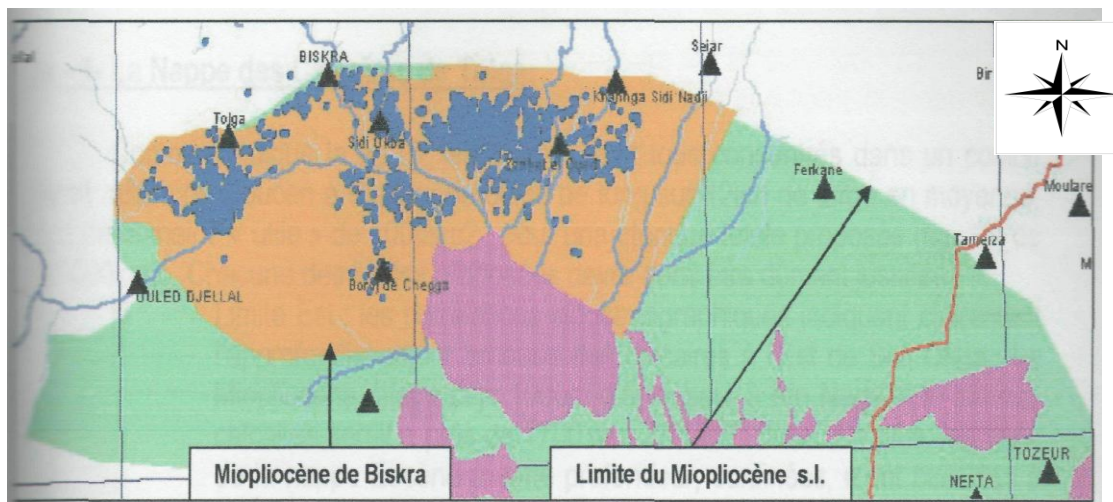


Figure I.4 : Distribution des forages captant le Miopliocène et extension de la nappe Miopliocène (source ANRH)

I.5.1.3. La Nappe du Pontien

Dans le bassin de Zribet El Oued, le Pontien désigne un horizon sableux profond (entre 700m et plus de 1000m) renfermant une nappe artésienne dont la charge varie entre une centaine de mètres à l'amont et 50m à l'aval (sondage El feidh). Le Pontien de Zribet El Oued correspond au Niveau 2 du Miopliocène de Bel et Demargne , alors que le « Miopliocène » du bassin de Biskra correspondrait au niveau 4 de Bel et Demargne. Si l'on retient des caractéristiques du Pontien qu'il est « profond et artésien », on doit le limiter au bassin de Zribet El Oued, qui le fait disparaître de la région Tolga. L'extension spatiale représentée figure. I.5 tient compte de cette disparition à l'Ouest, et le tracé de cette limite Ouest est un peu arbitraire. A l'Est, la limite est également arbitraire et représente une ligne de courant de la grande nappe Moipliocène (Complexe Terminal) du SASS jusqu' Ouled Djellal au sud ouest.

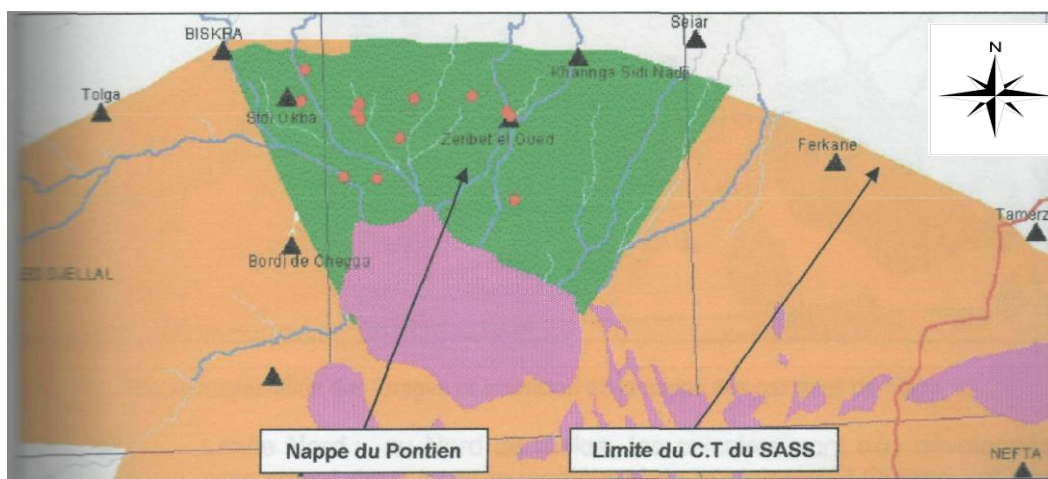


Figure I.5 : Distribution des forages captant le Pontien et extension de la nappe Pontienne

I.5.1.4. La Nappe des Calcaires de Tolga

Comme l'indique la figure. I.6, les forages sont tous concentrés dans un couloir étroit allant de Doucen à Biskra, de 80km de long sur 12 km de large en moyenne soit un domaine « utile » de 1000km², pour une étendue totale proposée figure. I.6 de 10000km². Chacune des limites proposées devra donc être dûment justifiée.

Limite Sud : les mêmes corrélations indiquent la continuité des de S.Khalid et O.Djellal, où seul l'Eocène moyen a été reconnu comme médiocre aquifère. Plus au Sud les forages pétroliers n'ont pas reconnu les capacités de ces formations. Faute d'une reconnaissance plus

élaborée dans ce secteur et en vertu du principe de précaution, nous proposons de repousser la limite méridionale Jusqu'à une trentaine de km au sud d'O.Djellal .

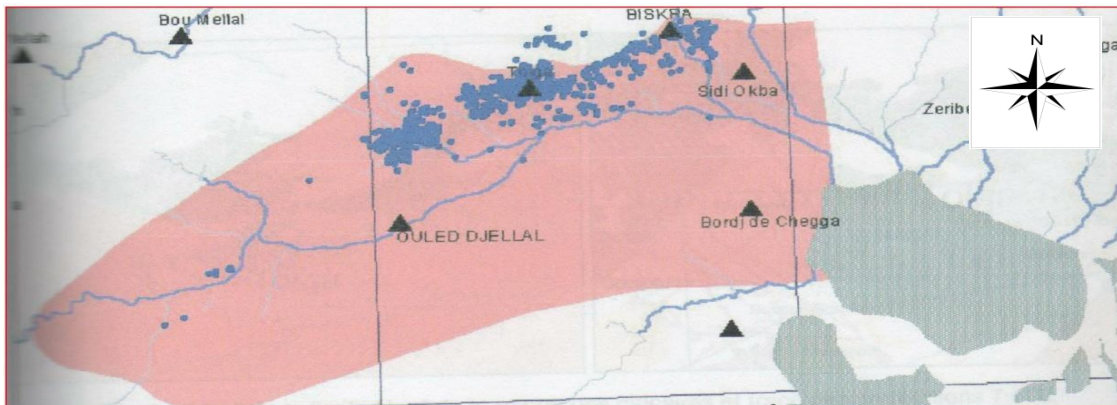


Figure I.6 : implantation des forages et extension de la nappe des calcaires de Tolga

- ❖ D'après la situation hydrogéologique , on conclue que la région riche des ressources hydrique souterrains .

I.1.6.Situation hydraulique :

a) Ressources superficielles :

Les eaux du l'oued Djedi sont exclusivement destinées à l'irrigation de les régions agricole pendant l'hiver .

b) Ressources souterraines :

- ✓ destinées à l'irrigation :

Nombre et caractéristiques des forages ne peuvent être évaluer et déterminer car il y a beaucoup des puits privé.

- ✓ destinées à l'AEP :

Les eaux souterraines de la région constituent les principaux ressources d'alimentation en eau potable de la ville .

Tableau I.4) : résume les volumes totaux journalier des forages :

Les forages	Les débits journalières (l/s)
Karkat N° 1	27
Karkat N° 2	21
A l'entre de la ville	18
Nouvelle ville	25
TOTAL	91

Conclusion :

Dans cette partie nous avons cité quelques données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, hydrogéologiques topographiques, et climatiques, aussi la situation hydraulique.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude.

Chapitre II :

Estimation des besoins

Introduction :

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes, cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour les différents horizons.

II.1. Estimation de la population aux différents horizons (2025,2045) :

La population aux différents horizons (2025 ; 2045) est calculée par la formule des accroissements finis :

$$P_N = P_0 (1 + (T/100))^n \quad (II.1)$$

P_N : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab.).

P_0 : nombre d'habitants de l'année de référence (hab.).

T : taux d'accroissement démographique (%).

n : différence d'années entre l'horizon de l'étude et l'année de référence

Le développement démographique analysé dans la présente étude pour la détermination des besoins pour les différents horizons de planification se base essentiellement sur les résultats des recensements démographiques de 2008.

Toute fois cette projection démographique tient en compte de l'extension de la ville de Sidi Khalid , ainsi que des projections démographiques des POS prévues dans le PDAU de la ville.

L'évolution du taux d'accroissement tient en compte essentiellement de :

- ❖ Mode de vie
- ❖ Planning Familial
- ❖ Développement socioculturel

L'évolution de la population future de la ville Sidi Khaled se fait aux horizons :

- ❖ Court terme : 2015
- ❖ Moyenne terme : 2025
- ❖ Long terme : 2045

II.2. Evolution de la population du Sidi Khaled à travers les horizons projetés :

Le tableau II.1 représente l'évolution des populations à travers les horizons projetés

Tableau II.1: Evolution de la population de la ville Sidi Khalid à travers les horizons projetés

ANNEES	Année de référence	Taux	court terme	Taux	moyen terme	Taux	Long terme
	2008		2015		2025		2045
UNITE	hab.	%	hab.	%	hab.	%	hab.
Sidi Khaled	38939	2,08	44975	2,08	55256	2,08	83404
Alaghid Ameroch (Limaghara)	1352	2,46	1603	2,46	2044	2,46	3323
Lihyemel	717	1,8	813	1,8	971	1,8	1387
TOTAL	41008	//	47391	//	58271	//	86727

Les résultats trouvés dans le **tableau II.1**, nous permettent de tracer un histogramme de nombre d'habitation pour les différents horizons (Fig.II.1)

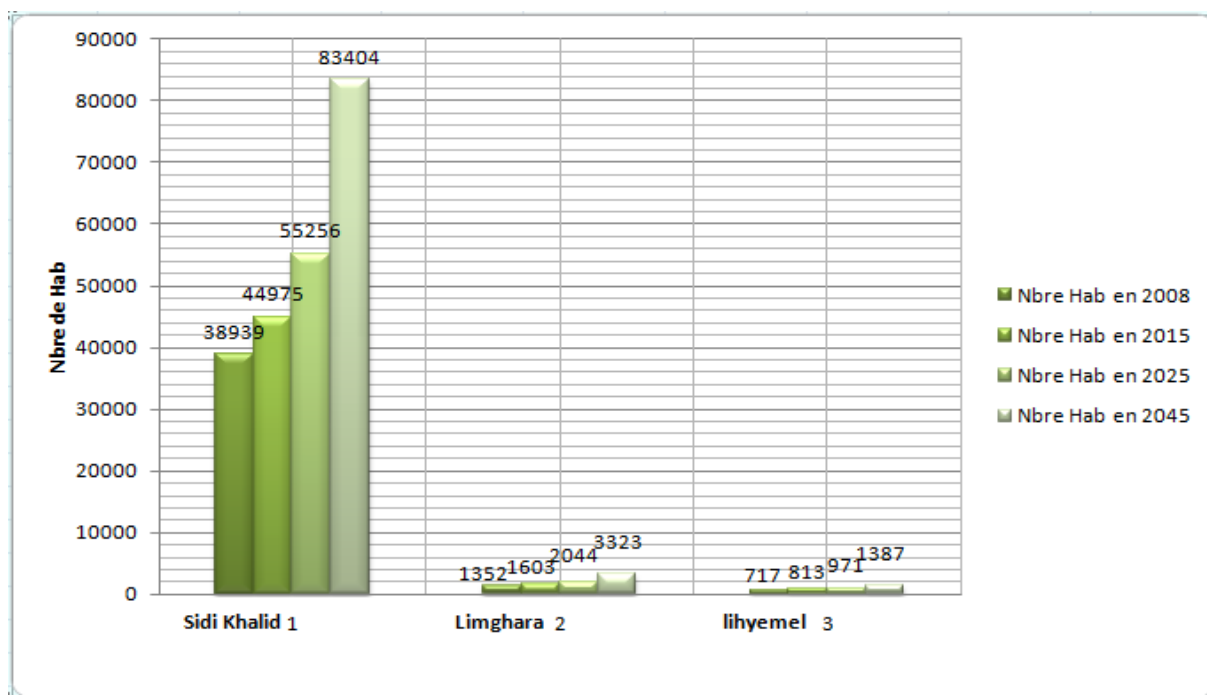


Figure II.1: Histogramme de nombre d'habitation pour différent horizons.

II.3. Calcul des besoins en eau :**II.3.1. Estimation des besoins en eau domestique :****A) Dotations à différents horizons :**

Le calcul de la demande en eau potable domestique dépend directement du développement démographique et la dotation.

Le choix de cette dotation est fait en tenant compte des facteurs suivants :

- ❖ Selon les régions.
- ❖ Selon le type des agglomérations.
- ❖ Selon les habitudes et le niveau de vie de la population.

Pour la présente étude et en prenant en considération les directives citées ci dessus, nous optons pour les dotations suivantes pour les différents horizons (voir les tableaux II.2, II.3):

Tableau II.2) : Dotations aux différents horizons pour les milieux urbains

Horizons	2008	2015	2025	2045
Dotations (l/j/hab.)	200	200	220	250

Source : DRE.

Tableau II.3) : Dotations aux différents horizons pour les milieux ruraux

Horizons	2008	2015	2025	2045
Dotations (l/j/hab.)	75	100	150	150

Source : DRE.

B) Débit moyen journalier de chaque agglomération :

Les besoins en eau potable sont déterminés d'après les formules suivantes :

$$Q_{\text{moy j}} = (N \cdot \text{dot}) / (24 \cdot 3600)$$

Q moy j : débit moyen journalier (l/s)

dot : dotation (l/j/hab.)

N : nombre d'habitants pour l'horizon de l'étude

Les estimations des besoins domestiques en eau de chaque agglomérations à travers le temps sont données dans les tableaux II.4, II.5, II.6.:

Tableau II.4) : Estimation de la consommation domestique de la ville de Sidi Khaled.

Horizons	2008	2015	2025	2045
nombre habitation	38939	44975	55256	83404
Dotation (l/ j/ hab.)	200	200	220	250
Unités	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
Consommation domestique moyenne	7787,80	8994,80	12156,32	20851

Tableau II.5) : Estimation de la consommation domestique de la agglomération de Alaghede ameroch (limgharat) .

Horizons	2008	2015	2025	2045
nombre habitation	1352	1603	2044	3323
Dotation (l/ j/hab.)	150	150	200	200
Unités	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
Consommation domestique moyenne	202,8	240,45	408,8	664,60

Tableau II.6) : Estimation de la consommation domestique de l'agglomération de Lihyemel .

Horizons	2008	2015	2025	2045
nombre habitation	717	813	971	1387
Dotation (l/ j/hab.)	100	100	150	150
Unités	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
Consommation domestique moyenne	71,70	81,3	145,65	208,05

II.3.2. Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.7): Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)	Débit (m ³ /j)
Sidi Khaled	13 Primaires	7020	10	70,2	209,35
	07 CEM	6100	10	61	
	05 Lycées	4096	15	61,44	
	01 CFPA	500	15	7,5	
	01 Technicum	614	15	9,21	
Alaghid Ameroch (Limaghara)	02 Primaires	460	10	4,60	8,30
	01 CEM	370	10	3,7	
Lihyemel	01 Primaires	200	10	2	3,50
	01 CEM	150	10	1,5	
			TOTAL	221,15	221,15

II.3.3. Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.8): Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

localités	Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	lits			
Sidi Khaled	01 centre de santé	4500		15	9,75	12,00
	01 salle de soin	150		15	2,25	
Alaghid Ameroch (Limaghara)	01 salle de soin	100		15	1,5	1,5
Lihyemel	02 salles de soin	150		15	2,25	2,25
			TOTAL		15,75	15,75

II.3.4. Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant :

Tableau II.9): Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/emp)	Débit (m ³ /j)	Débit (m ³ /j)
Sidi Khaled	01 APC	400	15	6,00	21,525
	01 Daïra	120	15	1,8	
	01 Garde communale	50	50	2,5	
	01 Gendarmerie	40	50	2,00	
	01 Centre de Police Justice	70	50	3,50	
	01 DRE	25	15	0,375	
	Poste et transport	20	15	0,30	
	01 Bureau de poste	10	15	0,15	
	01 protection civile	60	15	0,90	
	01 Agence SONELGAZ	30	15	0,45	
	01 Recette impôts	15	15	0,225	
	01 Inspection	70	15	1,05	
	01 Sûreté Sociale	20	15	0,30	
	01 Magasine entre communes	30	20	0,60	
	01 Agence AGARI	45	15	0,675	
01 Section d'agriculture	35	20	0,70		
Alaghid Ameroch (Limaghara)	01 Section communale	65	15	0,975	0,975
Lihyemel	01 Section communale	55	15	0,825	0,825
			TOTAL	23,325	23,325

II.3.5. Besoins des infrastructures rituels religieux :

Les infrastructures rituels religieux et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau II-10: Tableau récapitulatif des besoins infrastructures rituels religieux.

localités	Type d'équipement	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/utilisateur)	Débit (m ³ /j)	Débit (m ³ /j)
Sidi Khaled	16 Mosquée	4000	10	40	40,00
Alaghid Ameroch (Limaghara)	01 Mosquée	300	10	3	4,00
	01 Petite Mosquée	100	10	1	
Lihyemel	02 Mosquée	200	10	2	2,00
TOTAL				46,00	46,00

II.3.6. Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11): Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

localités	Type d'équipement	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/utilisateur)	Débit (m ³ /j)	Débit (m ³ /j)
Sidi Khaled	01 centre culturel	500	10	5	32,25
	01 Maison de jeunes	400	10	4	
	02 Stade de commune	700	5	3,5	
	01 Péssine	200	70	14	
	01 salle de sport	150	30	4,5	
	01 Stade adjation	250	5	1,25	
Alaghid Ameroch (Limaghara)	01 centre culturel	120	10	1,2	2,45
	01 Stade	250	5	1,25	
Lihyemel	01 centre culturel	80	10	0,8	1,1
	01 Stade	60	5	0,3	
TOTAL				35,8	35,80

II.3.7. Besoins commercial :

Les équipements commercial et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau II.12) : Tableau récapitulatif des besoins commercial .

localités	Type d'équipement	Unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)	
		(litre)	(m ²)			
Sidi Khaled	01 Marche journalier	//	2500	5	10	37,00
	01 Marche coffrée	//	1000	5	5	
	02 Station de carbure	//	4000	2,5	10	
	01 Abattoir	//	100	70	7,00	
	01 Arrêts de bus et taxe	//	1000	5	5	
Alaghid Ameroch (Limaghara)	01 Marche journalier	//	750	10	7,5	7,5
Lihyemel	01 Marche journalier	//	500	10	5	5
TOTAL					49,5	49,50

II.3.8. Besoins du bétail :

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes. Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services d'agriculture des localités concernées par notre étude. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II.13): 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)	
Sidi Khaled	200	50	5400	5	1500	5	44,5
Alaghid Ameroch (Limaghara)	120	50	3200	5	1000	5	27,00
Lihyemel	70	50	1000	5	950	5	13,25
TOTAL							84,75

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

Tableau II.14): 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 Des infrastructures Rituels religieux (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins commercial (m ³ /j)	Besoins du bétail (m ³ /j)	Total
									Q _{moy j} (m ³ /j)
Sidi Khaled	20851	209,35	12,00	21,525	40,00	32,25	37,00	44,50	21247,625
Alaghid Ameroch (Limaghara)	664,60	8,30	1,50	0,975	4,00	2,45	7,50	27,00	716,325
Lihyemel	208,05	3,50	2,25	0,825	2,00	1,10	5,00	13,25	235,975
TOTAL	21723,65	221,15	15,75	23,325	46,00	35,80	49,50	84,75	22199,925

- ✓ Les résultats présentés dans le tableau (II-7) donnent la demande journalière en eau potable des différents consommateurs potentiels pour chaque agglomération chef lieu dans l'aire d'étude et cela pour horizon d'étude (2045) et selon une évolution forte de la dotation.

II.4. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMAL ET MINIMAL JOURNALIER:

II.4.1. Introduction

On distingue essentiellement trois (03) natures de variations en matière de régime de consommation, correspondant à trois (03) ordres de phénomène distincts, dont les effets se superposent et donnent des indications de portée différente tant au service d'exploitation qu'aux projeteurs. Ces variations sont:

- La variation annuelle.
- La variation hebdomadaire.
- La variation journalière[1].

II.4.2. La Variation Annuelle

C'est à dire dans le cours d'une année moyenne, on tiendra compte notamment des changements des conditions météorologiques, et en particulier de la température. Selon les saisons leurs amplitudes se révèlent de ce fait plus accusé sous les climats à prédominance continentale où l'on observe des écarts de température importants entre l'été et l'hiver (cas de la région d'étude)[1].

II.4.3. La Variation Hebdomadaire

C'est à dire au cours d'une semaine moyenne, aux différentes villes, suivant les habitudes de leur population. On observe généralement une consommation plus forte les derniers jours de la semaine.

Bien entendu, la répartition habituelle se trouvera occasionnellement perturbée par la succession de quelques journées de forte chaleur, au cours desquelles la consommation s'élèvera progressivement, ou de quelques journées particulièrement fraîches, au cours desquelles elle tendra à s'abaisser d'une manière notable. Cette variation s'exprime avec le coefficient d'irrégularité journalière K_j .

$$K_{\max j} = \frac{\text{débit maximale journalier}}{\text{débit moyen journalier}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{débit minimale journalier}}{\text{débit moyen journalier}}$$

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal journalier.

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimal journalier[1].

II.4.3.1. Débit maximal journalier : ($Q_{\max j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-2})$$

Où

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalier, il prend des valeurs comprises entre 1,1 et 1,3 .Il est inversement proportionnel à la taille de l'agglomération considérée.

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

D'où :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$$

II.4.3.2. Débit minimal journalier : ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en effectuant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy j}}$) d'un coefficient d'irrégularité $K_{\text{min j}}$ qui varie entre 0,7 et 0,9

Pour les villes de faible importance, il est estimé à 0,9

$$Q_{\text{min j}} = 0,9 * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II-3})$$

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

Tableau II.15): Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\text{min j}}$; $Q_{\text{moy j}}$; Q_{max}

LOCALITE	$Q_{\text{moy j}}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{min j}}$	$Q_{\text{min j}} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{max j}}$	$Q_{\text{max j}} (\text{m}^3/\text{j})$
Sidi Khaled	21247,625	0,9	19122,8625	1,3	27621,9125
Alaghid Ameroch (Limaghara)	716,325	0,9	644,6925	1,3	931,2225
Lihyemel	235,975	0,85	200,57875	1,3	306,7675
TOTAL	22199,925	//	19968,13375	//	28859,9025

II.4.4. la Variation journalier :

a) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation II.5 :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{24} \quad (\text{m}^3 / \text{h}) \quad (\text{II.4})$$

Avec : - $Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

b) Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{max,h}}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max h}} \cdot Q_{\text{moy ,h}} \quad (\text{II.5})$$

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local .
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.16) : β_{max} en fonction du nombre d’habitants Le tableau II.16 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

c) Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d’irrégularité minimale horaire $K_{min,h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moyh} \tag{II.7}$$

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \tag{II.8}$$

Avec :

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.
- β_{min} : coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. le tableau N°II-17 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.17 : β_{min} en fonction du nombre d’habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	1000000	300000	1000000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Donc pour notre cas on prend :

Tableau II.18 :Tableau récapitulatif des résultant des coefficient d’irrégularité :

L’agglomerations	α_{min}	β_{min}	$K_{min,h}$	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$
Sidi Khaled	0,5	0,7	0,35	1,4	1,1	1,54
Alaghid Ameroch (Limaghara)	0,45	0,2	0,09	1,35	1,5	2,025
Lihyemel	0,45	0,1	0,045	1,3	1,8	2,34

Les calculs des consommations maximales et minimales et horaires pour l'ensemble d'agglomérations est représenté dans le tableau II.19.

Tableau II.19) : Calcul des consommations maximales et minimales et horaires pour l'ensemble d'agglomérations dans la l'horizon 2045 :

L'agglomerations	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$K_{\text{min},h}$	$Q_{\text{min},h}$ (m ³ /h)	$K_{\text{max},h}$	$Q_{\text{max},h}$ (m ³ /h)
Sidi Khaled	27621,9125	1150,914	0,35	402,82	1,54	1772,408
Alaghid Ameroch (Limaghara)	931,2225	38,801	0,09	3,491	2,025	78,573
Lihyemel	306,7675	12,782	0,045	0,5752	2,34	29,91
TOTAL	28859,9025	1202,4970	//	406,89	//	1880,891

d) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans Tableau II.20 :

Tableau II.20) : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-0.2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
TOTAL	100	100	100	100	100

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie pour l'agglomération de Sidi Khalid la répartition de 50000 à 100000. (Puisque le nombre d'habitants de l'agglomération de Sidi Khaled à l'année **2045** sera environ 83404 hab.), et pour l'agglomération de Alaghid Ameroch (Limaghara) et Lihyemel la répartition de mois de 10000 hab. Puisque le nombre d'habitants de les agglomération de Alaghid Ameroch (Limaghara) et Lihyemel à l'année **2045** sera environ 3323 et 1387 hab.)

Tableau II.21) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2045 pour l'agglomérations de Sidi Khaled :

Heures	Consommation $Q_{maxj}=27621,91 \text{ m}^3/\text{j}$		la consommation cumulée (intégral) (m^3/h)
	(%)	(m^3/h)	
0_1	3	828.66	828.66
1_2	3.2	883.90	1712.56
2_3	2.5	690.55	2403.11
3_4	2.6	718.17	3121.28
4_5	3.5	966.77	4088.04
5_6	4.1	1132.50	5220.54
6_7	4.5	1242.99	6463.53
7_8	4.9	1353.47	7817.00
8_9	4.9	1353.47	9170.47
9_10	5.6	1546.83	10717.30
10_11	4.8	1325.85	12043.15
11_12	4.7	1298.23	13341.38
12_13	4.4	1215.36	14556.75
13_14	4.1	1132.50	15689.25
14_15	4.2	1160.12	16849.37
15_16	4.4	1215.36	18064.73
16_17	4.3	1187.74	19252.47
17_18	4.1	1132.50	20384.97
18_19	4.5	1242.99	21627.96
19_20	4.5	1242.99	22870.94
20_21	4.5	1242.99	24113.93
21_22	4.8	1325.85	25439.78
22_23	4.6	1270.61	26710.39
23_24	3.3	911.52	27621.91
TOTAL	100	27621.91	

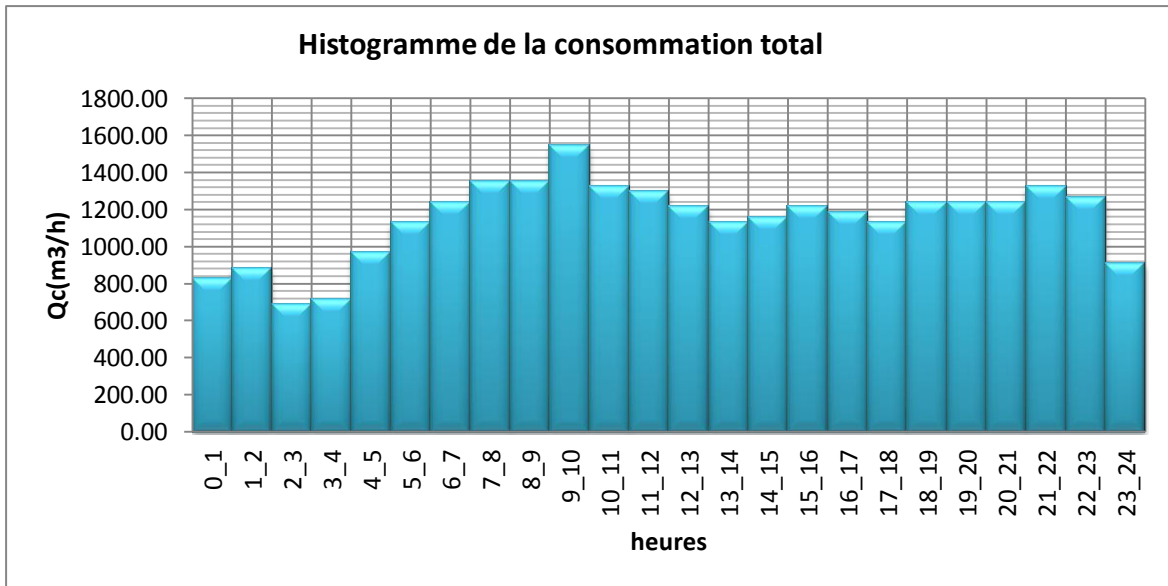


Figure II.2 : Histogramme de consommation totale (Sidi Khalid).

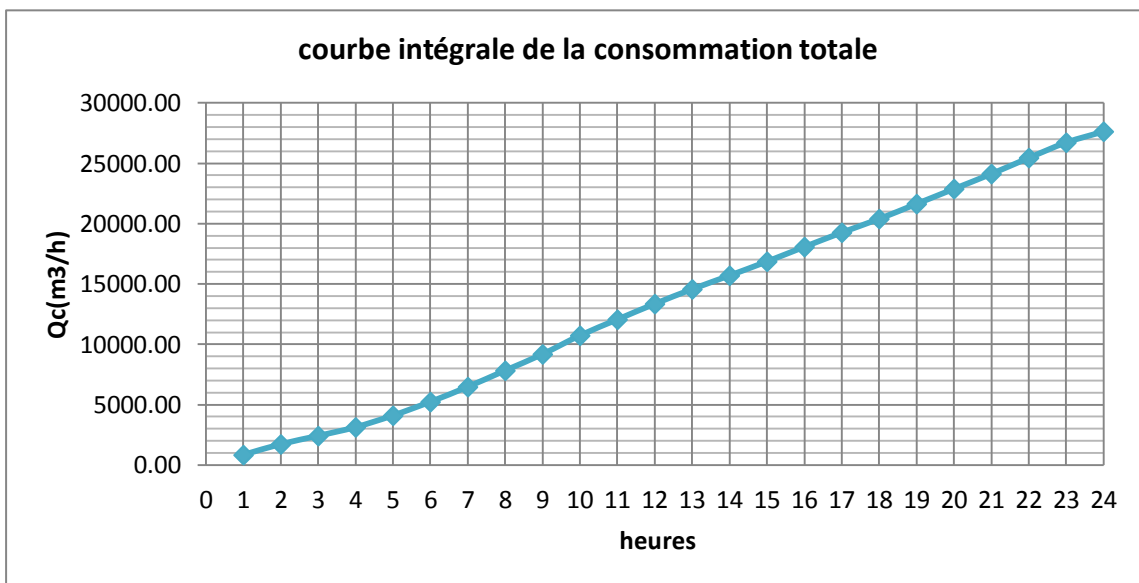


Figure II.3: la courbe intégrale de la consommation totale (Sidi Khalid).

Tableau II.22) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2045 pour l'agglomérations de Alaghid Ameroch (Limaghara) :

Heures	Consommation Qmaxj= 931,22 m ³ /j		la consommation cumulée (intégral)
	(h)	(%)	(m ³ /h)
0_1	1	9.31	9.3122
1_2	1	9.31	18.625
2_3	1	9.31	27.94
3_4	1	9.31	37.25
4_5	2	18.62	55.87
5_6	3	27.94	83.81
6_7	5	46.56	130.37
7_8	6.5	60.53	190.90
8_9	6.5	60.53	251.43
9_10	5.5	51.22	302.65
10_11	4.5	41.91	344.55
11_12	5.5	51.22	395.77
12_13	7	65.19	460.96
13_14	7	65.19	526.14
14_15	5.5	51.22	577.36
15_16	4.5	41.91	619.26
16_17	5	46.56	665.82
17_18	6.5	60.53	726.35
18_19	6.5	60.53	786.88
19_20	5	46.56	833.44
20_21	4.5	41.91	875.35
21_22	3	27.94	903.29
22_23	2	18.62	921.91
23_24	1	9.31	931.22
TOTAL	100	931.22	

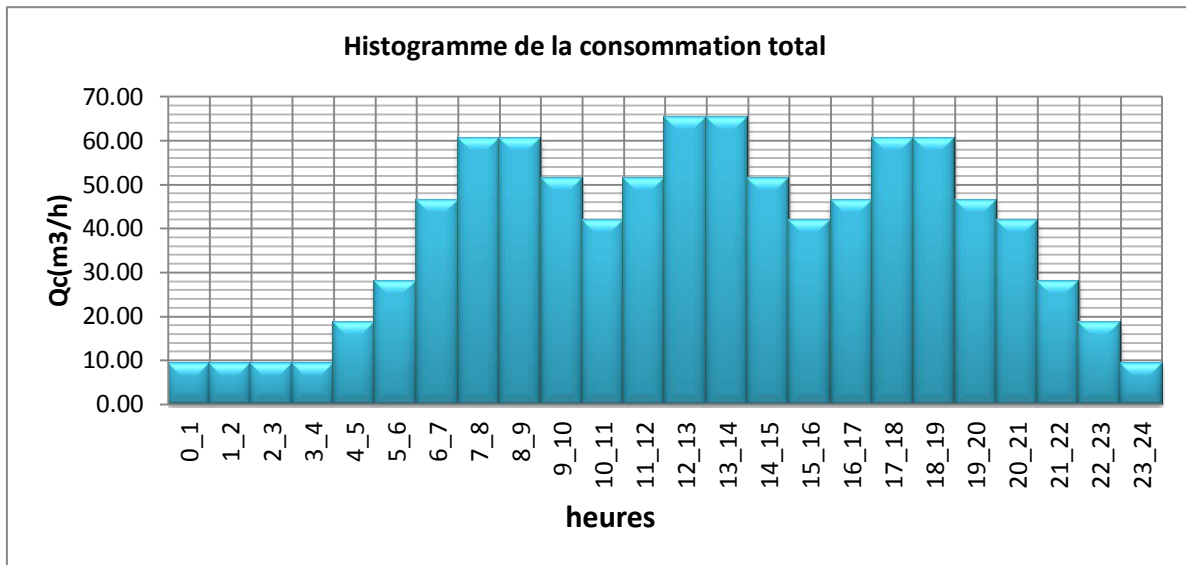


Figure II.4 : Histogramme de consommation totale (Alaghid Ameroch).

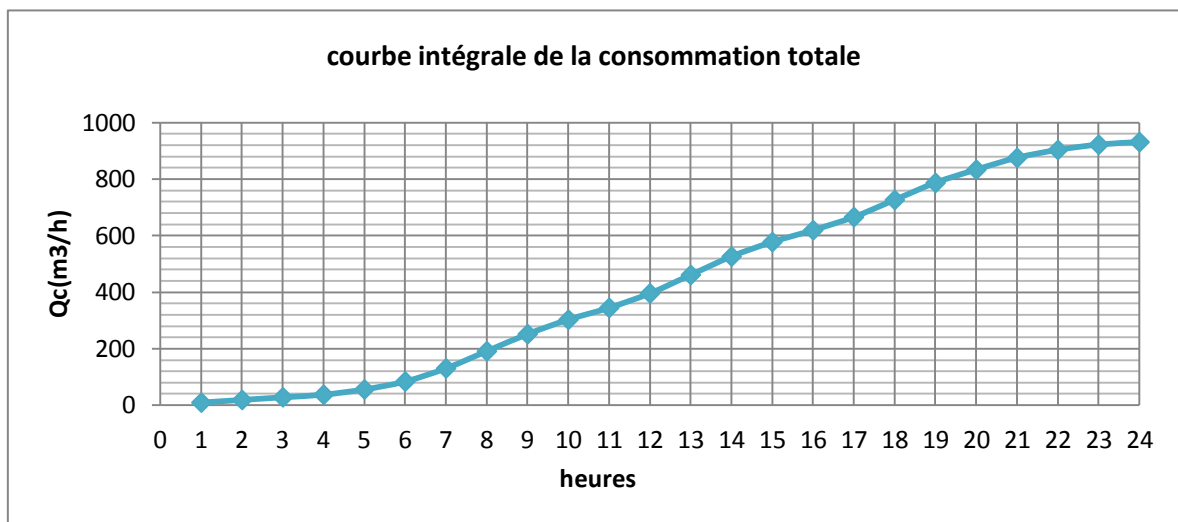


Figure II.5: la courbe intégrale de la consommation totale (Alaghid Ameroch).

Tableau II.23) : Variation des débits horaires pour l'horizon 2045 pour l'agglomérations de Lihyemel :

Heures	Consommation $Q_{maxj} = 306,77 \text{ m}^3/\text{j}$		la consommation cumulée (intégral)
	(%)	(m^3/h)	(m^3/h)
0_1	1	3.07	3.07
1_2	1	3.07	6.14
2_3	1	3.07	9.20
3_4	1	3.07	12.27
4_5	2	6.14	18.41
5_6	3	9.20	27.61
6_7	5	15.34	42.95
7_8	6.5	19.94	62.89
8_9	6.5	19.94	82.83
9_10	5.5	16.87	99.70
10_11	4.5	13.80	113.50
11_12	5.5	16.87	130.38
12_13	7	21.47	151.85
13_14	7	21.47	173.32
14_15	5.5	16.87	190.20
15_16	4.5	13.80	204.00
16_17	5	15.34	219.34
17_18	6.5	19.94	239.28
18_19	6.5	19.94	259.22
19_20	5	15.34	274.56
20_21	4.5	13.80	288.36
21_22	3	9.20	297.56
22_23	2	6.14	303.70
23_24	1	3.07	306.77
TOTAL	100	306.77	

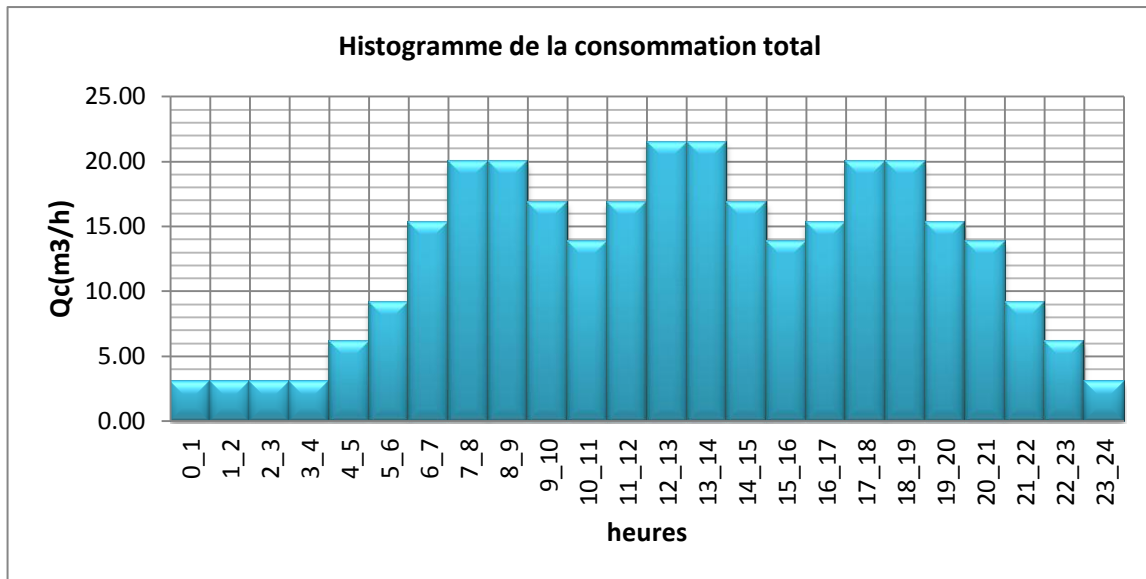


Figure II.6 : Histogramme de consommation totale (Lihyemel).

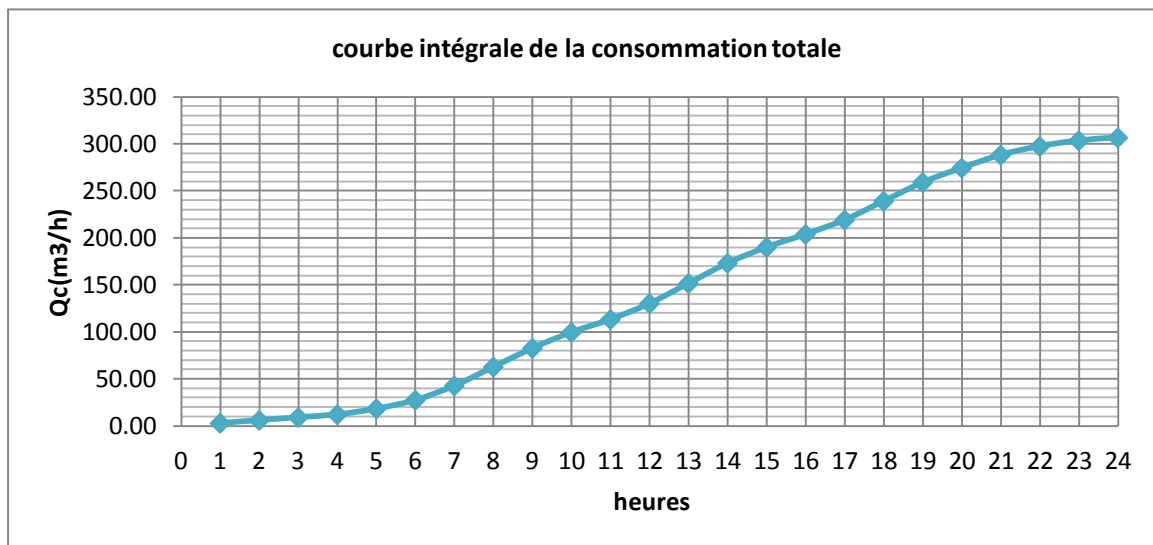


Figure II.7: la courbe intégrale de la consommation totale (Lihyemel).

Tableau II.24): Les consommations maximales et minimales horaires pour l'ensemble d'agglomérations dans l'horizon 2045 :

L'agglomérations	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m^3/h)	$Q_{\text{min},h}$ (m^3/h)	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)
Sidi Khaled	27621,9125	1150,914	690.55	1546.83
Alaghid Ameroch (Limaghara)	931,2225	38,801	9.31	65.19
Lihyemel	306,7675	12,782	3.07	21.47
TOTAL	28859,9025	1202,4970	702,93	1633,49
Débit possible qui produise les forages situé dans la ville(m^3/j)	6552			
Débit possible qui produise les forages situé dans la l'agglomérations secondaires (m^3/j)	25 l/s		20 l/s	
	1800		1440	
déficit(m^3/j)	21069,9125			

Donc le débit total de dimensionnement de notre adduction est de **21069,9125 m^3/j** .

Conclusion :

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par les forages qui existe au niveau de champ de captage Nifidha .

On remarque le débit qui produise dans l'agglomération secondaires (les deux forages) sera suffisant pour a l'horizon 2045.

Chapitre III :

Champ de captage

Introduction :

L'objet de ce chapitre est de l'étude du champ de captage des eaux souterraines de Nifidha, destiné au renforcement de l'eau potable de la commune Sidi Khaled du point de vue quantitatif.

III.1) Présentation du champ de captage de Nifidha :

Le champ de captage de Nifidha est situé à 15 km au Sud-Ouest de chef de commune Sidi Khalid, les forages sont repartis sur une superficie de 2 Km², est limitée par :

- Au Nord, par Dair el Boutma .
- A l'Est, par la limite commune de Sidi Khaled .
- Au Sud par l'oued Djedi
- A l'Ouest par Oum sebta

III.2) Situation du champ de captage :

Le champ de captage de Nifidha est composé de (08) forages, deux en dernières pour alimenter deux agglomérations situées à l'approche du champ de captage et les autres sont destinées pour satisfaire les besoins en eau potable de la ville de Sidi Khalid, et . L'acheminement de ces eaux se fait :

Par une conduite les débits des forages par des conduites dans un bache d'eau qui sont situées dans la station de pompage après refoulées directement vers les réservoirs tampon .

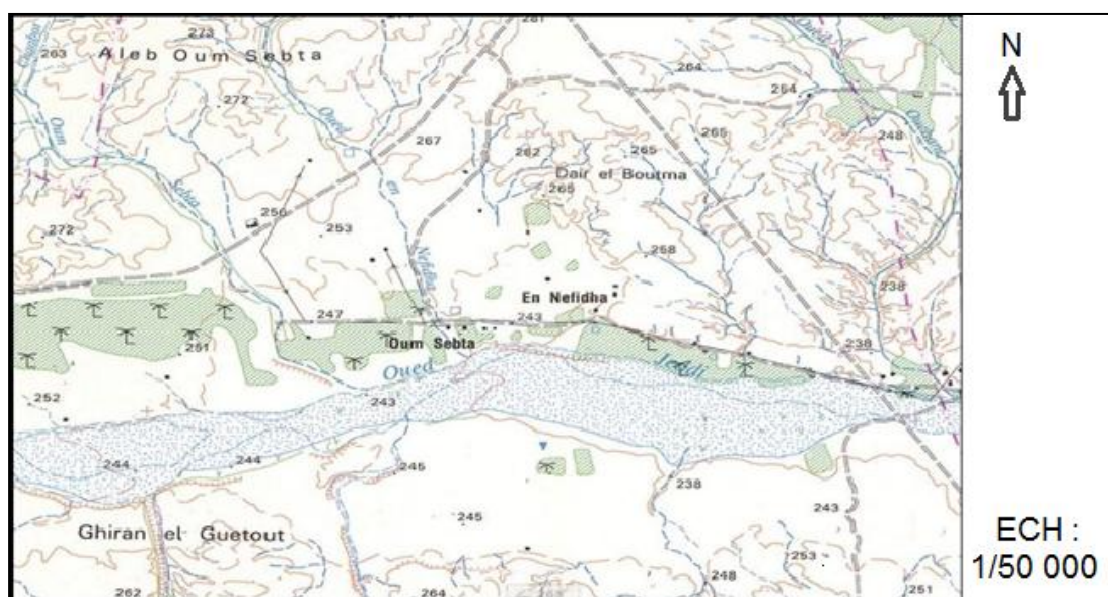


Figure III.1 : carte de situation du champ de captage Nifidha.

Source DRE

III.3) Répartition des forages dans le champ de Nifidha :**Tableau .III.1) :** Coordonnées Lambert des forages destine la ville .

FORAGES	X(km)	Y(m)	Z(m)
forage (01)	674,842	3805,558	240
forage (02)	675,914	3805,012	241
forage (03)	674,681	3805,5540	243
forage (04)	673,147	3804,845	238
forage (05)	673,126	3805,6715	242
forage (06)	672,722	3806,864	239

III.4) Caractéristiques des forages :**Tableau .III.3) :** Caractéristiques des forages destine la ville.

FORAGES	CT(m)	NS (m)	ND(m)	Q (l/s) exploitation
forage (01)	240	215	182	35
forage (02)	241	212	179	34
forage (03)	243	215	191	37
forage (04)	238	213	184	32
forage (05)	242	211	176	35
forage (06)	239	213	182	31

III.5) Calcul de volume de production journalière des forages :

Les pompes des forages travaillant 20h/24h .elles refoulent des débits journaliers (voir le tableau. III.4)

Tableau III.4 : Production journalière des forages.

Forages	Q (l/s) exploitation	Production journalière (20/24h)	
		m ³ /h	m ³ /j
forage (01)	35	126	2520
forage (02)	34	122,4	2448
forage (03)	37	133,2	2664
forage (04)	32	115,2	2304
forage (05)	35	126	2520
forage (06)	31	111,6	2232
TOTAL	204	734,4	14688

III.6) Fonctionnement Cyclique des forages :

Dans un champ de captage des eaux souterraines destinées à l'alimentation de la ville, il faut faire un fonctionnement cyclique des forages, il s'agit de laisser les forages en repos chaque jour dans le but :

- ☛ Préservation de la nappe.
- ☛ L'augmentation de durée de vie de forage.
- ☛ Reprise de rendement des pompes

III.7) Comparaison entre le débit des ressources existant dans la ville et projeté avec les besoins maximaux journaliers de la ville :

Le champ de captage de Nifidha produit un débit journalier de **5040 m³/j**, avec une durée de pompage de 20 h/j.

Il faut comparer entre les besoins maximaux journaliers et le débit des ressources existant plus le débit des forages projetés (voir le tableau III.5).

Tableau III.5 : Comparaison entre le débit des ressources actuelles et les ressources projetées avec les besoins maximaux journaliers

Horizons	2008		2015		2045	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Q_{moy,j}	8184,425	113,67	9391,625	130,44	21247,625	295,106
Q_{max,j}	10639,7525	147,77	12209,1125	169,571	27621,9125	383,34
Débit qui produit les forages situés dans la ville	6552	91	6552	91	6552	91
Les nouvelles Ressources	5040	70	14688	204	14688	204
déficit	-	-	-	-	6381,9125	88,34

CONCLUSION:

D'après le **tableau III.5**, on remarque que l'apport prévu à partir du champ captant de Nifidha constitué des (06) forages ayant un débit 204 l/s reste insuffisant pour satisfaire les besoins à l'horizon 2045 pour la ville de Sidi Khaled. Cette insuffisance nous amène à réaliser des autres forages pour combler le déficit.

Chapitre IV :

Etude des réservoirs

Introduction :

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production, les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateurs à la fois du débit et de la pression. Avec les progrès enregistrés dans les techniques de pose et les techniques de protection automatique des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau assurent les fonctions suivantes:

- Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution.
 - Bâches de reprise dans les stations de pompage.
 - Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction.
 - Réservoirs d'eau traitée au niveau des stations de traitement.
- Matérialisation des réserves stratégique dans les métropoles.

IV.1.Fonctions techniques des réservoirs existants :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
 - Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la Production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
 - Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - ♦ panne électrique
 - ♦ remplacement d'une pompe
 - ♦ accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
 - Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de Pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
 - ♦ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité Constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
 - ♦ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une Distribution étagée.
 - ♦ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas Réservoirs tampons.
 - ♦ Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
 - ♦ Simplification de l'exploitation.
 - ♦ Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
 - ♦ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
 - ♦ Maintenir l'eau à une température constante et la préserver des contaminations.
- Les réservoirs doivent être [2] :

- Etanches
- Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

IV.2. Classification des réservoirs :

- D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :
 - Enterrés
 - Semi enterres
 - Surélevés(château)
- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Réservoirs métalliques
 - Réservoirs en maçonnerie
 - Réservoirs en béton armé
 - Réservoirs en plastique
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - Rectangulaire ou carrée:
 - Circulaire:
 - Réservoirs terminaux:
 - Réservoirs de mise en charge:
 - Les bâches de reprises [3]

IV.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- le réservoir Tampon RT est à la fois de transit et d'accumulation, il doit être Implanté à une cote permettant l'écoulement gravitaire pour assurer la pression suffisant dans le point de raccordement a l'aval .
- La bache d'aspiration de la station de pompage doit être implanté d'une manière à Mettre les pompes en aspiration et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.

Les bache d'accumulation sont à la fois de transit et d'accumulation, il doit être Implanté à une cote permettant l'écoulement gravitaire.

IV.4. Calcul de la capacité des réservoirs:

Pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variation de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Pour déterminer la capacité des réservoirs, deux (02) méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

1. La méthode analytique.
2. La méthode graphique.

IV.4.1 Méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{IV.1})$$

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV.2})$$

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

IV.4.2 Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = V_+ + V_- (\%)$$

Le volume résiduel V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{IV.3})$$

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} .$$

En utilisant la méthode analytique, on calculons les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

IV.5. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :**IV.5.1. Réservoir Tampon RT :**

Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe).

A) Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la méthode suivant :

Tableau. IV.1: Evaluation du volume résiduel de la réservoir tampon :

Heures (h)	Apports(%)	Distribution(%)	Sur plus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	4,16		0,84	13,32
01 - 02	5	4,16		0,84	12,48
02 - 03	5	4,16		0,84	11,64
03 - 04	5	4,16		0,84	10,80
04 - 05	5	4,16		0,84	9,96
05 - 06	5	4,17		0,83	9,13
06 - 07	5	4,17		0,83	8,30
07 - 08	5	4,17		0,83	7,47
08 - 09	5	4,17		0,83	6,64
09 - 10	5	4,17		0,83	5,81
10 - 11	5	4,17		0,83	4,98
11 - 12	5	4,17		0,83	4,15
12 - 13	5	4,17		0,83	3,32
13 - 14	5	4,17		0,83	2,49
14 - 15	5	4,17		0,83	1,66
15 - 16	5	4,17		0,83	0,83
16 - 17	5	4,17		0,83	0
17 - 18	-	4,17	4,17		4,17
18 - 19	-	4,17	4,17		8,34
19 - 20	-	4,17	4,17		12,51
20 - 21	-	4,17	4,17		16,68
21 - 22	5	4,16		0,84	15,84
22 - 23	5	4,16		0,84	15
23 - 00	5	4,16		0,84	14,16
Total	100	100	-	-	-

Donc :

$$V_{RT} = 16,68 * 21069.9125/100 = 3514,461 \text{ m}^3.$$

$$\text{On prendre : } V_{RT} = 3514,461 + 120 = 3634,461 \text{ m}^3.$$

On choisi le volume normalise : 4000 m^3 .

On opte pour un réservoir de capacité égale a 4000 m^3 situe sur une altitude de 280 m
La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7à8m dans le cas de grands réservoirs.

B) Le diamètre de la cuve :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³.

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule :

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

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

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 4000}{\pi * 6}} = 29,14 \quad \text{on prend : } \boxed{\mathbf{D=30 m.}}$$

C) La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve par la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{IV-6})$$

$$\text{A.N : } S = \frac{4000}{6,0} = 666,67 \text{ m}^2.$$

Donc :

$$\boxed{\mathbf{S= 666,67 m}^2.$$

IV.5.2. Dimensionnement de la bache :**A) Capacité de la bache :**

Le volume des baches des stations pompage de reprise est calculé d'après la formule suivant :

$$V_{\text{bache}} = (Q_{\text{max}} j * t) / T \quad (\text{IV .4})$$

$Q_{\text{max},j}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\text{max},j} = 21069,9125 \text{ m}^3/\text{j}$).

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$).

t: temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (on prend $t=15 \text{ mn}$).

$$V_{\text{bache}} = \frac{21069,9125 * 15}{20 * 60} = 263,374 \text{ m}^3.$$

Donc on prend :

$$V_{\text{bache}} = 300 \text{ m}^3.$$

B) Dimensions de la bache :

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

B.1) Section du réservoir :

$$S = \frac{V}{h}$$

V : capacité normalisée du réservoir (m^3).

S : section du réservoir (m^2).

h : hauteur utile optimale d'eau (m).

On pose: $h = 4 \text{ m}$.

$$\text{A.N: } S = \frac{300}{4} = 75 \text{ m}^2.$$

$$S = 75 \text{ m}^2.$$

On pose la forme de la bache est carré.

B.2) La longueur des cotes :

$$S = a * a \Rightarrow a = \sqrt{S}$$

S : section du réservoir (m^2).

a: longueur de la cote.

$$\text{A.N : } a = \sqrt{75} = 8.66 \text{ m}.$$

$$a = 8.66 \text{ m}.$$

IV.6. Les équipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

La cuve sera en béton armé.

La cuve doit être visitable et ventilée.

La ventilation est facilitée par la présence une cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

IV.6.1. La conduite d'arrivée ;

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau

A la débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.6.2. La Conduite de départ ;

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

IV.6.3. La Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. Voir fig.IV.1).

IV.6.4. La Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne (voir fig.IV.1)

IV.5.5. La Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ ; (voir fig.IV.1).

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir

IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement

Une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à événement.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un événement ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

Remarque :

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de Manœuvre.

IV.7. Entretien des réservoirs :

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

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci[4].

IV.8. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;

Mais ils ne sont pas aérés par des orifices grillagés, donc nous proposons de faire ces dernières.

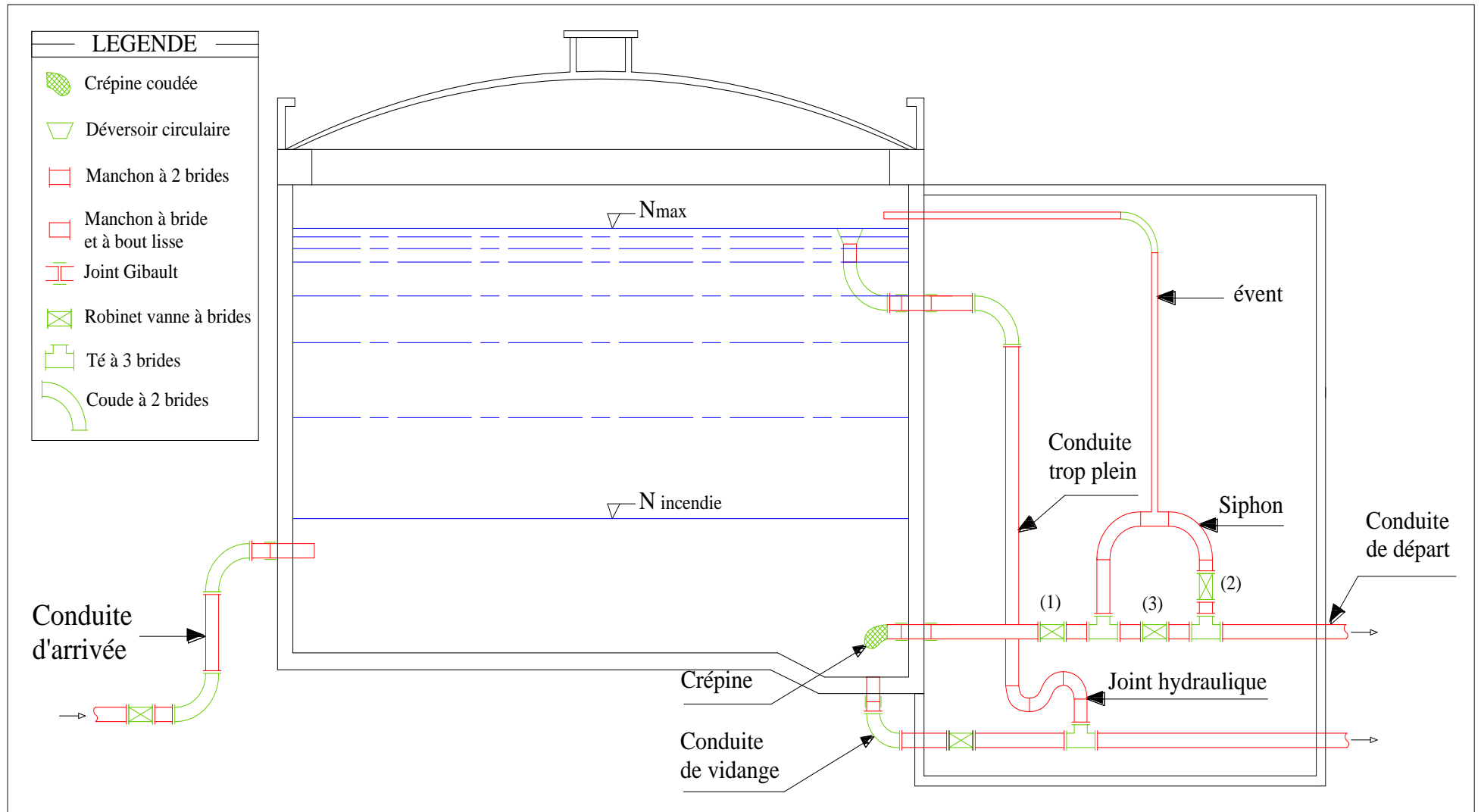


Figure.IV.1: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

IV.9. Traversée des conduites dans les parois du réservoir:

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans le voile ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.2)

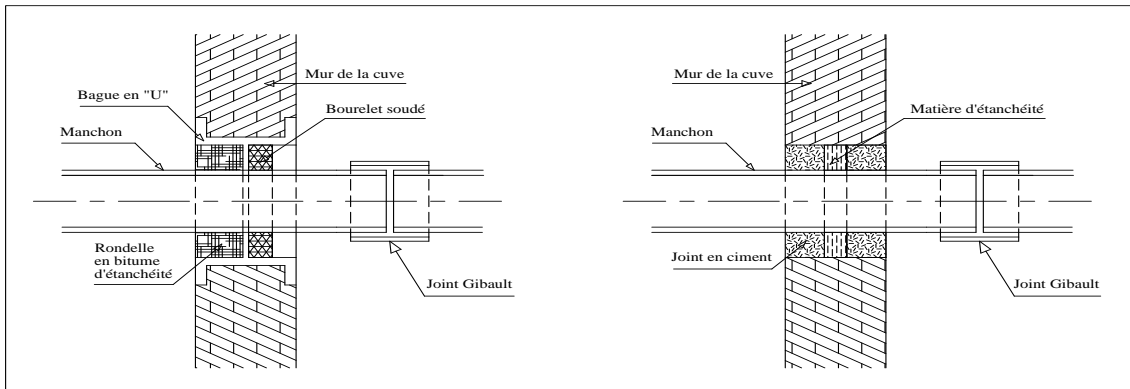


Figure IV.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{ème} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (voir la figure IV.3) [1].

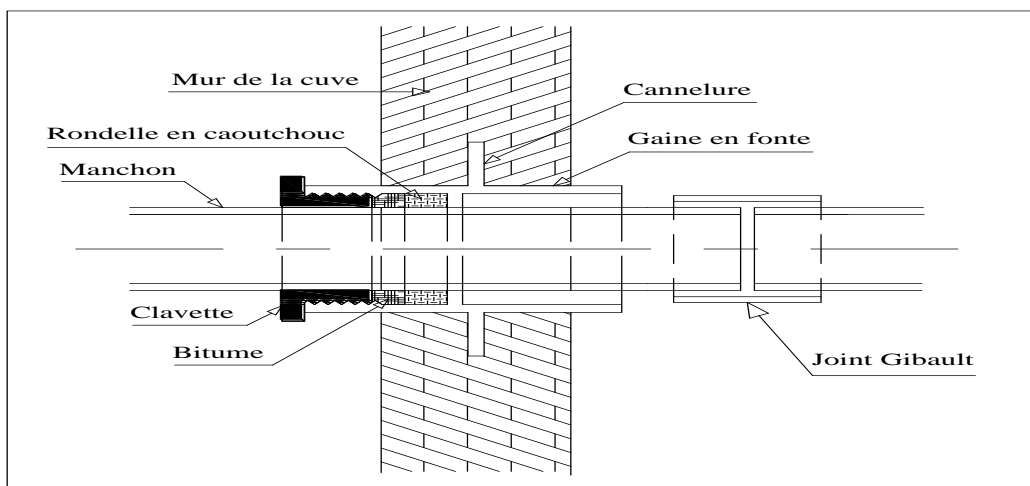


Figure IV.3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté deux réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau de la Station Pompage : un réservoir(bâche d'eau) de capacité 300 m^3 .
- Au niveau de point le plus haut (280) dans le trajectoire de l'adduction: un réservoir circulaire(réservoir Tampon RT) de capacité 4000 m^3 .

Chapitre V :

Etude d'adduction

Introduction :

Dans ce chapitre, des variantes pour ce projet de transfert vont être proposées. Evidemment le choix final sera celui d'une seule variante. Pour pouvoir choisir on doit mettre en évidence ces variantes.

Par la suite on entamera un calcul rigoureux des éléments constituant la variante de l'adduction retenue ainsi que le choix du matériau adéquat pour cette dernière.

V.1.Type d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

V.1.1 Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

V.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.

V.2.Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement[5] :

V.2.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge, tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

V.2.2. Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

V.3.Critères de choix du tracé :

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction. Ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.

- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)

Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages, comme les :

- Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
- Accès faciles aux regards contenant des appareils de robinetterie.

On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air. De plus, en période d'arrêt de pompe, il peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisations.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points, ce qui peut entraîner des cavitations. Dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu[1].

V.4. Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- ❖ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ❖ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; en acier ; les conduites en matière thermoplastique et celles en béton.

➤ **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

➤ **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

➤ **PEHD :**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions. Il est in corrodable. Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ **Amiante Ciment :**

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire

Conclusion :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Dans notre adduction on a choisi des conduites en fonte ductile pour le partie de refoulement : Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs. Les qualités principales de ce tuyau sont :

- une bonne connaissance du produit posé depuis très longtemps,
- une relativement bonne élasticité,
- une excellente résistance mécanique.

Mais pour le partie gravitaire en choisie le PEHD a cause le dure de vie de cette matériau dans le sol plus long a les autre matériaux et la charge dans le partie gravitaire faible donc le risque de coup de bilié faible, et facilement de raccordement .

V.5.Comportement d'une adduction :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

V.6. Calcul hydraulique :**a) Cas gravitaire :**

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

- ΔH : Charge disponible (m);
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{es}$$

- L_{es} : Longueur équivalente aux pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_{lin} \quad \Leftrightarrow L_{es} = 1,15 * L_g.$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau V.1 :

Tableau V.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt{\frac{K' * L * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(V.2)$$

On opte pour des conduite en PEHD et on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par chauffe et fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux Prescriptions et aux normes internationales.

b) Cas de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les Relations[1] :

$$Dec = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(V.3) \quad (\text{Relation de Bonnin}).$$

$$Dec = 1,15 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots(V.4) \quad (\text{Relation de Bresse}).$$

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

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

b.1) Méthode basant sur le cout de l'énergie et le cout de construction :

La formule qui prend en compte le facteur économique :

$$D_{econ} = Cj * E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec : $Cj = \frac{Qi}{Qt}$

V.7.Caractéristiques de l'adduction :

V.7.1.Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$HMT = Hg + \sum \Delta H \dots\dots\dots (V.6)$$

Hg : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta H = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots(V.7) \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach})$$

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots(\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (V.8).$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_s * \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots (\text{Formule Colebrook}) \quad (V.9).$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (V.9)

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots (V.10)$$

Re : Nombre de Reynolds ;

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ϵ : Rugosité absolue de la conduite (m).

V.7.2.Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * HMT * Q}{\eta} \dots\dots\dots (V.11)$$

P : puissance absorbée par la pompe (W).

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

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

Q : Débit à refouler (m³/s).

η : rendement de la station de pompage (70 %).

V.8.3.Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (V.13).$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh).

P : puissance de pompage (KW).

t : temps de pompage par jour (h).

V.7.4.Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V.12)$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

A.N :
$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,089.$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,..... D_n).

V.7.5. Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations

D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe

d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

V.7.6. Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \dots\dots(V.13)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour (voir le tableau V.5)

Tableau V.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie :

Périodes	Horaires	Nombre d'heure (H)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6h	7,5	0,403

Source SONALGAZ.

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403 * 7,5 + 0,933 * 12,5}{20} \Rightarrow \delta = 0,734$$

V.8.Proposition de variantes :

Dans notre étude, on est appelé à choisir une adduction mixte (refoulement- gravitaire) et cela au vu de la topographie de la zone du projet qui relie la station de pompage et les ouvrages de stockage au niveau de la ville.

a)Partie refoulement:

Pour cette partie, on propose deux variantes :

Variante N°1 :

Le débit d'eau provenant du champ de captage(NIFIDHA) alimente la station de pompage projetée de côte terrain naturel 236m à l'aides des pompes immergées qui si trouvent dans les forages. La station de pompage refoulera un débit de 21069,9125 m³/j sur un linéaire de 4000 m pour alimenter le réservoir projeté (réservoir tampon) à une côte 280m.

Variante N°2 :

On propose dans cette variante de pomper l'eau directement vers le réservoir tampon projeté à une côte 280m.

Avantages de la variante N°1 :

Le réservoir projeté peut fonctionner comme réservoir tampon et réservoir de stockage.

Inconvénients de la variante N°2 :

- risque de piquage illégal.
- si on arrête un ou deux forages le système d'adduction fonctionne mal.
- Problème de répartition des forages dans le champ de captage.
- risque de retour de l'eau dans le forage arrêté.

b) Partie gravitaire:

Pour cette partie, on propose deux variantes :

Variante N°1 :

Dans cette variante, on alimente le réservoir de la nouvelle ville à partir du réservoir tampon et les deux autres réservoirs seront alimentés à partir d'un piquage dans la conduite reliant le réservoir de la nouvelle ville et le réservoir tampon

Variante N°2 :

Une conduite alimentant le réservoir de la nouvelle ville, ce dernier alimente les deux autres réservoirs.

Avantages de la variante N°1 :

- On peut mettre une chambre de vanne dans le point P1.
- Si une conduite se casse, on peut l'isoler sans interrompre l'alimentation.

Inconvénients de la variante N°2 :

- Cheminement long de la conduite d'alimentation
- Risque de mauvais fonctionnement de l'alimentation des deux réservoirs (capacité et cote fixée pour le réservoir nouvelle ville)

Vu les avantages et les inconvénients que présentent les deux variantes, notre choix s'est fait sur la variante 1 pour chaque partie de l'adduction.

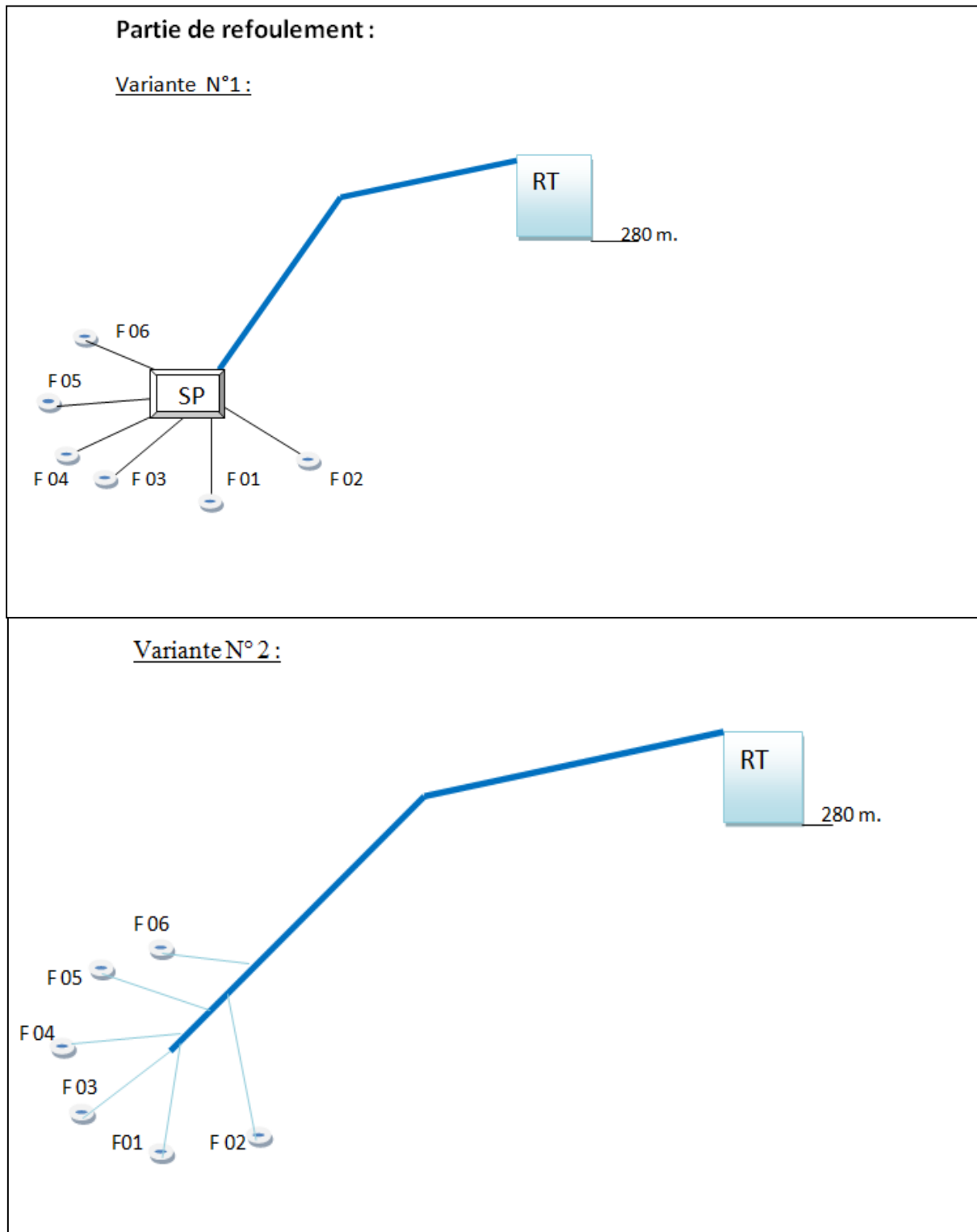


Figure V.1 : Schéma vertical des variantes 1 et 2 de la partie refoulement.

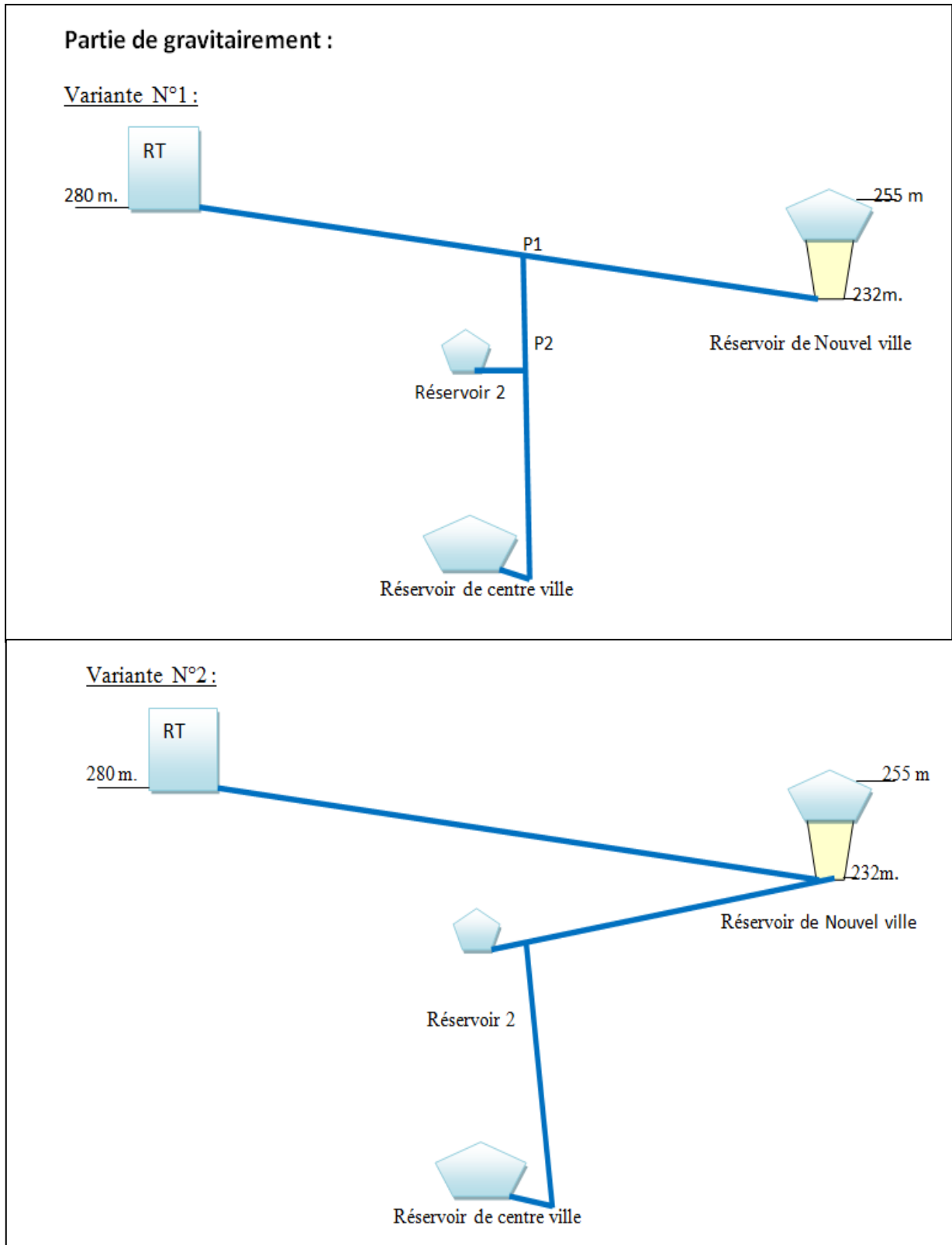


Figure V.2 : Schéma vertical des variantes 1 et 2 de la partie gravitaire.

V.9.Dimensionnement de l'adduction :**V.9.1.Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :**

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau V.4 :

Tableau V.4: Longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	débit des tronçons (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
I	Réservoir projeté	Piquage 1	0,244	10180	11707
II	Piquage 1	Réservoir nouvel ville	0,122	1050	1207,5
III	Piquage 1	Piquage 2	0,122	255	293,25
IV	Piquage 2	Réservoir de centre ville	0,0854	1600	1840

V.9.2.Caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau V.5:

Tableau V.5: Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Cote de terrain naturel(m)	Cote piézométrique(m)
2	Réservoir projeté	280	286
3	Piquage 1	235	Après les calcules
4	Réservoir nouvel ville	232	255
5	Piquage 2	235	Après les calcules
6	Réservoir de centre ville	233	239

Variante N°1 : pour une cote du réservoir tampon : CRT= 280 m.

V.9.2.Calcul diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**Pour le tronçon I et II :**

Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir Tampon et le point le plus défavorable (élevé) réservoir de nouvel ville :

$$H_d = CRT - C_{TPch}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

CRT : Côte du radier du réservoir tampon (m).

C_{TPch} : Côte de trop plein de château d'eau (m).

$$\Delta H_d = 286 - 255 = 31 \text{ m.}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$\Sigma L_i = 11230 \text{ m.}$$

Détermination du gradient moyen et les charges disponibles :

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_{\text{eq}}$$

$$J_{\text{moy}} = 31 / 12914,5 = 0,0024.$$

Pour le tronçon I :

$$\text{On a : } \Delta H_{\text{RT-P1 d}} = J \cdot L_{\text{eq}} = 0,0024 \cdot 11707 = 28,1 \text{ m.}$$

$$\text{On pose : } \Delta H_{\text{RT-P1 d}} = \Delta H_{\text{RT-P1}} = 28,1 \text{ m.}$$

Donc le cote piézométrique de Piquage 1 est :

$$C_{\text{P1}} = C_{\text{P1}} - \Delta H_{\text{RT-P1}}$$

$$C_{\text{P1}} = 286 - 28,1 = 257,9 \text{ m.}$$

$$C_{\text{P1}} = 257,9 \text{ m.}$$

Pour le tronçon II :

On a :

$$\Delta H_{\text{P1-RN d}} = J \cdot L_{\text{eq}} = 0,0024 \cdot 1207,5 = 2,898 \text{ m.}$$

$$\text{On pose : } \Delta H_{\text{P1-RN d}} = \Delta H_{\text{P1-RN}} = 2,898 \text{ m.}$$

$$\Delta H_{\text{P1-RN}} = 2,898 \text{ m.}$$

V.9.2.1. Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction réservoir tampon_ Piquage 1 :

Pour le tronçon I :

On a :

$$\Delta H / L = K' Q^\beta / D^m$$

Donc ;

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$, $\beta = 1,77$; $m = 4,774$.

Donc :

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 11707 \cdot (0,244^{1,77})}{28,1}} = 0,4987 \text{ m.}$$

$$D_c = 498,70 \text{ mm.}$$

Donc :

$$D_2 < D_{\text{cal}} < D_1$$

$$\text{Tel que : } D_1 = 512,8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Ø}630.$$

$$D_2 = 409,2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Ø}500.$$

L1, L2 ?

$$\text{On suppose que : } \Delta H_{\text{RT-P1}} = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' \cdot L_1 \cdot Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \cdot L_2 \cdot Q^\beta}{D_2^m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K' Q^\beta \cdot \left(\frac{L_1}{D_1^m} + \frac{L_2}{D_2^m} \right) = \Delta H_{\text{RT-P1}} \\ L_1 + L_2 = 10180 \text{ m, } L_2 = 10180 - L_1. \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad L_1 = 8531 \text{ m, et } L_2 = 1649 \text{ m.}$$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

$$V = \frac{4 * Q}{\Pi * D^2}$$

Avec :

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4,0,244}{\Pi \cdot 0,5128^2} = 1,18 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{4,0,244}{\Pi \cdot 0,4092^2} = 1,86 \text{ m/s.}$$

Pour le tronçon II :

On a :

$$\Delta H / L = K' Q^\beta / D^m$$

D'où :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : K' = 0,001052 , β = 1,77 ; m = 4,774.

Donc :

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 1207,5 \cdot (0,122^{1,77})}{2,898}} = 0,3274 \text{ m.}$$

$$\boxed{D_c = 385,7 \text{ mm.}}$$

Donc :

$$D_2 < D_{cal} < D_1$$

Tel que :

$$\begin{array}{l} D_1 = 409,2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Ø}500 \\ D_2 = 327,4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Ø}400 \end{array}$$

L1, L2 ?

$$\text{On suppose que: } \Delta H_{P1-RN} = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' \cdot L_1 \cdot Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \cdot L_2 \cdot Q^\beta}{D_2^m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K' Q^\beta \cdot \left(\frac{L_1}{D_1^m} + \frac{L_2}{D_2^m} \right) = \Delta H_{P1-RN} \quad \Rightarrow \quad L_1 = 760 \text{ m, et } L_2 = 290 \text{ m.} \\ L_1 + L_2 = 1050 \text{ m, } L_2 = 1050 - L_1. \end{array} \right.$$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

$$V = \frac{4 * Q}{\Pi * D^2}$$

Avec :

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4,0,122}{\Pi \cdot 0,4092^2} = 0,928 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{4,0,122}{\Pi \cdot 0,3274^2} = 1,45 \text{ m/s.}$$

Conclusion:

Le tronçon (réservoir tampon –P1) est composé de deux conduites de diamètre 630mm et 500mm sur des longueurs respectives égales à 8531 m et 1649 m, et le tronçon (P1–réservoir nouvel ville) est composé de deux conduites de diamètre 500mm et 400mm sur des longueurs respectives égales à 760 m et 290 m.

Pour le tronçon III et IV :

Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le point ou ponde(piquage 1) et le point le plus défavorable (éloignée) réservoir de centre ville :

$$H_d = C_{p1} - C_{TPRC}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{RT} : Côte piézométrique de p_1 (m).

C_{TPch} : Côte de trop plein de réservoir de centre ville(m).

$$\Delta H_d = 257,9 - 239 = 18,9 \text{ m.}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne :

$$\Sigma L_i = 1855 \text{ m.}$$

Détermination du gradient moyen et les charges disponibles :

$$J_{moy} = \Delta H_d / L_{eq}$$

$$J_{moy} = 18,9 / 2133,25 = 0,00886.$$

Pour le tronçon III :

On a : $\Delta H_{P1-P2d} = J \cdot L_e = 0,00886 \cdot 293,25 = 2,6 \text{ m.}$

On pose : $\Delta H_{P1-P2d} = \Delta H_{P1-P2} = 2,6 \text{ m.}$

Donc le cote piézométrique de Piquage 2 est :

$$C_{P2} = C_{p1} - \Delta H_{P1-P2}$$

$$C_{P2} = 257,9 - 2,60 = 255,30 \text{ m.}$$

$$C_{P2} = 255,30 \text{ m.}$$

Pour le tronçon IV :

On a :

$$\Delta H_{P2-RC} = J \cdot L_e = 0,00886 \cdot 1840 = 16,30 \text{ m.}$$

On pose : $\Delta H_{P2-RCd} = \Delta H_{P2-RC} = 16,30 \text{ m.}$

$$\Delta H_{P2-RC} = 16,30 \text{ m.}$$

V.9.2.2. Calcul le diamètre avantageux du tronçon de l'adduction Piquage1_ Réservoir du centre ville :

Pour le tronçon III :

On a : $\Delta H / L = K' Q^\beta / D^m$

D'où:
$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$, $\beta = 1,77$; $m = 4,774$.

Donc :

$$D_c = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 193,25 \cdot (0,122^{1,77})}{2,60}} = 0,2934 \text{ m.}$$

$$D_c = 293,40 \text{ mm.}$$

Donc :

$$D_2 < D_{cal} < D_1$$

Tel que : $D_1 = 327,4 \text{ mm} \implies \text{Ø}400$

$D_2 = 257,8 \text{ mm} \implies \text{Ø}315$

L1, L2 ?

On suppose que: $\Delta H_{P1-P2} = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' \cdot L_1 \cdot Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' \cdot L_2 \cdot Q^\beta}{D_2^m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} K' \cdot Q^\beta \cdot \left(\frac{L_1}{D_1^m} + \frac{L_2}{D_2^m} \right) = \Delta H_{P1-P2} \\ L_1 + L_2 = 1855 \text{ m, } L_2 = 1855 - L_1. \end{array} \right. \implies L_1 = 143 \text{ m, et } L_2 = 112 \text{ m.}$$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Avec :

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4 \cdot 0,122}{\pi \cdot 0,3274^2} = 1,45 \text{ m/s.}$$

$$V = \frac{4 \cdot 0,122}{\pi \cdot 0,2578^2} = 2,34 \text{ m/s.}$$

Pour le tronçon IV :

On a :

$$\Delta H / L = K' \cdot Q^\beta / D_m$$

D'où :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$, $\beta = 1,77$; $m = 4,774$.

Donc :

$$D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \cdot 1840 \cdot (0,0854^{1,77})}{16,3}} = 0,257 \text{ m.}$$

$$D_c = 257 \text{ mm.}$$

Donc : $D_{cal} = D_N$
 Tel que : $D = 257,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Ø}315$

La vitesse de l'eau dans les deux conduites successives est calculée comme suit

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

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

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4.0,0854}{\pi.0,2578^2} = 1,64 \text{ m/s.}$$

Conclusion:

Le tronçon (P1–P2) est composé de deux conduites de diamètre 400 mm et 315mm sur des longueurs respectives égales à 143 m et 112 m, et le tronçon (P2–réservoir centre ville) est composé d'une conduite de diamètre 315mm de longueur égale à 1600 m.

Les résultats trouvés pour détermination des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau (V.6) :

Tableau V.6 : Tableau donnant les diamètres normalisés de chaque tronçon :

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Diamètre (mm)	Longueur géométrique (m)	Vitesse (m/s)
I	2,44	10180	630	8531	1,18
			500	1649	1,45
II	1,22	1050	500	760	0,93
			400	290	1,45
III	1,22	255	400	143	1,45
			315	112	2,34
VI	85,4	1600	315	1600	1,64

Tableau V.7: Pressions pour différents points de l'adduction :

N° du point	Point	Côte piézométrique (m)	Côte terrain naturel (m)	Pression (m)
2	Réservoir projeté	286	280	6
3	Piquage 1	257,9	235,5	22,4
4	Réservoir nouvel ville	255	232	23
5	Piquage 2	255,3	235	20,3
6	Réservoir Centre ville	239	233	6

V.9.3. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau (V.8) :

Tableau V.8: Frais d'investissement des conduites gravitaires :

N° du tronçon	Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
I	630	17729,58	8531	151251047
	500	11724,7923	1649	19334182,5
II	500	11724,7923	760	8910842,148
	400	7516,5714	290	2179805,706
III	400	7516,5714	143	1074869,71
	315	4684,6215	112	524677,608
IV	315	4684,6215	1600	7495394,4
Investissement DA				190770819,1

V.10. Dimensionnement de l'adduction en refoulement :**a) Conduite d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcule le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via là l'équation de continuité $Q=V.S$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,293}{\pi \cdot 1,5}} = 0,499 \text{ m.}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre $D_{asp} = 600 \text{ mm}$.

Vérification conduite d'aspiration est de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité:

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,293}{\pi \cdot 0,6^2} = 1,04 \text{ m/s.}$$

$V_{asp} < 1,5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction.

b) Conduite de refoulement :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max \ j}}{t \cdot 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max, j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max, j} = 21069,9125 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{exp} = \frac{21069,9125}{20 \cdot 3600} = 0,293 \text{ m}^3/\text{s.}$$

On a au début :

- $L = 4000 \text{ m}$, $\varepsilon = 0,03$.

- $H_g = 50 \text{ m}$.

- $D = 0,541 \text{ m}$. (Bonnin).

Tableau V.9 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

Diamètre (mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ε/D	λ	Leq(m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	HMT(m)
350	0.293	3.045	2.857E-05	0.010	4600	60.443	50	110.443
400	0.293	2.332	2.500E-05	0.010	4600	30.311	50	80.311
450	0.293	1.842	2.222E-05	0.009	4600	16.493	50	66.493
500	0.293	1.492	2.000E-05	0.009	4600	9.571	50	59.571

Tableau V.10 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètres (mm)	Q(m ³ /s)	HMT (m.c.e)	Puissance (KW)	Prix uni (DA)	Conso Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
350	0.293	110.443	453.499	0.734	3310539.583	2429936.054
400	0.293	80.311	329.772	0.734	2407337.180	1766985.490
450	0.293	66.493	273.033	0.734	1993138.293	1462963.507
500	0.293	59.571	244.608	0.734	1785641.594	1310660.930

c) Calcul des frais d'investissements :**Tableau V.11** : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètres (mm)	Prix au m.L.de conduite (m) (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de conduite (DA)	Annuité (DA)	Investissements (DA)
350	6000	4000	24000000	0.089	2136000
400	6580	4000	26320000	0.089	2342480
450	7014	4000	28056000	0.089	2496984
500	8215	4000	32860000	0.089	2924540

d) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau V.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètres (mm)	Investissements (DA)	Exploitation (DA)	Totale (DA)
350	2136000	2429936.054	4565936.054
400	2342480	1766985.49	4109465.49
450	2496984	1462963.507	3959947.507
500	2924540	1310660.93	4235200.93

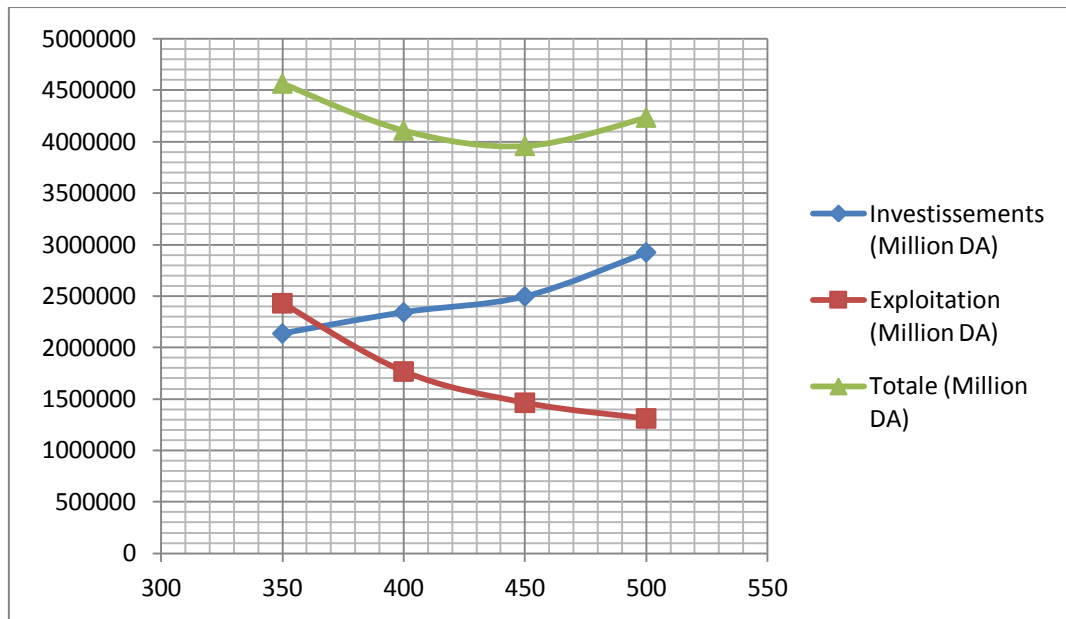


Figure V.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Remarque :

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est 450 mm.

c) Conduites entre les forages et station de pompage :

Il s'agit de refouler les eaux des forages (06 forages) vers le réservoir (bâche d'eau) au niveau de la station de pompage :

Tableau V.13 : les caractéristiques de tronçon entre les forages et station de pompage.

Tronçon	L(m)	ND(m)	Ctp RSP(m)	Hg(m)
F1 → RSP	78	186	235	49
F2 → RSP	634	179	235	56
F3 → RSP	595	191	235	44
F4 → RSP	691	184	235	51
F5 → RSP	958	176	235	59
F6 → RSP	1091	182	235	53

Le diamètre économique est calculé par la relation de Bonnin : $D = \sqrt{Q}$

Les résultats de calculs des différents diamètres économiques des tronçons sont présentés dans le tableau V.14 :

Tableau V.14: Détermination des diamètres économique .

tançons	Débit(m ³ /s)	D(m)	Dn(mm)	V(m/s)
F1 → RSP	0.035	0.187	200	1.11
F2 → RSP	0.034	0.184	200	1.08
F3 → RSP	0.037	0.192	200	1.18
F4 → RSP	0.032	0.179	200	1.02
F5 → RSP	0.035	0.187	200	1.11
F6 → RSP	0.031	0.176	200	0.99

c.1) Détermination les hauteurs manométriques entre les forages et le réservoir (RSP) au niveau de la station de pompage :

Tableau V.15: les hauteurs manométriques entre les forages et le réservoir (RSP) au niveau de la station de pompage.

tançons	débit	Dn(mm)	L(m)	Le(m)	$\Delta H_t(m)$	Hg(m)	HMT(m)
F1 → RSP	0.035	200	78	89,700	0,996	49	49,996
F2 → RSP	0.034	200	634	729,100	7,641	56	63,641
F3 → RSP	0.037	200	595	684,250	8,492	44	52,492
F4 → RSP	0.032	200	691	794,650	7,377	51	58,377
F5 → RSP	0.035	200	958	1101,700	12,235	59	71,235
F6 → RSP	0.031	200	1091	1254,650	10,931	53	63,931

Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons étudié une adduction mixte.

L'adduction est composée d'une partie gravitaire de 13,09 Km de longueur et de diamètre avantageux qui varie de 500mm à 315mm en PEHD et d'une partie de refoulement de 4000m avec un diamètre économique constant de 450 mm, ainsi elle contient un réservoir tampon reliant les deux parties refoulement et gravitaire.

Le dimensionnement de la conduite de refoulement a tenu compte des conditions technico-économiques et de la charge disponible pour les conduites gravitaires.

Chapitre VI :

Etude de la station de pompage

Introduction :

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté une station de pompage.

VI.1.Choix des pompes :

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

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 ;
- ✓ Etre fabriquée en série.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, le logiciel **CAPRARI** sera utilisé. Il permet de déterminer avec précision les caractéristiques des différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique demandée.

VI.2.Choix du nombre de pompe:

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;

- ✓ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ✓ La disponibilité, sur le marché national.

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. Refoulement : tronçon (Station SP - Réservoir Tampon RT) :

Dans notre projet, la station de pompage doit refouler un débit total journalier de $21069,9125 \text{ m}^3/\text{j}$ pendant 20 heures, donc un débit horaire $1053,496 \text{ m}^3/\text{h}$.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VI. 1 :

Tableau VI .1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^o d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1050	66,50	-	-	-	-	-	-
2	525	66,50	-	-	-	-	-	-
3	350	66,50	-	-	-	-	-	-
4	263,7	66,50	MEC-A3/100B	79,8	2920	1	258	6,58
5	210,96	66,50	MEC-A3/100C	79,6	2920	1	262	5,32

A partir du tableau (VI-1), on déduit que la variante de cinq (05) pompes donne les meilleures performances,(rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle et aussi (NPSH)_r).

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de cinq (05) en plus d'une (02) pompe de secours. Ces Set (07) pompes sont identiques de type **MEC-A3/100C**

Caractéristiques de la pompe	
Débit	219 m ³ /h
Hauteur de refoulement	67.7 m
Puissance absorbée	52.5 kW
Rendement	79.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	75.7 m
Orif. de refoulement	100 mm

Figure VI.1 : Les caractéristiques de la pompe.

VI.5. Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H-Q] , [P_{abs} - Q] , [\eta_p - Q] , [(NPSH)_r - Q]$$

Les courbes caractéristiques de la pompe MEC-A3/100C sont représentées dans la figure VI.2

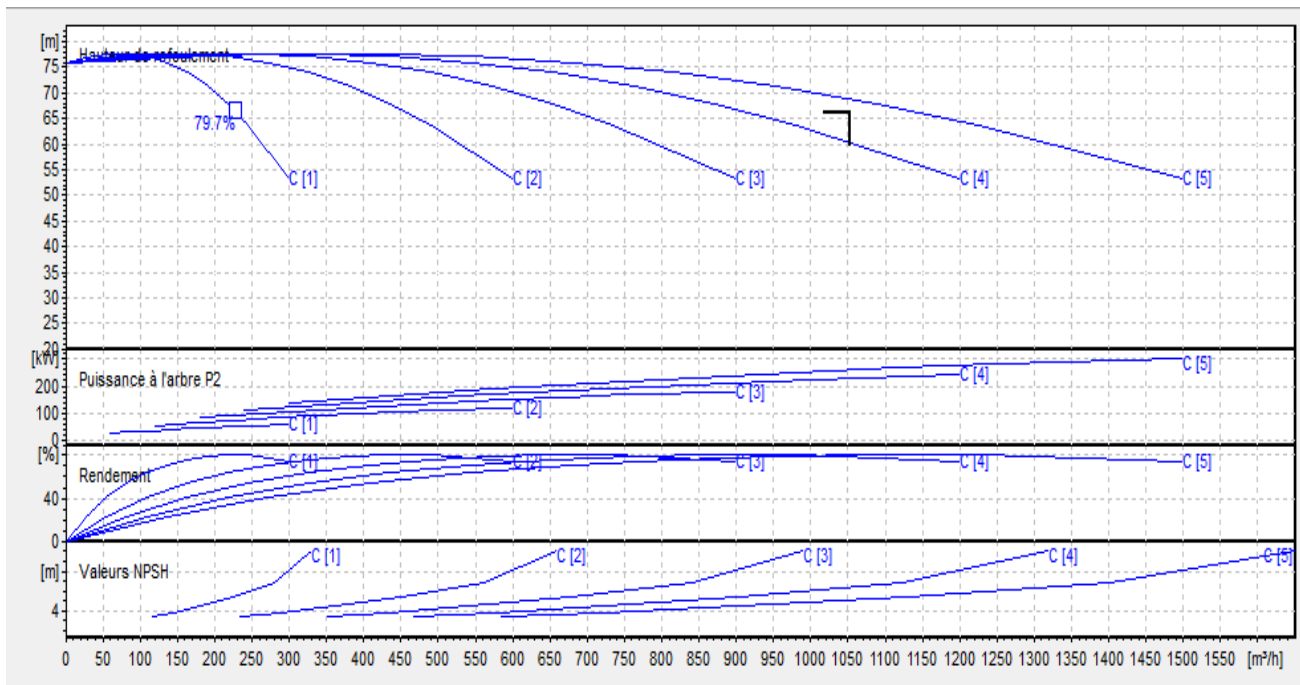


Figure VI.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.6. Point de fonctionnement:

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c=f(Q)$ sur le même graphique (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- ✓ Modification de la vitesse de rotation ;
- ✓ Modification du temps de pompage ;
- ✓ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

VI.6.1. Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (VI-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p$$

Avec :

Δh_p : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \dots \dots \dots (VI.2)$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

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

Tableau VI .2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-RT) :

N°	Q(m ³ /s)	5Q(m ³ /s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	λ	Δh_{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc(m)
1	0.01	0.05	50	4000	450	0.01129427	0.5062	0.557	50.557
2	0.015	0.075	50	4000	450	0.01129427	1.1390	1.253	51.253
3	0.02	0.1	50	4000	450	0.01129427	2.0250	2.227	52.227
4	0.025	0.125	50	4000	450	0.01129427	3.1640	3.480	53.480
5	0.03	0.15	50	4000	450	0.01129427	4.5562	5.012	55.012
6	0.035	0.175	50	4000	450	0.01129427	6.2015	6.822	56.822
7	0.04	0.2	50	4000	450	0.01129427	8.0999	8.910	58.910
8	0.045	0.225	50	4000	450	0.01129427	10.2514	11.277	61.277
9	0.05	0.25	50	4000	450	0.01129427	12.6560	13.922	63.922
10	0.055	0.275	50	4000	450	0.01129427	15.3138	16.845	66.845
11	0.06	0.3	50	4000	450	0.01129427	18.2247	20.047	70.047
12	0.065	0.325	50	4000	450	0.01129427	21.3887	23.528	73.528
13	0.07	0.35	50	4000	450	0.01129427	24.8058	27.286	77.286

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (VI-2).

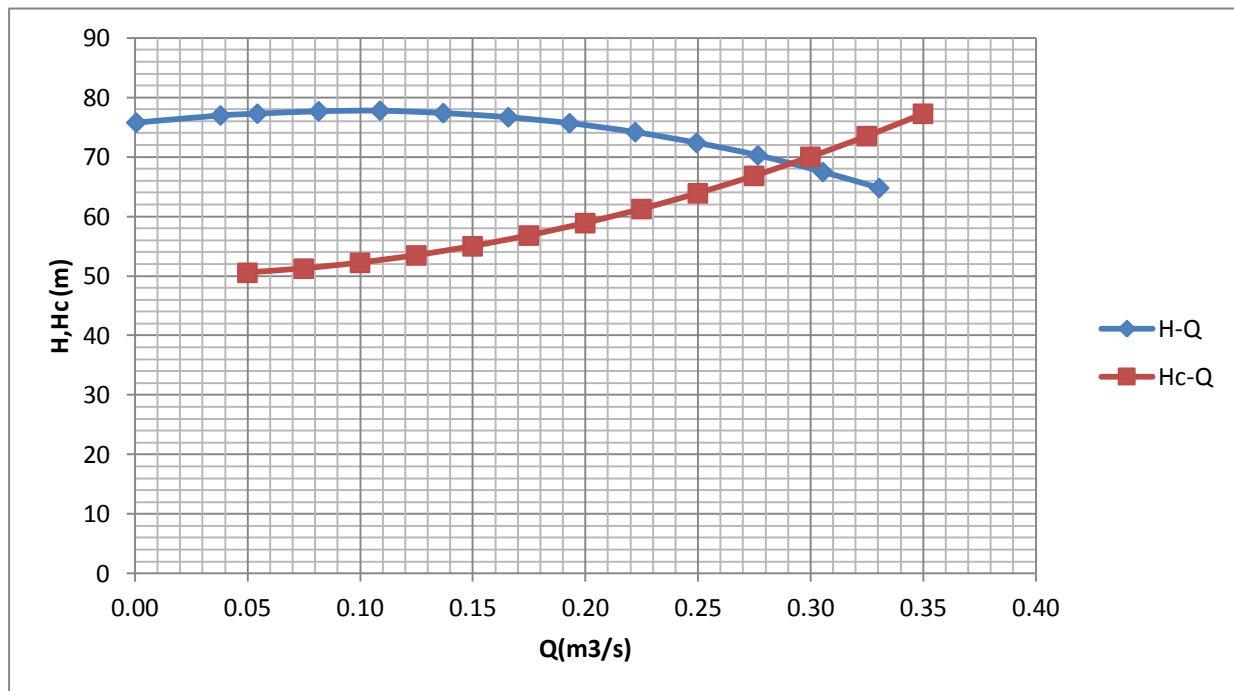


Figure IV.3 : Point de fonctionnement des pompes de la Station SP.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 292 \text{ l/s} < Q_{app} = 293 \text{ l/s} . \\ H_{pf} = 68 \text{ m} > H_{app} = 66,5 \text{ m} . \end{cases}$$

Conclusion : le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%) ; par conséquent les réglages n'est nécessaire.

VI.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants[3] :

A) Débit disponible > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un les 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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots(VI.3)$$

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

$\eta_{av, van}^{inst}$: 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 :

$$h_v = H_c' - H_{app}$$

H_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique.

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \dots\dots\dots(VI.4).$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots(VI.5).$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Rendement de rognage :

$$R = (1-m) \times 100 \dots\dots\dots(VI.6)$$

R : rendement de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots(VI.7).$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

✓ 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots(VI.8).$$

t : temps en heure prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour;

t' : nouveau en heure temps de fonctionnement de la station de pompage par jour;

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.8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :**VI.8.1. Équipements en amont de la pompe :**

- **Conduite d'aspiration :**

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

- **Joints :**

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

VI.8.2. Équipements en aval de la pompe :

- **Divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- **Clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- **Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- **Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- **Vanne papillon :**

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ **Conduite de refoulement :**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduite est égale à 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$) ... (3)

➤ **Conduite de refoulement :**

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

➤ **Le by-pass :**

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau. Mais dans notre cas le by-pass se trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ **Soupage de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

VI.9) Etude de la cavitation :

Il existe pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, une hauteur limite d'aspiration en deçus de laquelle il convient toujours de se tenir. Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSHd disponible.

$$(NPSH_d) > (NPSH_r)$$

Sachant que notre station de pompage fonctionne en aspiration on a :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \left(+h_{ca}^{ad} + \sum h_{p_{asp}} + \frac{v^2}{2g} \right) = (NPSH)_r + 0.1$$

$$h_{ca}^{ad} = -(NPSH)_r - 0.1 + \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{v^2}{2g} - \sum h_{p_{asp}}$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement d'après la figure VI.2 égal à 5,32 m.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau VI.3).

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. VI.4).

Tableau. VI.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau VI.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 216 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\omega} = 10,105$ m.

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{Pv}{\omega} = 0,24$.

$$\sum h_{asp} = \frac{k' \times L \times Q^{\beta}}{D^m} = \frac{0,00179 \times 10 \times 0,293^2}{0,5^{5,3}} = 0,061 \text{ m.}$$

$V_{asp} = 1,49$ m/s.

Alor :

$$h_a^{ad} = -5,32 - 0,1 + 10,105 - 0,24 - 0,113 - 0,061 = 4,271 \text{ m.}$$

VI.10. 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 aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

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

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.

• Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\Rightarrow \nabla_{min} = 232$ m.

• La côte de l'axe de la pompe $\Rightarrow \nabla_{axe} = 232 + 4,271 + 0,2 = 236,471$ m.

VI.11. Choix du moteur électrique :

VI.11.1. Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

VI.11.2. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 2920 \text{ tr/min}$.

VI.11.3. Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * H_{MT} * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \dots\dots\dots(VI.9)$$

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

H_{MT} : hauteur manométrique totale ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$, on prend : $\eta_m = 95 \%$.

K : coefficient correcteur de puissance du moteur, est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau VI.5: Coefficient de correction en fonction de la puissance de la pompe :

P_{abs}	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Pour $P = 75 \text{ KW}$; $K = 1,19$.

$$P = \frac{9810 * 0,293 * 68 * 1,19}{0,796 * 0,93 * 0,95} = 330729,46 \text{ w.}$$

P=330,73 kw.

VI.12. Caractéristiques du moteur :

- ✓ Fréquence: 50HZ.
- ✓ Tension nominale: 400V.
- ✓ Vitesse nominale: 2950 tr/min.
- ✓ Nombre de pôles: 2.
- ✓ Puissance nominale P2: 75 kw.
- ✓ Classe d'isolement: F.
- ✓ Degré de protection: IP 55.

VI.13. Choix des pompes des forages :

On a opté pour le choix des pompes immergées de marque **CAPRRARI** :

Tableau VI.6 : Caractéristiques des pompes immergées des forages .

Forage	Débit (m ³ /h)	Hg(m)	HMT (m)	TYPE DE POMPE	n%	P(KW/h)	v(tr/min)	FR(HZ)
F(01)	126	49	49,996	E9S55	78,2	23,8	2900	50
F(02)	122,4	56	63,641	E8S64	78,4	27,5	2900	50
F(03)	133,2	44	52,492	E12S50	73,8	27,4	2900	50
F(04)	115,2	51	58,377	E8S64	77,6	23,6	2900	50
F(05)	126	59	71,235	E9S55	78,4	32,9	2900	50
F(06)	111,6	53	63,931	E9S55	78,7	28,9	2900	50

IV.14. Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment.
- ✓ Partie souterraine.
- ✓ Partie supérieur (salle des machines, salle annexe.)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

IV.14.1. choix du bâtiment :

Tableau. VI.7 : Choix du type de bâtiment :

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a :

-Debit $Q=0.293 \text{ m}^3/\text{s} < 2 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Hauteur admissible à l'aspiration (m) = 4,271 m > 0.

-variation du plan d'eau de la bache (m) = (1-3).

donc un bâtiment de type Bâche sèche.

VI.15. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

a)Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(VI.10)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots(VI.11)$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = T + S$.

A.N : $H_p = 250 + 210 \Rightarrow H_p = 460 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_5 = 0,460 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,26 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,3 \text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3 \text{ m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_b = 1,26 + 2,3 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,16 \text{ m}$.

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5 \text{ m}$** .

b) Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \dots\dots\dots(V.12)$$

n: nombre de pompes, n = 7 (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

A.N : $L = 1677\text{mm} \Rightarrow L = 1,677 \text{ m}$. $L = 7 \times 1,677 \Rightarrow L = 11,739 \text{ m}$.

Lint : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{int} = 1,0 \text{ m}$.

Lpf: longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3 \text{ m}$.

L₁ : distance entre mur et premier organe de la pompe, $L_1 = 0,5\text{m}$;

A.N : $L_b = 11,739 + 6 \times 1 + 3 + 2 \times 0,5 \Rightarrow L_b = 21,739 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **22 m**.

c) Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s + L_p + L_r \dots\dots\dots (VI.13)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l₁ : distance entre mur et premier organe de la pompe,

$$l_1 = 0,3 + D_a = 0,3 + 1,2 \times d_a = 0,3 + 1,2 \times 0,125 = 0,45 \text{ m}.$$

l₂ = distance entre mur et dernière organe de la pompe,

$$l_2 = 0,3 + D_r = 0,3 + 1,4 \times d_r = 0,3 + 1,4 \times 100 = 0,44 \text{ m}.$$

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 3 \text{ m}$.

l₃ : longueur des accessoires d'aspiration,

l₄ : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Où :

l_p: longueur de la pompe, $l_p = 0,680 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 0,44 \Rightarrow l_{tr} = 0,88 \text{ m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tr} = 2 \times D_a$.

A.N : $l_{tr} = 2 \times 0,45 \Rightarrow l_{tr} = 0,90 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4)(D_a-d_a) = 3.5 \times (150-125) = 3.5 \times 0,025 = 0,0875\text{m}$.

l_{div} : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4)(D_r-d_r) = 3.5 \times (140- 100) = 3,5 \times 0,04 = 0,14 \text{ m}$.

A.N: $l_3 + l_4 = 0,680 + 0,88 + 0,90 + 0,0875 + 0,14 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2,6875 \text{ m}$.

A.N: $l_b = 0,45 + 0,44 + 2,6875 + 4 \times 0,2 + 3 + 3 \Rightarrow l_b = 10,3775 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **12 m**.

d) Dimensions des portes :

✓ porte principale : **3×3**.

✓ porte secondaire : **2,5×1,6**.

e) Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,15 * 22 * 5,5 = 18,15 \text{ m}^2 \implies \sum S_f = 18,15 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(\text{IV15})$$

S_f : surface d'une seule fenêtre, **Sf = (1,5 * 1.2) ;**

A.N : $n = \frac{18,15}{1,2 * 2,2} = 10,08 \implies n = 10.$

f) Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : **17cm ;**
- ✓ largeur : **30 cm ;**
- ✓ pente : **1/1,75.**

Tableau VI.8: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP) :

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
22	12	5,5	0,2	1,5*1,2	2,5*1,6	3*3

Conclusion

On a opté pour des pompes centrifuge à axe horizontale type CAPRARI pour la station de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer leurs bon fonctionnement tout en tenant compte de l'effet de la cavitation. Nous sommes donc contraints de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Chapitre VII :
protection des conduites contre le
coup de bélier et la corrosion

Introduction :

La protection contre le régime transitoire et la corrosion doit être effectuée pour les Canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en fonte et PEHD mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

VI.1.. Protection des conduites contre le coup de bélier :

VI.1.1. Définition :

Le **coup de bélier** est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connue.

VII.1.2. Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants:

VII.1.2.1. Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

VI.1.2.2. Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VII.1.2.3. Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

VII.1.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression.
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s.
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente.
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation.
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée le réservoir d'air.

- Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.

VII.1.3.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie 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.

VII.1.3.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils sont intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger.

VII.1.3.3. Les 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 de pompage et raccordée au refoulement.

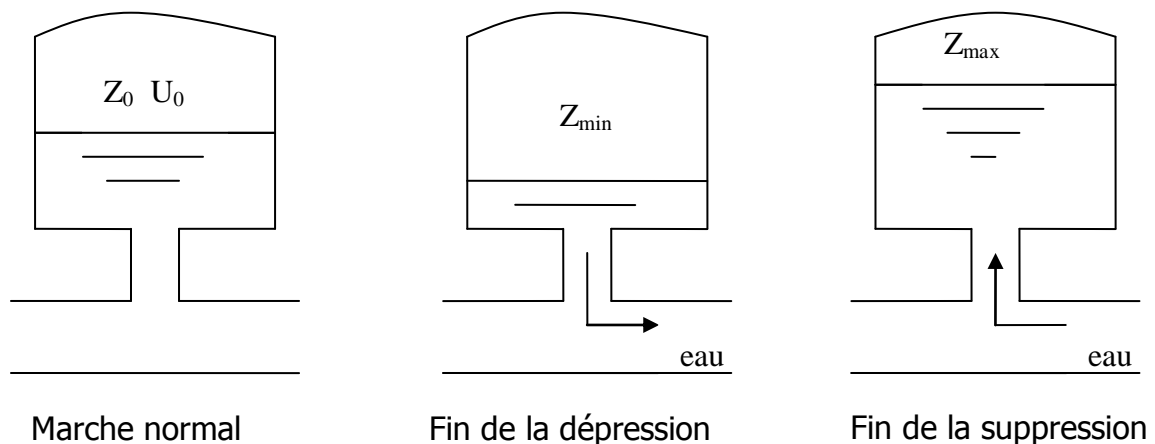


Figure : VI.1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VII.1.3.4. Les cheminées 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 mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

VII.1.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

VII.1.4.1. Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{c}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

VII.1.4.2. Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche .l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ C'est-à-dire à $\frac{2L}{c}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

VII.1.4.3. Phase03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{c}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

VII.1.4.4. Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{c}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{c}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.
La période du mouvement est donc.

VII.1.5. Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s) \tag{VII.1}$$

Où:

c : célérité d'onde.

A: constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B: constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VII.1: coefficient k pour divers matériaux:

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83	500

VII.1.6. Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

a) Cas de la fermeture brusque :

T : inférieur à $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (VII.2)$$

Où:

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

b) Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à

un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (m) \quad (VII-3)$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de **MECHAUD** n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (VII.4)$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad (m) \quad (VII.5)$$

VII.1.7. Méthodes de calcul du réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

a-Méthode de VIBERT

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

b-Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations

c-Méthode de PEUCH et MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tel que :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VII.6)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \quad (VII.7)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (VII.8)$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H₀ : pression statique absolue = Hg+10 (m).

H_{abs} : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \quad (m). \quad (VII-9)$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

U₀ : volume d'air initial (m³).

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U₀ sera ainsi déterminé.

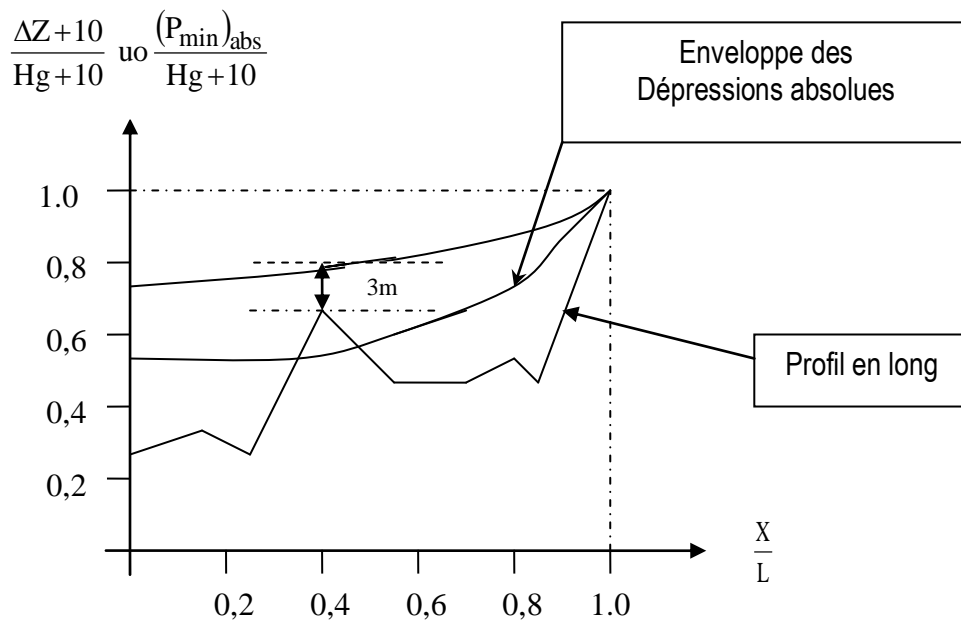


Figure VI.2 profil en long d'une conduite.

VI.7. Calcul du volume de réservoir d'air :(partie refoulement)

VI.7.1. Calcul pour le SP –réservoir tampon :

Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite:

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	L _{ref} (m)	e (mm)	H _g (m)	HMT (m)
0,293	450	1,48	4000	7.2	50	66,5

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{450}{7.2}}} = 1072,70 \text{ m/s}$$

On a: HMT = 66,50 m

H_g = 50 m .

T_q: la hauteur de refoulement absolu H_{abs} = HMT + 10

H_{abs} = 76,50 m

H₀ : pression minimal, H₀ = H_g + 10 = 60 m

A.N : K=0,275 A=3,36

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=3,36 et K=0,275 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,2 A=4) .

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10} \text{ ou } \frac{(P_{\min})_{\text{abs}}}{H_g + 10}$$

Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolu

Côte z(m)	Longueur	$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	x/L
236	0	0.17	0.00
244	270	0.3	0.07
247	670	0.35	0.17
251.5	1070	0.425	0.27
255	1470	0.48	0.37
267	1870	0.68	0.47
268.3	2270	0.705	0.57
271	2670	0.75	0.67
275	3070	0.82	0.77
277.5	3470	0.86	0.87
277.8	3840	0.86	0.96
286	4000	1.00	1.00

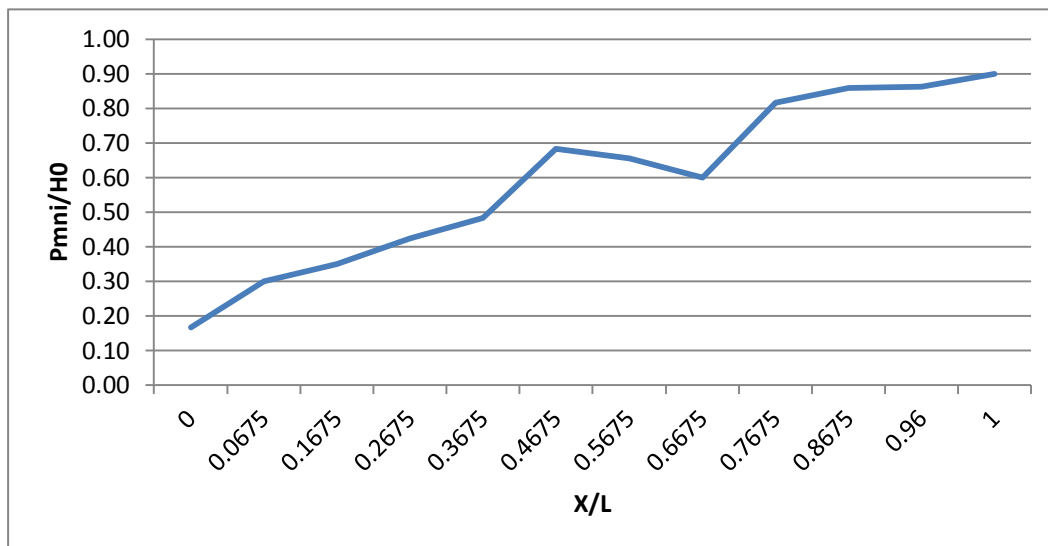


Figure VI.3 : Profil en long absolu (Sp –RT)

Après la superposition avec des abaques en annexe (II) , nous optons pour un valeurs on prend une valeur B= 0,6.

Cette valeur nous permet de calculer le volume d’air comprimé U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (VII.10)$$

A.N :

$$U_0 = 4,60m^3$$

Le plus grand volume d’air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,53 \quad \Rightarrow \quad P_{min} = 0,53 * 60 = 31,8 \text{ m.}$$

Chapitre VII : protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{\min} U_{\max}^{1,2} = H_{\text{abs}} U_0^{1,2} \quad (\text{VII.11})$$

$$U_{\max} = U_0 \left(\frac{H_{\text{abs}}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{\max} = 9,55 \text{ m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 % ; $V = 11,47 \text{ m}^3$

Selon la brochure de Hydrofort ,nous optons un réservoir d'air de volume 12000 L.

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans la suivant :

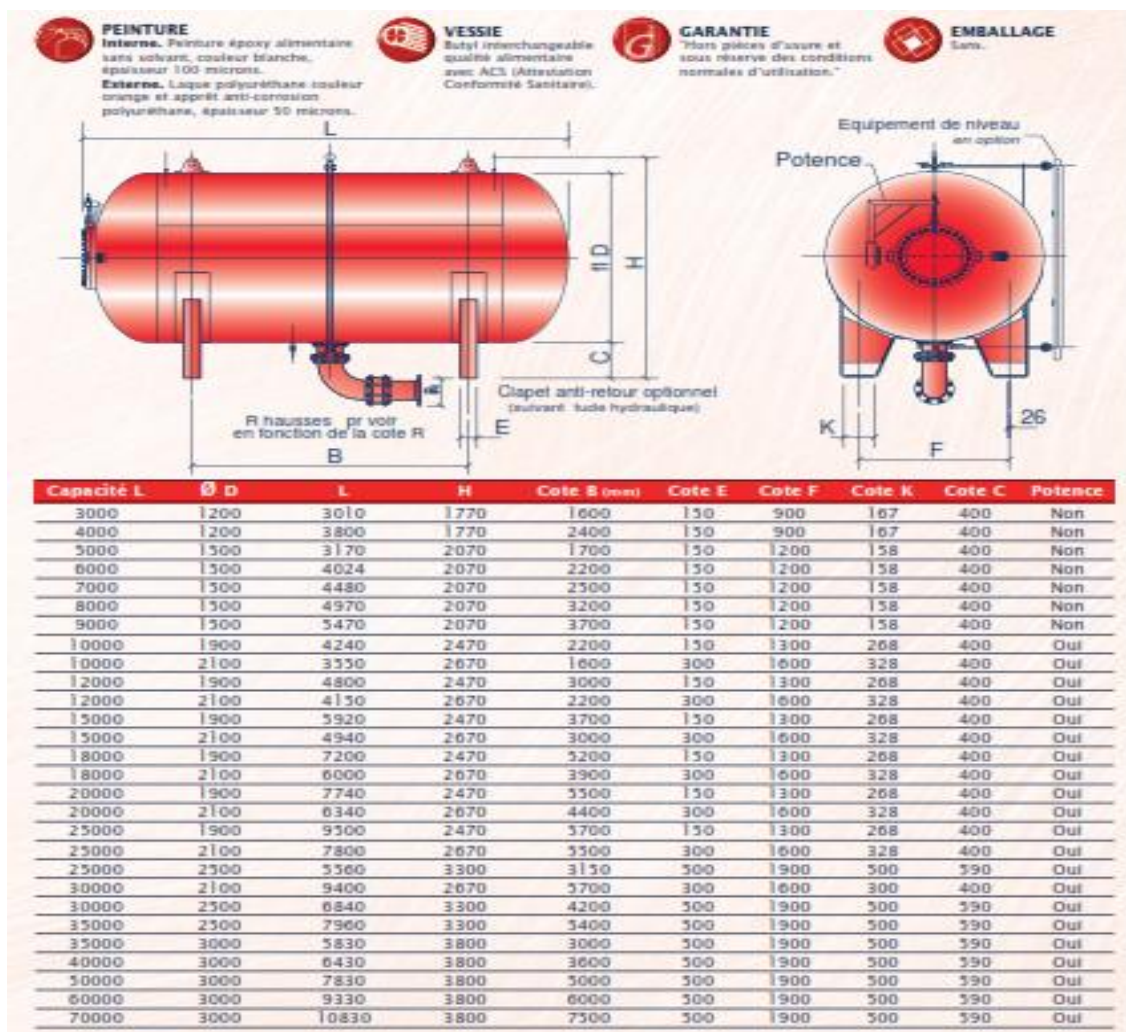


figure VII.5 : L'encombrement du réservoir d'air

VI.1.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

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.

Calcul pour le tronçon : Réservoir tampon-P1 .

Notre conduite gravitaire de longueur L= 10180 m, elle a un diamètre Dc= 498,70mm. Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de tampon et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

Application

Tableau VI.6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	V ₀ (m/s)
R.tampon-p1	498,70	45,4	10180	1,25

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VII.14 pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad \text{(VII.14)}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³ ;

E_m : module de Young du matériau de la conduite, E_m=1*10⁹ (PEHD)

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal ;

ν_m: coefficient de poisson du matériau, ν_m=0,46 (PEHD)

ν_s: coefficient de poisson du sol entourant la conduite, ν_s=0.33 ;

e_m : Epaisseur de la conduite (m), e_m=0.0454m;

a : rayon intérieur de la conduite 0.2493m ;

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 * 2 * 0,2493 * (1 - 0,46^2) * (1 - 0,33)}{(1 - 0,46^2) * 0,2493 * 2 * 10^8 + 10^9 * 0,0454 * (1 - 0,33)}}} = 485,72m / s$$

Et donc : $b = \frac{cV_0}{g} = 61,89 m$

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (\text{VII.15})$$

A.N $tr = \frac{2 \times 10180}{485,72} = 41,917$ secondes

- Si $t' \leq \frac{2L}{c}$ le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :
 $b = \frac{CV}{g}$

- Si $t' > \frac{2L}{c}$ le coup de bélier est moins important et a pour valeur(en mètre d'eau) :

$$b = \frac{2LV}{gt'}$$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times v_0}{g \times t'} \quad (\text{VII.16})$$

Avec :

L= 10180 m.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 5 minutes (300 sec)

On trouve : $b = 8,65$ m.

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

VII.2. Protection des conduites contre la corrosion :

VII.2.1. Définition :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

VII.2.2. Facteurs de la corrosion :

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- **Les eaux distribuées** : les eaux ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes
- **le pH de l'eau** dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO_2 et le H_2S , nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau à un effet corrosif

vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

➤ **température** : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.

➤ **nature du sol** : la détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.

➤ **La vitesse de l'eau** : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

VII.2.3.Moyens de lutte contre la corrosion externe :

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

a)- Protection des conduites avec revêtement bitumeux :

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ✓ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2.5 mm et 3mm
- ✓ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm.
- ✓ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.

Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

Remarque :

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

b)- Protection cathodique :

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0,85 volt pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) ; cette méthode peut se faire de deux façons :

1. soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
2. soit à constituer avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

Il existe deux cas de protection cathodique :

- **Protection cathodique par anode réactive** : ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, zinc ou magnésium, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

- **Protection cathodique par soutirage de courant** : c'est le deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par deux vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite. le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

VIII.3. Protection des conduites contre la corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soin

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP), un réservoir d'air d'une capacité respective 12000 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Chapitre VIII :

pose des conduites

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VIII. Pose de canalisation :**VIII.1. Principe de pose de canalisations :**

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes :

1-Réalisation des fouilles :**a-Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule :

$$B = D + 2 \times e$$

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{m})$$

$$\text{Si } DN > 400 : \quad B = D + (2 \times 0,50) \quad (\text{m})$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

b-La profondeur de la tranchée :

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

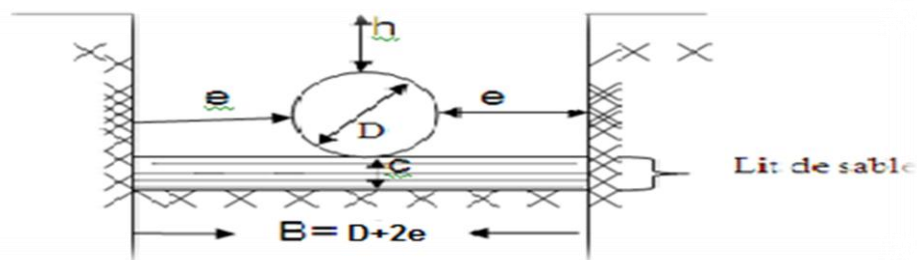


Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée.

2. Aménagement du lit de pose :

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Ce lit est constitué :

- de gravier, dans les terres ordinaires ;
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- pour des terrains peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.
- Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

3. Préparation à la canalisation :

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

4. La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;

Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;

- Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

5. Epreuve des joints et canalisation principale :

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

- La pression à exercer est en général égale à une fois et demie la pression à laquelle sera soumise réellement la canalisation.
- Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn.
- La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0,2 bars. Cette tolérance étant portée à 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale

6. Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée dont sa largeur doit être suffisante d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté, elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place, la profondeur normale de la tranchée est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs et de la mettre à l'abri du gel.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau 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 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VII.1.3. Pose de canalisation en galerie : [1]

La pose des conduites en galerie présente double avantages 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 de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

VIII.1.4. Pose de canalisation en pente :

Quand la pente dépasse une certaine limite, 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.

La pose en pente d'une canalisation peut être faite de deux façons :

- En réalisant des massifs en biton pour chaque tuyau ;
- En réalisant un massif en biton en tête de tronçon verrouillé.

VIII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant : [1]

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

VIII.1.6. Traversée d'une rivière :[1]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout- venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

VIII.1.7. Traversée de route :

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

VIII.1.8. Passage de ponts :

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- ✓ Le support âge ;
- ✓ L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- ✓ L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- ✓ La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- ✓ Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- ✓ Canalisation indépendante de l'ouvrage.

VIII.1.9. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée) :

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

VIII.2. Butée et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboitement des joints

VIII.3. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

VIII.3.1. Robinets vannes :

On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, on les place à la sortie de la conduite de départ, chaque (500m) si la longueur de la conduite est très longue.

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

a) Robinets-vanne à opercule :

Ce Sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable Comparé à celui des vannes papillon.

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 VIII.2 : Robinet vanne à opercule (source <http://www.stema-international.com>)

b) Vanne papillon:

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. 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.3 : Robinets vanne papillon (source <http://www.zdvalve.en.alibaba.com>)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

-Des robinets vannes 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 vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.3.2. 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.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



Figure VIII.4 : Clapet anti-retour (source <http://www.stema-international.com>)

VIII.3.3. 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 et coups de bélier.

La ventouse évacue l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une **bulle rétrécissant le diamètre** de passage de l'eau.

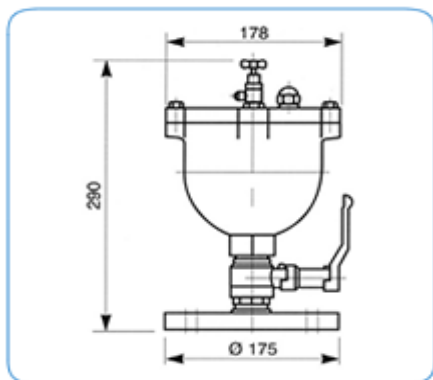
Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'un réseau.

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.

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

Ventouse Simple Fonction**Ventouse Automatique Simple Fonction****Fonction**

Dégazage permanent de l'air des conduites en service sous pression.

Limites d'utilisation :

- Pression maxi de service : 25 bars
- Pression mini de service : 0,3 bars
- Température maxi de service : 90°C

Raccordement

- Par taraudage femelle 1" Gaz
- Par bride DN 40-60 PN 10-16-25-40

Poids

- Ventouse seule : 4 Kg
- Avec bride : 5 Kg

Matériaux

Fonte et acier inox.

Ventouse a double Fonction**Ventouse Automatique double Fonction**

- Dégazage automatique de l'air en service sous pression.
- Entrée d'air à grand débit pour la vidange de la canalisation.

Limites d'utilisation

- Pression maxi de service : 25 bars
- Température maxi de service : 80°C
- Etanchéité maximum à très faible pression

Raccordement

Par bride DN 40-60-80-100-150-200-250 PN 10-16-25-40

Matériaux

Fonte et acier inox

Figure VI11.5 : Ventouses automatiques (source www.holam.org)

Remarque :

Les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

VII.3.4. By-pass : [1]

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.

Dans notre cas, les by pass 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.

VII.3.5. Crépines :

La crépine évite l'entrée des 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.

VII.3.6. 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 utilisés dans notre cas sont :

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint Gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

VII.3.7. Organes de mesure : [1]**a) Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le 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

La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) **Mesure de pression :**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression 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.

VIII.3.8. Organes de raccordement : [1]

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.

a) **Coude :**

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, 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°),

$\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

b) **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.

c) **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 :

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le bon fonctionnement du réseau, rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

Conclusion générale

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville de Sidi Khaled Wilaya de Biskra . Nous avons procédé à une étude d'un projet d'adduction des eaux potables du champ captage de Nifidha vers la ville.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette ville, et collecté les données nécessaires, qui nous permettent de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert des eaux du champ captage Nifidha. Par la suite on a étudié la situation du champ de captage et calculer le volume de production journalière des forages. aussi on a fait l'étude de tracé et le dimensionnement du réseau d'adduction en utilisant comme matériau la fonte ductile et PEHD car a plusieurs avantages selon le terrain et type d'écoulement .Après cela on a projeté un réservoir(bâche d'eau) pour accumuler les eaux des forages au niveau de la station de pompage et un réservoir tampon pour transformer l'écoulement en refoulement à un écoulement gravitaire. Ainsi que le choix du nombre et type des pompes utilisé au niveau de la station de pompage et au niveau des forages, par la suite on est passé à l'étude du phénomène du coup de bélier en déterminant le volume du réservoir d'air on a fait des vannes spéciales pour lutter contre ce phénomène.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et on souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la ville Sidi Khaled Wilaya de Biskra .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

[1] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année p.11, 27, 29,72, 78, 140.

[2] : **ERIC DROUART et MICHEL VOUILLAMOZ**«Alimentation en eau des populations menacées», édition Hermann 1999.

[3] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977. p26, 43,54.

[4] : exercices de mécanique de fluide Michle Morele tome 2.

[5] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I.P.205, 206, 207.

*Mémoires de fin d'étude Etude de L'adduction en eau potable de la ville Tissemsilt est des localisé environnantes a partir du barrage de Kodiel Rosfa Tronçon Norod-Sud .

*Mémoires de fin d'étude Etude De Transfert Des Eaux Du Champ De Captage De Chebli Vers Boufarik .

Catalogue :

CAPRARI.

Catalogue de CHIALI.

Webographie :

www.memoireonline.com

<http://www.stenational.com>.

<http://www.zdvalve.en.alibaba.com>.

ANNEXE I : Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile.

Diamètre Fonte en (mm)	prix de ml (DA)
80	1450
100	1700
150	2050
200	2812
250	4150
300	5250
350	6000
400	6580
450	7014
500	8215

La rugosité =0.03mm.

ANNEXE II :

