

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable de la localité d'Ahnif sud a partir du barrage Tilesdit (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-12

APA Citation (APA توثيق):

Ais, Akli (2012). Adduction en eau potable de la localité d'Ahnif sud a partir du barrage Tilesdit (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Adbelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA LOCALITE
D'AHNIF SUD (W.BOUIRA) A PARTIR DU BARRAGE
TILESDIT**

Présenté par :

M^r : AIS Akli

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r : B.SALAH	Professeur	Président
M^r : M.S BENHAFID	M A.A	Examineur
M^{me} : W.MOKRANE	M A.A	Examinatrice
M^r : A.HACHEMI	M A.A	Examineur
M^r : M.BOUZIANE	M A.B	Examineur
M^r : Y.DERNOUNI	M A.A	Promoteur

Septembre 2012

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier vivement tout d'abord mon promoteur monsieur

DERNOUNI YUCEF pour tous les efforts, l'aide, disponibilité, soutien et les

encouragements qu'il a montré tout au long de la réalisation de ce travail.

Je remercie aussi mes enseignants pour leurs conseils.

Je remercie aussi le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de

juger ce modeste travail.

Je tiens aussi à remercier tout mes amis ainsi tous les étudiants de cette

promotion pour la sympathie et la bonne ambiance.

AIS AKLI

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents, qui m'ont soutenu pendant toutes mes études, en

témoignage d'affection et de profonde reconnaissance envers eux,

A mes frères et sœurs.

A ma nièce NAOUAL.

A mon oncle MHAMED qui ma beaucoup encourage durant toutes mes études.

A tous les étudiants de l'ENSH.

AIS AKLI

المخلص:

نصادف القنوات تحت الضغط في انابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان. بعد تقديم مدينة أحنيف و تقدير حاجيات السكان للمياه حتى سنة 2040, اختبرنا شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي الحاجيات المستقبلية من المياه. يتطلب مشروع النقل انجاز محطات الضخ, لذا درسنا محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه. بعد ذلك تطرقنا إلى حماية أنابيب الدفع خاصة , من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية , وأخيرا طريقة انجاز المشروع و فالتخم الإمكانيات المسخرة منها.

Résumé:

Les conduites en charge se rencontrent, tant en adduction gravitaire ou par refoulement qu'en distribution à partir d'un réservoir.

Après la présentation de la ville d'AHNIF et l'estimation des besoins en eau de la population jusqu'à l'année 2040, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction du point de vue technico-économique. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

Le transfert nécessite la projection des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction. Nous nous passerons, par la suite, à la protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier, En fin, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Obstruct:

The load pipes meet together, so much in gravitary adduction or by repression that in distribution from the reservoir.

We will examine, after the presentation of the town of AHNIF and the estimation of people's needs of water until the year of 2040, the conditions which will be established our adduction from a technical and economic point of view. A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing stores.

The transfer requires the projection of the pumping plants, their conditions of establishments of retake plants of the adduction chain. We will tackle thereafter a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer, finally, we will tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA LOCALITE

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Climatologie.....	2
I.2.1.les précipitations.....	2
I.2.2.les températures.....	3
I.3.les sols.....	3
I.4.Paysage géographique.....	3
I.5.Population.....	5
I.6. Situation hydraulique.....	7
I.7. Situation hydraulique actuelle.....	7
I.8. Hydrographie.....	7
Conclusion.....	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	9
II.1. Choix de la dotation.....	9
II.2. Catégorie des besoins en eau.....	9
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	10
II.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	14
II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	15
II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$).....	15
II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	16
II.6. Etude de variations des débits horaire.....	17
II.6.1. Consommation maximale horaire.....	17
II.6.2. Consommation minimale horaire.....	18
II.7. Calcul de déficit de consommation.....	21
Conclusion.....	21

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction.....	22
III.1. Types d'adduction.....	22
III.2. Choix du tracé.....	22
III.3. Choix du type de conduites.....	23
III.4. Etude de l'adduction.....	25
III.4.1. Etude des variantes.....	25
III.4.2. Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes.....	29
III.4.2.1. Méthode de calcul.....	29
III.4.2.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	33

III.4.2.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement	36
III.4.2.3.1. Détermination des diamètres économiques pour la Variante N°1	36
III.4.2.3.2. Détermination des diamètres économiques pour la Variante N°02	41
III.4.2.4. Bilan total des frais de l'adduction	47
Conclusion	48

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction	49
IV.1. Définition	49
IV.2. Classification des réservoirs	49
IV.3. Fonctionnement d'un réservoir.....	50
IV.4. Emplacement des réservoirs	50
IV.5. Equipement des réservoirs.....	51
IV.6. Entretien des réservoirs	52
IV.7. Dispositifs de sécurité	52
IV.8. Capacités des réservoirs	52
IV.8.1. Méthode analytique	53
IV.8.2. Méthode graphique	53
IV.8.3. Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage	54
IV.8.4. Dimensionnement du réservoir tampon :.....	55
IV.8.5. Dimensionnement du réservoir terminal :.....	56
IV.9. Dimensions des réservoirs	58
Conclusion	60

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction.....	61
V.1. Situation des ouvrages	61
V.2. Choix du type de pompe	61
V.3. Les modes de couplage des pompes	61
V.4. Choix du nombre de pompes	62
V.4.1. Refoulement SP1–bâche de la SP2	62
V.4.2. Refoulement SP2–réservoir tampon d'ighil nath rayou.....	62
V.5. Courbes caractéristiques des pompes	63
V. 6. Point de fonctionnement.....	66
V.6.1. Refoulement SP1–bâche de la SP2	67
V.6.2. Refoulement SP2–réservoir tampon d'ighil nath rayou.....	68
V.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	69
V.7.1. Refoulement : SP1 - Bâche SP2	71
V.7.2. Refoulement : SP2 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou.....	72
V.8. Etude de la cavitation	73
V.9. Choix du moteur électrique	77
Conclusion	77

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

Introduction	78
--------------------	----

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	78
VI.1.1. Causes du coup de bélier	78
VI.1.2. Conséquences du coup de bélier	78
VI.1.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	79
VI.1.4. Calcul des réservoirs d'air	80
VI.1.4.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT	80
VI.1.4.2. Encombrement du réservoir d'air	83
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion	85
VI.2.1. Facteurs de la corrosion	85
VI.2.2. Protection contre la corrosion de conduites de en fonte ductile	86
VI.2.3. Moyens de lutte contre la corrosion	86
Conclusion	87

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction	88
VII.1. Différents travaux à exécuter	88
VII.1.1. Travaux pour les stations de pompage	88
VII.1.2. Travaux concernant l'adduction	89
VII.2. Calcul des volumes des travaux	90
VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	90
VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	93
VII.3. Calcul de cout de tous les travaux	95
VII.4. Les engins de chantier	97
Conclusion	99
<i>CONCLUSION GENERALE</i>	100

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA LOCALITE

Tableau I.1 : Répartition mensuelle des précipitations.....	2
Tableau I.2 : Répartition mensuelle des températures.....	3
Tableau I.3 : Répartition de la population.....	5
Tableau I.4 : Estimation de la population en 2020 et 2040.....	5
Tableau I.5: Liste des puits, sources et forages.....	7
Tableau I.6: Caractéristiques morphologiques du barrage tilesdit.....	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1: Détermination des besoins domestiques.....	10
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	11
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	12
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	12
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des Besoins commerciaux et industriels.....	13
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	13
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	14
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des différents besoins en eau a l'horizon 2040.....	15
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	16
Tableau II.10: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	17
Tableau II.11: Tableau donnant le coefficient $K_{max h}$	17
Tableau II.12: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	18
Tableau II.13: Tableau donnant le coefficient $K_{min h}$	18
Tableau II.14: Variation du débit horaire pour les 8 villages.....	20
Tableau II.15: Tableau des déficits à combler à l'an 2040.....	21

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau III.1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.....	24
Tableau III.2 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	29
Tableau III.3. : Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1.....	33
Tableau III.4. : Longueurs du tronçon de l'adduction.....	34
Tableau III.5. : Diamètre calcule pour le tronçon R_{Tam} - R_{TER}	34
Tableau III.6. : Frais d'investissement du tronçon gravitaire(Réservoir tampon a une cote de 680m).....	35
Tableau III.7. : Frais d'investissement du tronçon gravitaire(Réservoir tampon a une cote de 732m).....	35
Tableau III.8. : Frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon à une cote de 700m).....	36
Tableau III.9: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	37
Tableau III.10:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	37
Tableau III.11:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	37
Tableau III.12: bilan du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	37

Tableau III.13: calcul de la HMT du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de 680m)..	39
Tableau III.14 : calcul de frais d’exploitation du tronçonSP2– Réservoir tampon (a une cote de 680m).....	39
Tableau III.15:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 – Réservoir tampon(a une cote de 680m)	39
Tableau III.16: bilan du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de 680m)	39
Tableau III.17: bilan du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de 732m)	40
Tableau III.18: bilan du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de 700m)	41
Tableau III.19: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	41
Tableau III.20: calcul de frais d’exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	42
Tableau III.21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	42
Tableau III.22 : bilan du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	42
Tableau III.23: calcul de la HMT du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	44
Tableau III.24: calcul de frais d’exploitation du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	44
Tableau III.25 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	44
Tableau III.26: bilan du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	44
Tableau III.27: calcul de la HMT du tronçon SP3 - Réservoir tampon d’ighil nath rayou	45
Tableau III.28 : calcul de frais d’exploitation du tronçon SP3 - Réservoir tampon d’ighil nath rayou	46
Tableau III.29: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3 - Réservoir tampon d’ighil nath rayou	46
Tableau III.30 : bilan du tronçon SP3 - Réservoir tampon d’ighil nath rayou	46
Tableau III.31 : Bilan total des frais d’amortissement et d’exploitation des deux variantes.....	47

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir terminal d’ighil nath rayou.....	57
Tableau IV.2: Tableau donnant les dimensions du réservoir terminal.....	59
Tableau IV.3: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	59
Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions du réservoir tampon.....	59

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1).....	62
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP2).....	62
Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bache de la SP2).....	67
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir tampon d’ighil nath rayou).....	68
Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température.....	73

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

Tableau VI.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	82
--	----

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	82
Tableau VI.3 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	83
Tableau VI.4: Les dimensions des réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	83

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII.1 : Calcul du volume du béton armé pour une seule station de pompage.....	92
Tableau VII.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage.....	93
Tableau VII.3 : Calcul du volume des déblais de l'adduction.....	94
Tableau VII.4 : Calcul du volume du lit de sable.....	94
Tableau VII.5 : Calcul du volume de la conduite.....	95
Tableau VII.6: Estimation de cout des travaux de SP1 et SP2.....	96
Tableau VII.7: Estimation de cout de la pose de canalisation.....	96

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA LOCALITE

Figure I.1 : Carte limites administratives de la wilaya de bouira.....	4
Figure I.2 : Pr�evision des populations a desservir a l'horizon 2008.....	6
Figure I.3 : Pr�evision des populations a desservir a l'horizon 2020 et 2040.....	6

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure II.1 : Consommation journalière.....	21
---	----

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure III.1. : Sch�ema de profil de la variante N� 1 (Deux stations de pompage).....	27
Figure III.2. : Sch�ema de profil de la variante N� 2 (trois stations de pompage).....	28
Figure III.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - b�che de la SP2.....	38
Figure III.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – Réservoir tampon d'ighil nath rayou.....	40
Figure III.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - b�che de la SP2.....	43
Figure III.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 - b�che de la SP3.....	45
Figure III.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP3 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou.....	47

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure IV.1: Méthode graphique.....	54
-------------------------------------	----

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/8A.....	64
Figure V.2 : Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/7A.....	65
Figure V.3 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N�1.....	67
Figure V.4: Point de fonctionnement des pompes de la SP N�2.....	69

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

Figure VI.1: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	80
Figure VI.2 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydro fort CHARLATTE.....	84

Figure VI.4 : Schéma de protection par soutirage de courant87

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....93

LISTE DES PLANCHES

1 : Tracé en plan de l'adduction.

2 : profils en long avec lignes de charges (Réservoir tampon vers le Réservoir terminal et station de pompage Teksrai vers le Réservoir tampon).

3 : profils en long avec lignes de charges (point de piquage vers la station de pompage Tekramtath, la station de pompage Tekramtath vers la station de pompage Teksrai).

4 : Les accessoires utilisés dans un réseau d'adduction.

5 : Plan de la station de pompage.

Introduction générale

L'eau est omniprésente sur la terre. Sans elle, la vie humaine serait impossible. Elle est nécessaire pour la vie des végétaux, des animaux et aux activités humaine, et avec le développement de L'agriculture et des centres urbains, le problème de l'alimentation en eau devient très important.

L'objet de notre travail est l'alimentation en eau potable des huit villages de la commune d'AHNIF, (wilaya de BOUIRA).

Notre étude consiste la réalisation d'un plan d'adduction dont le but est, la satisfaction des besoins en eau potable des ces localités, a court et a long terme (2040).

L'alimentation de cette région se fera à partir d'un piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage TILES DIT vers la wilaya de Bordj Bou Arreridj, la capacité de cette ouvrage est estime a $167,2\text{hm}^3$ et le volume régularisable est de 65hm^3 et $21,4\text{hm}^3$ destiné pour l'AEP et équiper d'une station de traitement d'une capacité de $74000\text{ m}^3/\text{s}$.

Nous débuterons notre travail par une présentation bref du site.

En second lieu, nous estimerons les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitant et les équipements existants actuellement et dans le futur ; et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire a long terme.

Le troisieme chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Le quatrième chapitre consiste à dimensionner les réservoirs pour stocker le volume demandé afin de satisfaire les besoins de la population. L'acheminement de l'eau de la station de pompage TIKRAMTATH vers les réservoirs se fera par l'intermédiaire d'une station de pompage TIKSRAI, équipée chacune des pompes. Le choix de ces dernières, sera le but de cinquième chapitre, on doit tenir compte des conditions d'exploitation désirées.

Afin de minimiser tout risque d'endommagement et de perturbation du réseau d'adduction, nous passerons dans le sixième chapitre à la protection des conduites contre le phénomène oscillatoire, a savoir le coup de bélier et la protection des conduites contre la corrosion.

On présentera dans le septième chapitre, l'organisation des chantiers pour l'estimation du cout total du projet.

Chapitre I

Présentation de la localité

Introduction :

La connaissance de la zone d'étude est nécessaire pour faire un projet d'alimentation en eau potable et Pour mener à bien notre travail on doit connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique.

I-1-Situation géographique:

La commune à étudier, est située dans la partie sud du chef lieu de la wilaya de BOUIRA, elle est à 40 Km du chef lieu de la wilaya de BOUIRA (Voir figure I-1).Elle est limitée:

- ❖ Au Nord par la commune de M'chedallah
- ❖ Au Sud par la Wilaya de BBA
- ❖ A l'Est par la commune d'Ath Mansour
- ❖ A l'Ouest par la commune d'Adjiba

I-2- Climatologie :

I-2-1- les précipitations :

La commune D'AHNIF se caractérisent par une pluviométrie favorable notamment dans la partie sud Atlas Blidéen et versant nord du Djurdjura et sur une assez importante partie de la chaîne des Bibans à l'Est où elle dépasse 600 mm/an.

Sur les sommets du Djurdjura, les précipitations peuvent dépasser les 2000 mm/an. Dans la dépression centrale, les précipitations varient entre 400 et 600 mm/an. Les plus faibles volumes sont enregistrés dans la dépression Sud Bibanique, où elles n'atteignent parfois que 200 mm à 300 mm/an.

Tableau I-1 : Répartition mensuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
P (mm)	24,7	29,1	32,9	36,8	34,5	27,5	30,6	36,0	32,4	10,5	4,7	5,3
P en %	8,1	9,5	10,8	12,1	11,3	9,0	10,0	11,8	10,6	3,5	1,5	1,8

Source ANRH Blida

On remarque l'existence d'une saison sèche qui correspond aux mois de juillet à août, avec des pluies moyennes mensuelles inférieures à 10 mm et une saison humide qui correspond aux autres mois ; le mois le plus pluvieux est décembre avec 36,8 mm tandis que le mois le moins arrosé est Juillet qui affiche 4,7 mm. Les mois les plus chauds correspondent aux mois de juin, juillet, août et septembre. Les mois les plus froids sont ceux de décembre, janvier et février.

La région est caractérisée par un hiver froid et un été chaud et sec, la saison des pluies s'étend de Septembre jusqu'à Mars.

I-2-2-Températures :

La commune présente un hiver rigoureux et un été chaud, avec des amplitudes annuelles fortes, atteignant respectivement 5° et 30°, les températures moyennes mensuelles relevées par certaines stations de la Wilaya sont :

- ❖ 8,4°C à 27°C à la station de Bouira.
- ❖ 8,5°C à 28,1°C à la station de M'chedellah
- ❖ 16°C à 25°C à la station d'El-Esnam.
- ❖ A Sour-El-Ghozlane, la température moyenne annuelle enregistrée est de 14,6°C.

Tableau I-2 : Répartition mensuelle des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Tmoy (°c)	7,83	8,15	12,67	14,53	18,68	25,10	27,73	26,77	22,58	20,07	12,62	8,90

Source ANRH Blida

I-3- Les Sols :

Les sols sont à prédominance calcaire dans les zones montagneuses, et variés dans les plaines. On rencontre des sols alluviaux, ainsi que de bonnes terres de texture moyenne.

La structure géographique indique une région de formation récente où les séismes sont possibles.

La région étudiée est caractérisé par la nature géologique dominée par des argiles et schistes à perméabilité réduite et à ressources en eau souterraines très limitée tant sur le plan quantitatif que sur le plan qualitatif.

I -4- Paysage Géographique :

La commune est caractérisé par 03 grands espaces géographiques:

- ❖ Le versant du Djurdjura.
- ❖ La chaîne des Bibans et les hauts reliefs du l'Est.
- ❖ La dépression est Bibanique.

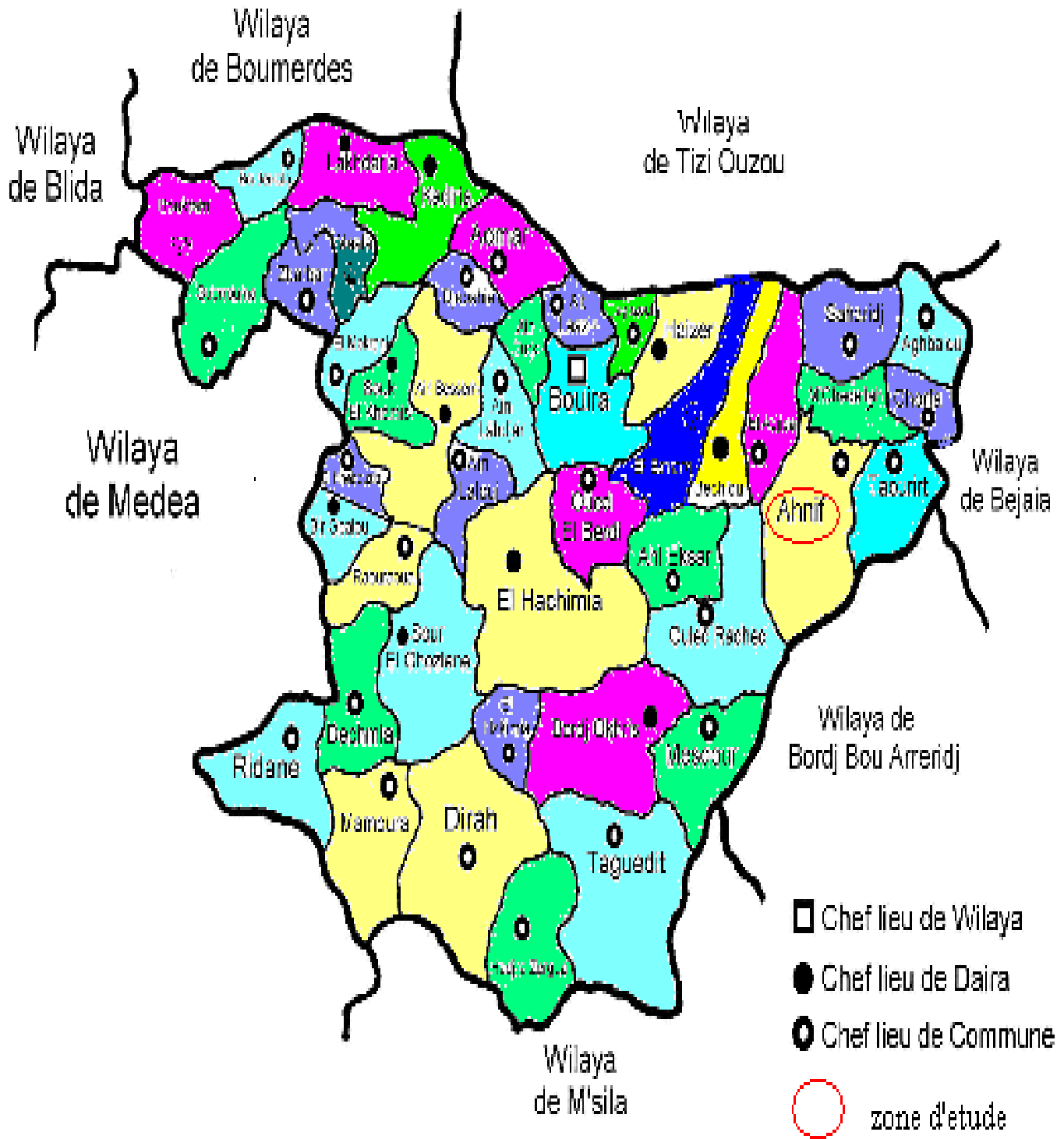


Figure I-1 : Limites administratives de la wilaya de Bouira

I-5- Population :

Les villages à alimenter comptent **7568** habitants (estimation 2008) répartis comme suit :

Tableau I-3 : Répartition de la population

N°	Village	Nombre d'habitant (2008)	(%)
1	Bouremel	1155	15,26
2	Thameziabth	1060	14,01
3 {	-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	1066	14,09
4	Tiksrai I	997	13,17
5	Tiksrai II	980	12,95
6	Ighil.Nait Aneur	2310	30,52
Total		7568	100%

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (I-1)$$

- P_n : Population future de l'horizon considéré.
- P₀ : Population de l'année de référence (2008).
- T : Taux d'accroissement moyen annuel de la population qui est égal à 2,8%.
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

En définitif, la population d'AHNIF atteindra **10542** hab en 2020 et **18312** hab en 2040 qui seront repartis comme suit :

Tableau I-4 : Estimation de la population en 2020 et 2040

Village	Population 2008	Population 2020	Population 2040
Bouremel	1155	1609	2795
Thameziabth	1060	1476	2565
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	1066	1485	2579
Tiksrai I	997	1389	2412
Tiksrai II	980	1365	2371
Ighil.Nait Aneur	2310	3218	5590
Total	7568	10542	18312

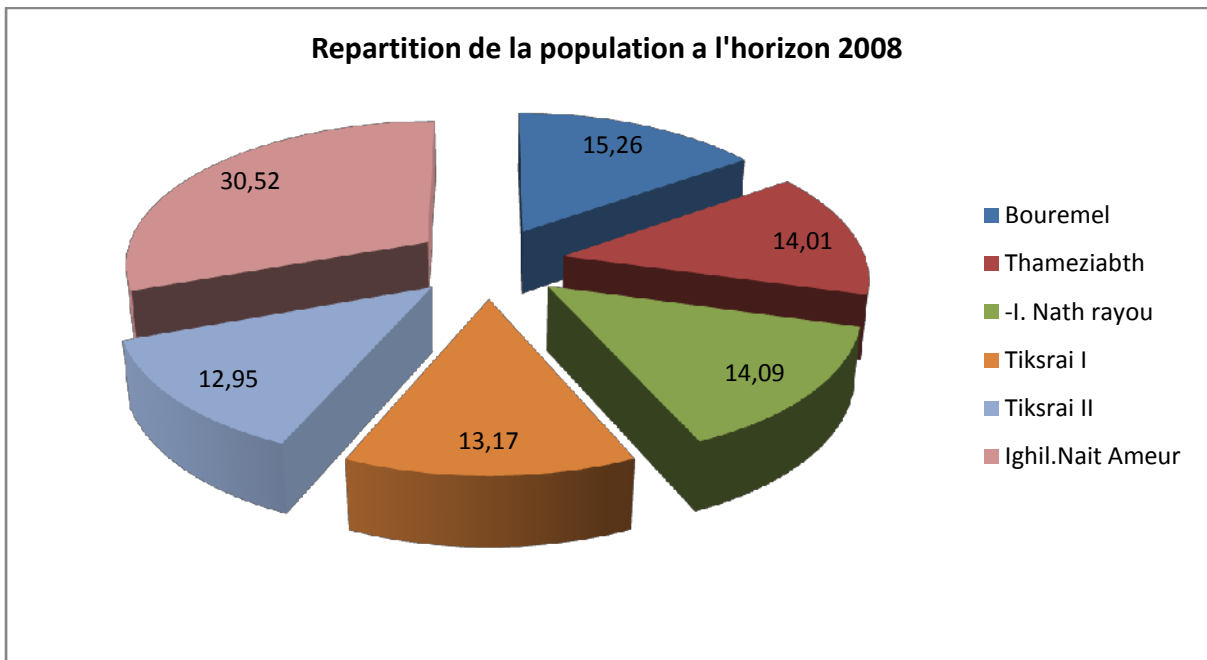


Figure I-2: Prévision des populations   desservir   l'horizon 2008

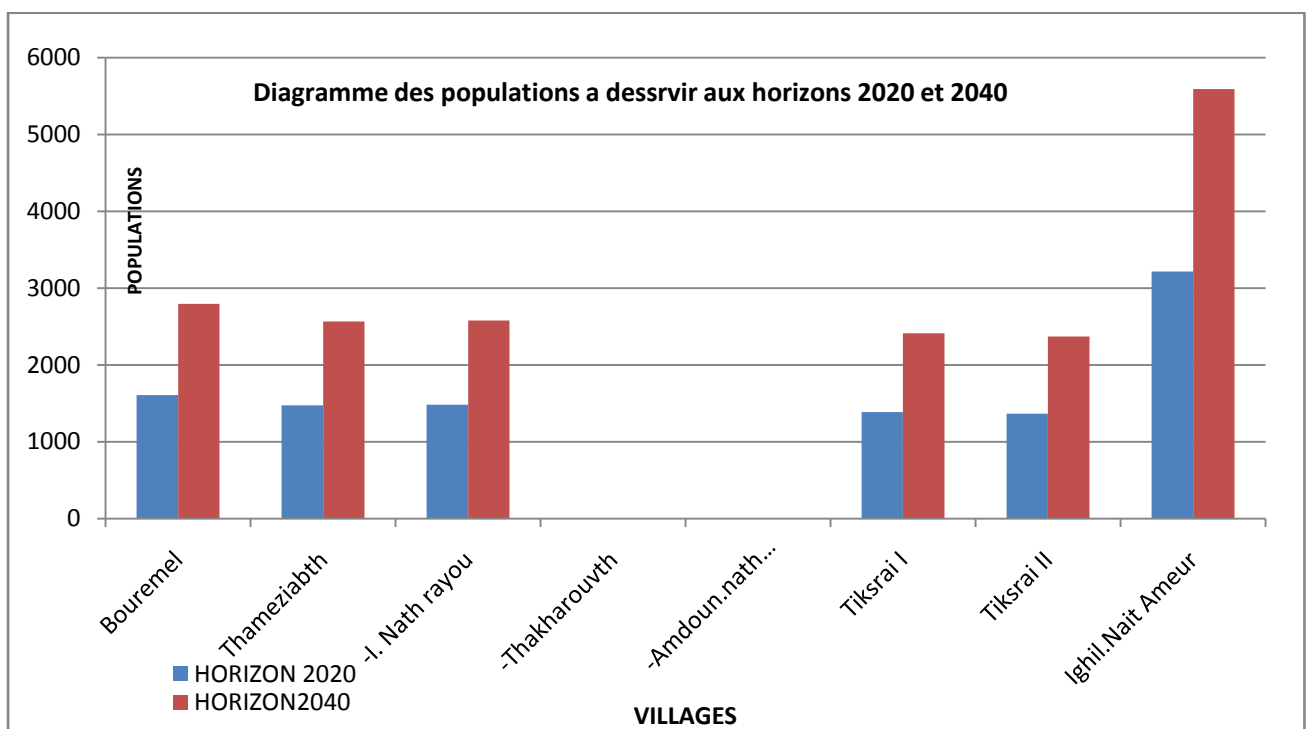


Figure I-3: Prévision des populations   desservir aux horizons 2020 et 2040

I-7- Situation hydraulique actuelle:

La commune de la zone d'étude a des sources, forages et puits elles sont reparties comme suit dans le tableau I-5

Tableau I-5 : liste des puits, sources et forages

Commune	Forage	Puits	Source	Debit(l/s)
AHNIF	3	3	1	10

Source ADE Bouira

I-8-Hydrographie:

-Caractéristiques technique de barrage TILES DIT:

- Capacité de l'ouvrage 167.2 hm³.
- Volume regularisable 65hm³.
- Volume destiné à l'AEP est de l'ordre de 21,4 hm³.

La station de traitement d'une capacité de 74000 m³/s.

Le barrage de Tilesdit permettra la régularisation des eaux d'Oued N'Ddous et le transfert des apports de deux affluents le rejoignant sur la rive gauche, à l'aval du site du barrage.

L'eau de la retenue est destinée à :

- L'irrigation des périmètres de la vallée du Sahel et d'El Asnam
- L'alimentation en eau potable
- L'alimentation en eau industrielle

Les caractéristiques morphologiques du barrage sont résumées dans le tableau I-6 :

Tableau : I-6 : Caractéristiques morphologiques du barrage TILES DIT

<i>Caractéristiques</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unites</i>
Hauteur du barrage	62.00	m
Volume de la retenue	167.20	hm ³
Volume utile de la retenue	146.40	hm ³
Cote de retenue normale	454.30	m.NGA
Cote PHEE	458.90	m.NGA
Cote du couronnement du barrage	460.80	m.NGA
Cote eau morte	424.50	m.NGA
Superficie du bassin versant d'Eddous	843.00	km ²
Surface du lac au NRN	810 .00	ha
Apports moyens	83.00	hm ³
Débit maximal de prise d'eau	11.00	m ³ /s

Ce barrage permettra de régulariser 77.1 millions m³ dont 21.4 millions seraient réservées à l'AEP de la wilaya de Bouira et de sa zone industrielle.

Conclusion:

Dans ce chapitre on a fait une présentation de la commune d'AHNIF. Nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie et la situation hydraulique. Ces données sont essentielles pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction

Les besoins en eau varient en fonction des types de consommateurs .Compte tenu de l'évaluation démographique et de l'amélioration du niveau de vie de la population, l'estimation du nombre d'habitants s'avère nécessaire, du fait que les conduites peuvent résister jusqu'à l'horizon considéré .En effet, la durée de vie d'une conduite peut aller jusqu'à 25 ans tout en lui assurant une bonne protection.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

II -1- Choix de la dotation :

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs accusent une variation saisonnière .une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie se situe comme suit :

Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab
(dot= 125 l/j /hab).

Dotation pour différentes populations :

Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.

Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.

Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II-2- Catégorie des besoins en eau :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

Besoins domestiques ; Besoins scolaires ; Besoins sanitaires ; Besoins administratifs ; Besoins socioculturels; Besoins du bétail.

II-3-Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Vu le caractère rural de la commune d’AHNIF, les besoins en eau seront estimés à la base d’une dotation de 150 l/j/hab.

II-3-1- Besoins domestique :

On parle des besoins domestiques, l’utilisation de l’eau pour : la boisson, la préparation des repas, les douches, l’arrosage des jardins ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement de l'accroissement Démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

La consommation moyenne journalière donnée par la relation suivante:

$$Q_{moy,j}(m3/ j) = \frac{1}{1000} * dot * N \tag{II-1}$$

Dot: dotation moyenne en (l/j/hab.).

N: nombre d'habitants.

Tableau II-1 : Détermination des besoins Domestiques :

Villages	Population (2040)	Dotation (l/j/ha)	Besoins (m3/j)
Bouremel	2795	150	419,25
Thameziabth	2565	150	384,75
-I. Nath rayou Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	2579	150	386,85
Tiksrai I	2412	150	361,8
Tiksrai II	2371	150	355,65
Ighil.Nait Ameur	5590	150	838,5
Total	18312	–	2746,8

II-3-2- Besoins scolaires:

Les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, sont appelés besoins scolaires,

Selon la Direction de l'hydraulique de la wilaya de BOUIRA la dotation est de 15 l/j /élève pour les besoins scolaires.

Les besoins scolaires recueillis au niveau des différents villages sont regroupés dans le tableau suivant :

. Tableau II-2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires:

Villages	Etablissement	Nombre d'établissement	Nombre d'élèves	Effectif personnel	Effectifs totaux	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)
Bouremel	primaire	1	90	9	99	15	1,46
Thameziabth	primaire.	1	70	10	80		1,2
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	primaire	1	65	8	73		1,09
Tiksrai I	primaire	1	83	11	94		1,41
Tiksrai II	primaire	1	89	9	98		1,47
Ighil.Nait	primaire	1	350	15	365		5,48
Ameur	CEM	1	700	32	732		10,98

II-3-3- Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, ...etc.

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

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires:

Villages	Type d'équipement	Nombre	Unité (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)
Bouremel	unité de soin	1	100	5	0,5
Thameziabth	unité de soin	1	100	5	0,5
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	unité de soin	1	100	5	0,5
Ighil.Nait Ameur	unité de soin	1	140	5	0,7
Total		4	440	5	2,2

II-3-4- Besoins administratifs :

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

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs:

Villages	Designation	Nombre D'employés	Dotation (l/j/employé)	Débit (m ³ /j)
Ighil.Nait Ameur	Poste	14	15	0,21
	caserne	120	50	6
Total				6,21

II-3-5-Besoins commerciaux et industriels :

Les différents besoins industriels des différents villages sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II-5: Tableau récapitulatif des Besoins commerciaux et industriels

Villages	Type d'équipement	Nombre	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
Bouremel	Alimentations générales	2	-	-	0,2
	Station de lavage	1	25Véh/j	600 l/j/véh	15
Thameziabth	Alimentations générales	2	-	-	0,2
	Cafétérias	1	-	-	0,6
	Boulangerie	1	-	-	2,4
I. Nath rayou -Thakharouyth -Amdoun.nath Essaid	Alimentations générales	1	-	-	0,1
	Cafétérias	2	-	-	2,4
	Boulangerie	1	-	-	2,4
Tiksrai I	Alimentations générales	2	-	-	0,2
Tiksrai II	Alimentations générales	2	-	-	0,2
Ighil.Nait Ameur	Alimentations générales	4	-	-	0,4
	Station de lavage	1	25Véh/j	600 l/j/véh	15
	Cafétérias	2	-	-	3,6
Total	-	-	-	-	42,7

II-3-6-Besoins socioculturels :

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

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Villages	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
Bouremel	Mosquée	150	20	3
Thameziabth	Mosquée	100	20	2
Ighil.Nait Ameur	Mosquée	280	20	5,6
Total de débit	-	-	-	10,6

II-3-7- Besoins du Bétail :

Nous avons recueilli les données du bétail auprès de service d'agriculture d'AHNIF

Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II-7- Tableau récapitulatif des besoins du bétail:

Villages	Bovins		Ovins		Caprins		Débit (m ³ /j)
	Dotation= 80 l/j/tête		Dotation=8 l/j/tête		Dotation=8 l/j/tête		
	Nombre de tête	Débit (m ³ /j)	Nombre de tête	Débit (m ³ /j)	Nombre de tête	Débit (m ³ /j)	
Bouremel	70	5,6	350	2,8	96	0,77	9,17
Thameziabt	40	3,2	200	1,6	45	0,36	5,16
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	60	4,8	250	2	50	0,4	7,2
Tiksrai I	50	4	150	1,2	60	0,48	5,68
Tiksrai II	66	5,28	100	0,8	65	0,52	6,6
Ighil.Nait Aneur	55	4,4	145	1,16	55	0,44	6
Total	341	27,28	1195	9,56	371	2,97	39,81

II-4-Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 sont donnés pour chaque village dans le tableau suivant:

Tableau II-8- tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2040

Villages	Besoins domestiques (m ³ /j)	Autre Besoins (m ³ /j)	Besoins Total (m ³ /j)
Bouremel	419,25	29,33	448,58
Thameziabth	384,75	12,06	396,81
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	386,85	13,69	400,54
Tiksrai I	361,8	7,29	369,09
Tiksrai II	355,65	8,27	363,92
Ighil.Nait Ameer	838,5	53,97	892,47
Total	2746,8	124,61	2871,41

Donc la consommation moyenne journalière sera: $Q_{moy,j}=2871,41 \text{ m}^3/\text{j}$ soit un débit de **33, 23l/s**

II-5- Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

II-5-1- Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

La consommation moyenne journalière est caractérisé par un coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. c'est un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

Ainsi nous pouvons écrire:

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

Sachant que :

$Q_{max,j}$: consommation maximale journalière (m³/j) ;

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1-1,3)$

On prend : $K_{max,j} = 1,3$.

II-5-2- Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

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

Où :

$Q_{min, j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

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

$K_{max, j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{min,j} = (0,7-0,9)$

On prend : $K_{min, j} = 0,9$.

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$

Villages	$Q_{moy j}$ (m^3/j)	$K_{min j}$	$Q_{min j}$ (m^3/j)	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (m^3/j)
Bouremel	448,58	0,9	403,72	1,3	583,15
Thameziabth	396,81	0,9	357,13	1,3	515,85
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	400,54	0,9	360,49	1,3	520,7
Tiksrai I	369,09	0,9	332,18	1,3	479,82
Tiksrai II	363,92	0,9	327,53	1,3	473,1
Ighil.Nait Ameur	892,47	0,9	803,22	1,3	1160,21
TOTAL	2871,41	-	2584,27	-	3732,83

Donc la consommation maximale journalière sera: $Q_{max j} = 3732,83 m^3/j$ soit un débit de **43, 2l/s**.

II-6- Etude de variations des débits horaire :

II-6-1-Consommation maximale horaire :

Ce coefficient maximum horaire peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4. On prend :

$$\alpha_{\max} = 1,3$$

Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \tag{II-4}$$

Tableau II-10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

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

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

Tableau II-11 : tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$

Villages	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
Bouremel	2795	1,3	1,52	1,98
Thameziabth	2565	1,3	1,5	1,95
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	2579	1,3	1,51	1,96
Tiksrai I	2412	1,3	1,78	2,31
Tiksrai II	2371	1,3	1,77	2,3
Ighil.Nait Aneur	5590	1,3	1,48	1,92

II-6-2- Consommation minimale horaire :

Le coefficient minimum horaire peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6. On prend : $\alpha_{\min} = 0,3$

Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II-5})$$

Tableau II-12: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

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

Tableau II-13 : tableau donnant le coefficient $K_{\min, h}$

Villages	Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min, h}$
Bouremel	2795	0,3	0,18	0,054
Thameziabth	2565	0,3	0,19	0,057
-I. Nath rayou -Thakharouvth -Amdoun.nath Essaid	2579	0,3	0,19	0,057
Tiksrai I	2412	0,3	0,1	0,03
Tiksrai II	2371	0,3	0,1	0,03
Ighil.Nait Ameur	5590	0,3	0,21	0,063

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Pour la détermination du débit de pointe, se basant sur l'Annexe II.1. On a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération.

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

Etant donné que la zone d'étude comprend 8 villages, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour l'ensemble.

A l'horizon 2040 :

Le nombre d'habitant des 8 villages est compris entre 10000 et 50000 correspond à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Les résultats sont donnés dans le tableau II-14 :

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II-14: Variation du débit horaire pour les 8 villages

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 3732,83 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	55,99	1,5	55,99
1-2	1.5	55,99	3	111,98
2-3	1.5	55,99	4,5	167,98
3-4	1.5	55,99	6	223,97
4-5	2.5	93,32	8,5	317,29
5-6	3.5	130,65	12	447,94
6-7	4.5	167,98	16,5	615,92
7-8	5.5	205,31	22	821,22
8-9	6.25	233,30	28,25	1054,52
9-10	6.25	233,30	34,5	1287,83
10-11	6.25	233,30	40,75	1521,13
11-12	6.25	233,30	47	1754,43
12-13	5	186,64	52	1941,07
13-14	5	186,64	57	2127,71
14-15	5.5	205,31	62,5	2333,02
15-16	6	223,97	68,5	2556,99
16-17	6	223,97	74,5	2780,96
17-18	5.5	205,31	80	2986,26
18-19	5	186,64	85	3172,91
19-20	4.5	167,98	89,5	3340,88
20-21	4	149,31	93,5	3490,20
21-22	3	111,98	96,5	3602,18
22-23	2	74,66	98,5	3676,84
23-24	1.5	55,99	100	3732,83

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ est de **233,3m³/h** et survient entre 8h et 12h.

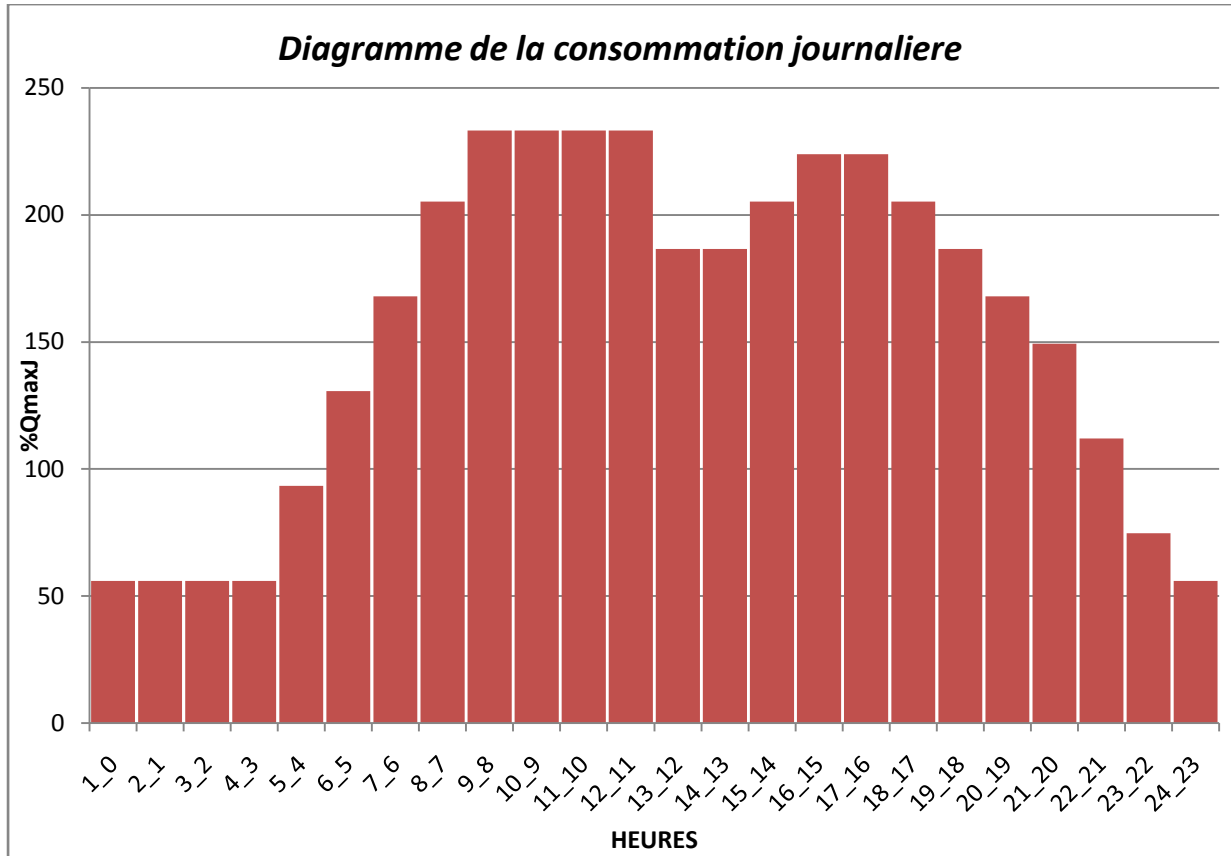


Figure II-1: Consommation journalière

II-7- Calcul de déficit de consommation :

- Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante. Les résultats sont donnés dans le tableau II-15.

Tableau II-15: Tableau des déficits à combler à l'an 2040:

8villages	Production en eau existante (m ³ /j)	Besoins en eau à l'année 2040 (m ³ /j)	Deficit (m ³ /j)
Sud d'AHNIF	864	3732,83	2868,83

Conclusion

Pour les villages de la zone sud de la commune d'AHNIF on a le débit d'exploitation des forages et des sources est de 1728,61, 61m³/j et on a les besoins en eau estimés a l'horizon 2040 qui sont de 3732, 83m³/j .donc la production en eau existante est très faible, pour cela on a opté a une adduction en eau potable direct de cette région pour satisfaire les besoins en eau de ces villages.

Chapitre III

Etude de l'adduction

Introduction :

L'adduction est le procédé d'amener l'eau du point de captage (puits, source ou forage) vers le réservoir de stockage ou de distribution. Selon le relief de la région à alimenter, on distingue trois modes d'adduction: Adduction gravitaire, Adduction par refoulement, Adduction mixte. Le but de ce chapitre est la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale.

III-1- Types d'adduction :

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties :

Adduction gravitaire ;

Adduction par refoulement ;

Adduction mixte.

III-1-1 - Adduction gravitaire :

Dans ce cas, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'accumulation de l'agglomération. Ainsi, l'écoulement s'effectue sous l'effet de la pesanteur. L'adduction gravitaire se fait, soit par aqueduc soit par conduite forcée.

III-1-2 - Adduction par refoulement :

Dans ce cas, le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Ce type d'adduction fait appel à une source d'énergie fournie par une station de pompage pour élever les eaux.

III-1-3 - Adduction mixte :

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte, refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est importante, ce qui suppose un profil accidenté. Dans ce type des adductions l'écoulement est en charge.

III-2 - Choix du tracé :

III-2-1 - Conditions techniques :

Trouver un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation.

➤ Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer.

De plus, en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par suite de la dépression régnant dans la conduite, une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant provoquer l'écrasement de la canalisation.

- Eviter les forêts et les zones marécageuses.
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (route, voies ferrées, oueds.....).

III-2-2 - Conditions économiques :

Plus le diamètre est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront grandes, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc plus l'énergie dépensée sera importante. Il est donc intuitif, qu'il existe un diamètre économique pour la conduite, résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

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

III-3 - Choix du type des conduites :

-critères d'ordre technique:

Le diamètre de la conduite doit pouvoir transiter le plus fort débit avec des vitesses acceptables, et assurer une pression de service compatible avec les résistances de la conduite.

-critères économique:

Les frais d'investissement sont proportionnels aux diamètres des conduites.

On distingue trois types de tuyaux en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- Métalliques :

Fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;

- A base de ciment :

Béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;

- En matière thermoplastiques :

Chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus utilisés sont décrits dans le tableau suivant :

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau III -1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

<i>Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)</i>	<i>Longueur courante de la conduite</i>	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
Acier			
60bars → $\varphi < 150$ 50bars → $150 < \varphi < 270$ 40bars → $275 < \varphi < 400$	6 - 16 m	- Bonne étanchéité. - Découpable et soudable. - Cintrable selon la demande. - Résistance à des pressions élevées. - Disponible sur marché. - Plus léger que la fonte ductile. - Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	- Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). - Durée de vie courte 20 ans
Fonte ductile			
50 bars → $\varphi < 600$ 40bars → $\varphi > 600$	6m : $\varphi < 800$ 7m : $\varphi > 800$	- Résistance aux pressions élevées. - Longévité importante (50ans). - Disponibilité des pièces spéciales en fonte.	- Sensible à la surcharge. - Non disponible sur le marché. - Sensible à la corrosion. - Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	- 5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). - Faible rugosité. - Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). - La pose facile des conduites.	- Risque de rupture. - Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
Poly Ethylène a Haute Densité (P.E.H.D.)			
PN maximale PN 25	6-12m pour des diamètres qui varient entre 160-400mm	- Faible rugosité qui se maintient au long des années. - Bonnes caractéristiques hydrauliques. - Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. - Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites.	Pression de service limitée.

Dans cette étude on opte pour des conduites en fonte ductile à cause de l'agressivité du sol et en raison des avantages qu'elles présentent.

III-4 - Etude de l'adduction :

III-4-1 - Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

Notre projet d'étude consistera à raccorder les villages de la zone sud de la commune d'AHNIF à partir d'un piquage de la conduite de transfert reliant le barrage tilsedit et la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

La chaîne à projeter est composée d'une partie refoulement et une partie gravitaire pour transférer le débit calculé à partir du point de piquage (247,91 m N.G.A. ; CP = 383,06 m N.G.A.) jusqu'au réservoir terminal d'ighil nath rayou projeté à une cote de 598 m N.G.A.

-Remarque:

Le tracé de l'adduction est imposé (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude) et que les variantes sont émises en faisant des variations sur les côtes et le nombre d'implantation des stations de pompage ainsi que la cote du réservoir tampon sur le tracé imposé, schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude B.E.T.A.H (Bureau des études techniques et aménagements hydrauliques).

Variante N°1 :

1) Le réservoir tampon d'ighil nath rayou projeté à une cote de terrain de 680 m NGA. :

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une partie gravitaire et une autre par refoulement, qui est également constituée de deux (02) stations de pompage. La première est située dans le village de tekramtath à une cote de 368,17 mNGA et la deuxième est située dans le village de teksrai à une cote de 526,73 mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon d'ighil nath rayou projeté à une cote de 680 m NGA et une partie gravitaire à partir de ce réservoir jusqu'au réservoir de terminal d'ighil nath rayou projeté à une cote de 598mNGA.

La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bache de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 6134,6 m de longueur.

La deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir tampon d'ighil nath rayou, par l'intermédiaire d'une conduite de 883,43 m de longueur et un écoulement gravitaire à partir de ce réservoir jusqu'au réservoir de terminal d'ighil nath rayou par l'intermédiaire d'une conduite de 1056,89 m de longueur (figure III-1).

2) *le réservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 732 m NG A.*

3) *le réservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 700 m NG A.*

Variante N⁰2 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de pompage la première est située dans le village de tekramtath à une côte de 367mNGA, la deuxième à une côte de 450mNGA et la troisième à une côte de 512mNGA pour refouler l'eau au réservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une cote de 680mNGA

La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bêche de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 3547, 3 m de longueur.

La deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la bêche de la troisième station de pompage (SP3) par l'intermédiaire d'une conduite de 2166, 7 m de longueur .

la troisième station de pompage(SP3) refoule l'eau au réservoir tampon d'ighil nath rayou , par l'intermédiaire d'une conduite de 1304,03 m de longueur .

et un écoulement gravitaire a partir de ce réservoir jusqu'au réservoir terminal d'ighil nath rayou par l'intermédiaire d'une conduite de 1056, 89m de longueur (figure III-2).

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDITION

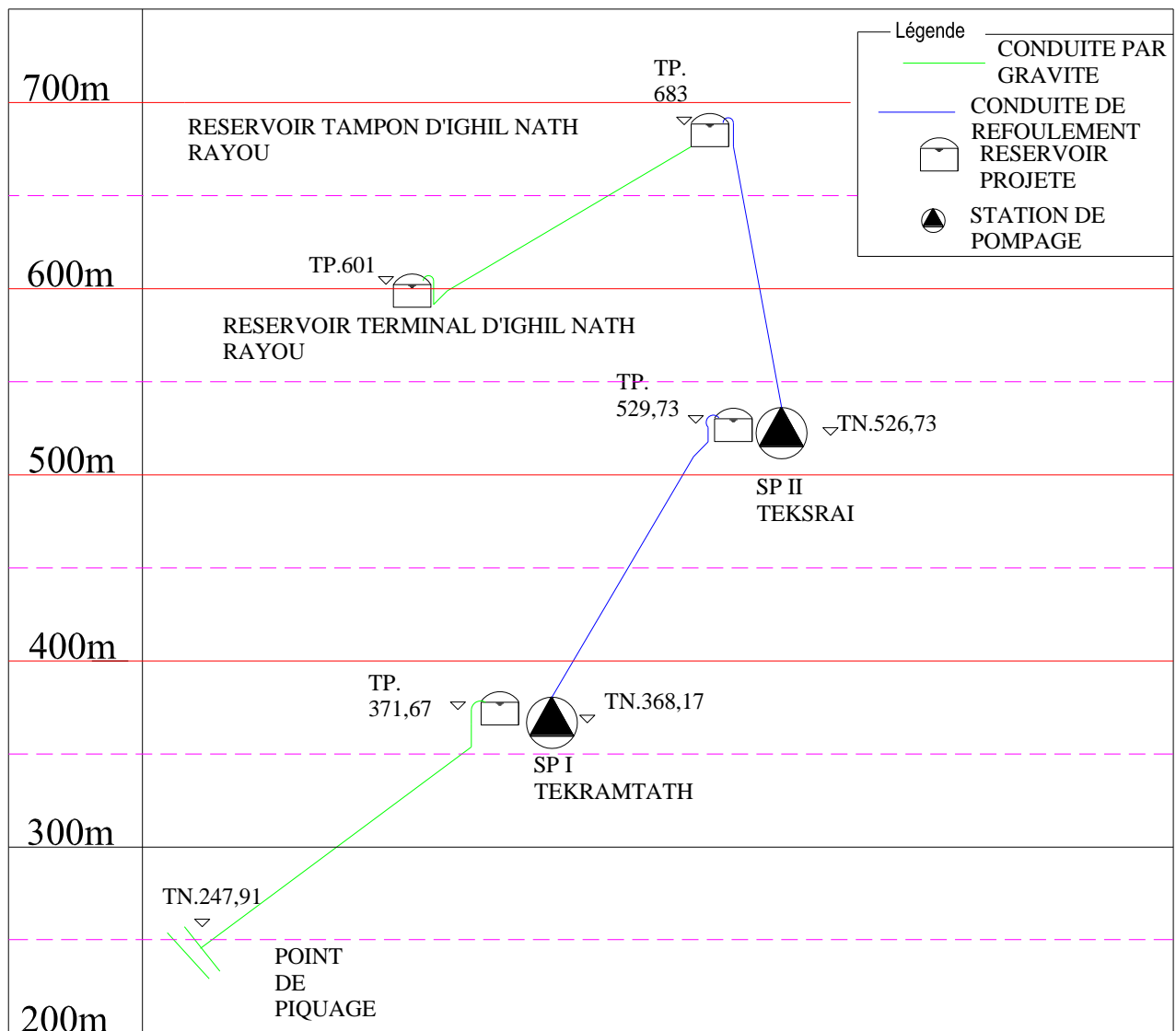


Figure III- 1 : Schéma de profil de la variante N° 1 (Deux stations de pompage)

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDUCTION

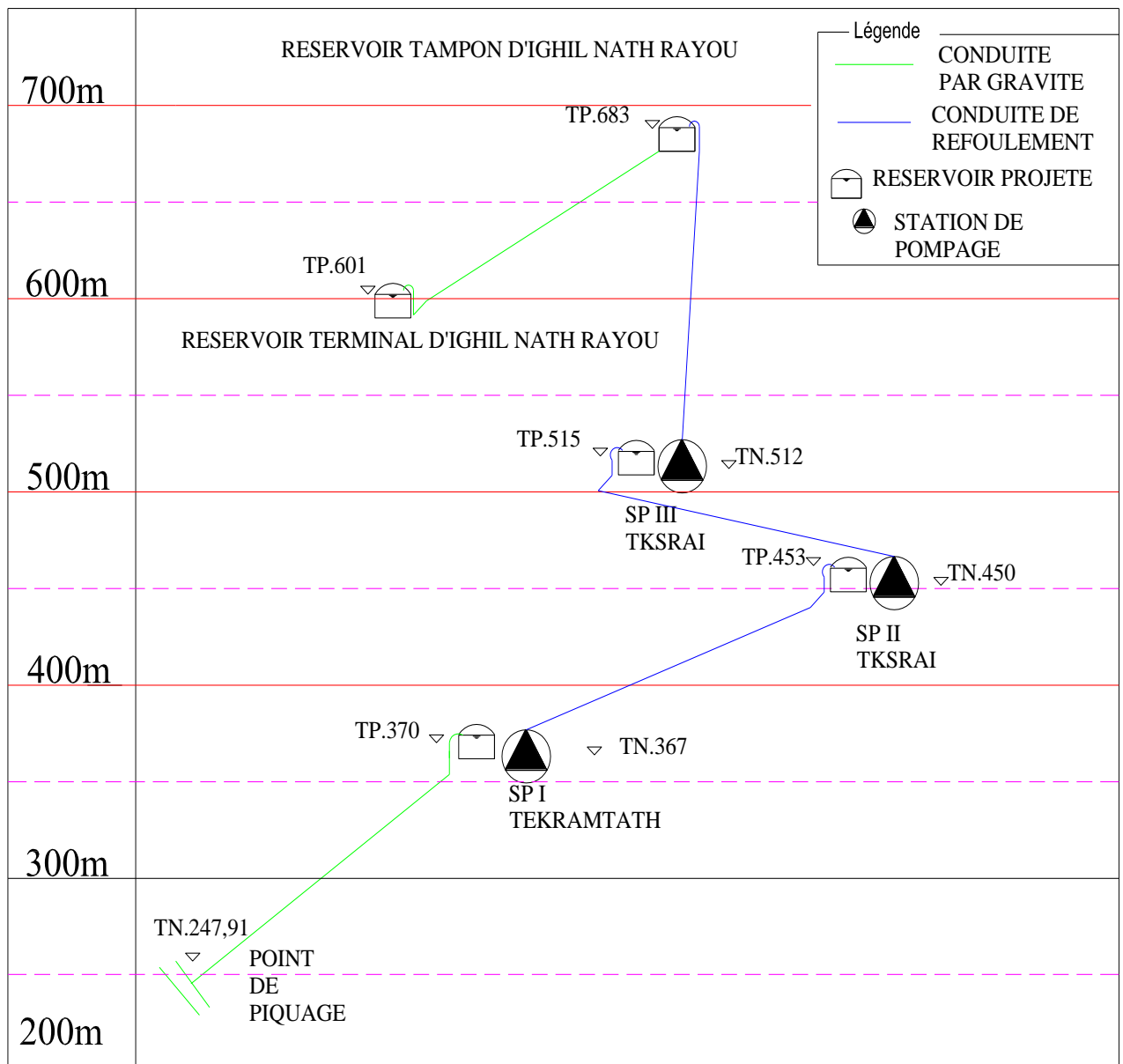


Figure III- 2 : Schéma de profil de la variante N° 2 (trois stations de pompage)

III-4-2 - Dimensionnement de l'adduction pour les deux variantes :

III-4-2-1- Méthode de calcul :

- Cas gravitaire [2]:

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III-1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (III-2)$$

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (III-3)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : 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 III-2

Tableau III -2 : 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	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III-4)$$

- Cas de refoulement [2]:

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

-Formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III-5})$$

-Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III-6})$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque :

La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

-Calcul des pertes de charge:

-Pertes de charge linéaires:

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{III-7})$$

λ : coefficient de frottement ;

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_l: Pertes de charge linéaires en (m) ;

I:gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III-8})$$

K_s : rugosité absolue de la conduite ;

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-9})$$

Avec :

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

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

$\alpha = 0,04$ mm/an

T: temps de service, T=29 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 29 = 1,96$ mm.

-Pertes de charge singulières:

Elles sont occasionnées par les singularités (Coude, vannes, clapets,.....), les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{III-10})$$

-Pertes de charge totales (ΔH_t) :

Représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{III-11})$$

-Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la somme des pertes de charges totales et la hauteur géométrique, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III-12})$$

Hg : la hauteur géométrique ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

-Puissance absorbée par la pompe:

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III-13})$$

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

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

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$).

-Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad \text{(III-14)}$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

-Frais d'exploitation:

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad \text{(III-15)}$$

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

e : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ($e=4,9DA$)

-Frais d'amortissement:

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad \text{(III-16)}$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \text{(III-17)}$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 20$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,1 \%$$

III-4-2-2- Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

-point de piquage-SP1:

-détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire :

$l_G=3580m$ Donc : $L_e=4117m$

$Q_{max,j}=3732,83m^3/j$ soit $Q=0,0432 m^3/s$

$\Delta H_t = C_{P_{point\ de\ piquage}} - C_{PSP1}$ donc $\Delta H_t = 11,39m$

Pour la fonte ductile on a : $K'=0,001735$, $m=5,3$, $\beta=2$.

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 4117 * 0,0432^2}{11,39}} = 0,28m$$

Donc notre diamètre normalisé est **$D_{normalisé}=300\ mm$**

-La vitesse d'écoulement:

La vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \tag{III-18}$$

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

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4 * 0,0432}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V = 0,61\ m/s$$

-Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1 figurent dans le tableau III-3.

Tableau III-3. : Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1

<i>Diamètre</i>	<i>Prix du ml</i>	<i>Longueur</i>	<i>Prix total</i>	<i>Investissement</i>
<i>(mm)</i>	<i>(DA)</i>	<i>(m)</i>	<i>(DA)</i>	<i>(DA)</i>
300	14781	3580	52915980	4762438,2

On Remarque que avec $D_N = 300\text{mm}$, la vitesse d'écoulement est satisfaite ($V = 0,61 \text{ m/s}$).

-Réservoir tampon d'ighil nath rayou vers le réservoir terminal d'ighil nath rayou:

1) Le réservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 680 m NG A:

Tableau III-4: Longueurs du tronçon de l'adduction :

<i>N° du tronçon</i>	<i>Point de départ</i>	<i>Point d'arrivé</i>	<i>Longueur géométrique (m)</i>	<i>Longueur équivalente (m)</i>
R _{tam} -R _{ter}	RESERVOIR TAMPON	RESEVOIR TERMINAL	1056,89	1215,42

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule (III-4).

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre avantageux pour ce tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III -5: Diamètre calculé pour le tronçon R tam-R ter

<i>N° du tronçon</i>	<i>Débit du tronçon (l/s)</i>	ΔH_d (m)	<i>Dcalculé (mm)</i>
R _{tam} -R _{ter}	43,2	82	153

On a : $\Delta H_d = 82\text{m}$

On a aussi:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1215,42 * (0,0432)^2}{82}} = 0,153 \text{ m} = 150\text{mm}$$

$$V = \frac{4 * 0,0432}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V = 2,44\text{m/s}$$

Donc : le tronçon est composé d'une conduite de diamètre 150 mm avec une vitesse de 2,44m/s.

- Les frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon a une cote de terrain de 680m) :

Les frais d'investissement figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-6 : Frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon a une cote de terrain de 680m) :

Diamètre (mm)	Matériau	Prix de ml (DA)	L (m)	Investissement (DA)
150	FONTE	8413	1056,89	800245,40

2) Le réservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 732 m NG A :

On a : $\Delta H_d = 134m$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1215,42 * (0,0432)^2}{134}} = 0,139 m = 139 mm$$

$$100 < D_{av} < 150mm$$

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,0432)^2 \left(\frac{L_1}{0,1^{5,3}} + \frac{L_2}{0,15^{5,3}} \right) = 134m \Rightarrow L_1 = 74,43m; L_2 = 1140,99m \\ L_1 + L_2 = 1215,42m \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{74,43}{1,15} = 64,72m \\ L_{r2} = \frac{1140,99}{1,15} = 992,16m \end{cases}$$

- Les frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon a une cote de terrain de 732m NGA) :

Les frais d'investissement figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-7 : Frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon a une cote de terrain de 732m) :

Diamètre (mm)	Matériau	Prix de ml (DA)	L (m)	Investissement (DA)
100	FONTE	6651	64,72	789974,53
150	FONTE	8413	992,16	

3) Le réservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 700 m NG A:

On a: $\Delta H_d = 102m$

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1215,42 * (0,0432)^2}{102}} = 0,147 m = 150mm$$

-Les frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon a une cote de terrain de 700m NGA) :

Les frais d'investissement figurent dans le tableau suivant:

Tableau III-8 : Frais d'investissement du tronçon gravitaire (Réservoir tampon a une cote de terrain de 700m) :

<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Matériau</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Investissement (DA)</i>
150	FONTE	8413	1056,89	800245,40

III-4-2-3- Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

III-4-2-3-1- Détermination des diamètres économiques pour la Variante N°1 :

-Refoulement : SP1 - bêche de la SP2 :

Le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de MUNIER.

$$D = (1 + 0,02n) * \sqrt{Q} \tag{III-19}$$

$$Q_{\max, j} = 3732,83 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$L = 6134,6\text{m}$$

$$Hg = 526,73 - 368,17 = 158,56 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\max, j}}{t * 3600} \tag{III-20}$$

Qexp : Débit d'exploitation (m3/s) ;

Qmax,j : Débit maximum journalier (m³/j) ; Qmax,j = 3732,83 m³/j

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t= 20 h.

A.N :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{3732,83}{20 * 3600} = 0,0518 \text{ m}^3/\text{s}$$

On calcule le diamètre par la formule (III-19)

A.N :

$$D = (1 + 0,02 * 20) * \sqrt{0,0518} = 0,319\text{m} \text{ Donc } D=319\text{mm}$$

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDITION

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III -9, III -10, III -11, III-12 :

Tableau III-9: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>V (m/s)</i>	λ	<i>I (m/m)</i>	<i>L (m)</i>	$\Delta H_t (m)$	<i>Hg(m)</i>	<i>HMT (m)</i>
150	1,93	0,0421569	0,123206	6134,6	869,1950	158,56	1027,76
200	1,65	0,0381795	0,026479	6134,6	186,8036	158,56	345,36
250	1,06	0,0354696	0,008061	6134,6	56,8671	158,56	215,43
300	0,73	0,0334640	0,003056	6134,6	21,5614	158,56	180,12
350	0,54	0,0318981	0,001348	6134,6	9,5089	158,56	168,07
400	0,41	0,0306288	0,000664	6134,6	4,6831	158,56	163,24
450	0,33	0,0295711	0,000356	6134,6	2,5091	158,56	161,07

Tableau III -10:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F_{explo} (DA)</i>
150	636,9079	4649427,6	22782195
200	214,0213	1562355,3	7655541,1
250	133,5030	974572,1	5253567,1
300	111,6212	814835,1	3992691,9
350	104,1538	760322,7	3725581,4
400	101,1606	738472,6	3618515,5
450	99,8159	728655,8	3570413,5

Tableau III -11:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix total (DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>
150	8413	6134,6	51610389,8	4244935,08
200	10272	6134,6	63014611,2	5171315,01
250	12359	6134,6	75817521,4	6123576,93
300	14781	6134,6	90675522,6	8160797,03
350	17820	6134,6	109318572	9838671,48
400	20425	6134,6	125299205	11276928,5
450	23546	6134,6	144445292	13000076,2

Tableau III -12: bilan du tronçon SP1 - bache de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F_{explo}(DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>	<i>Bilan(DA)</i>
150	22782195	4244935,08	27027130,2
200	7655541,1	5171315,01	12826856,1
250	5253567,1	6123576,93	11377144
300	3992691,9	8160797,03	12153488,9
350	3725581,4	9838671,48	13564252,9
400	3618515,5	11276928,5	14895444
450	3570413,5	13000076,2	16570489,7

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III -3 :

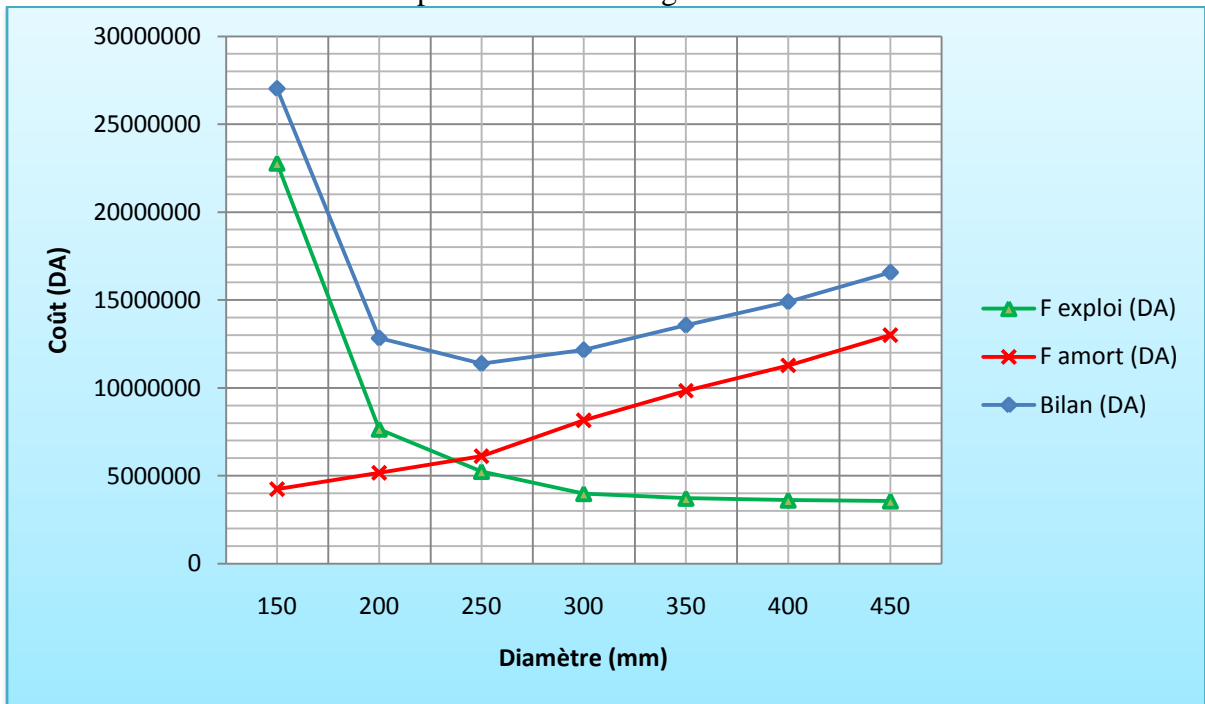


Figure III -3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

Le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de $V=1.06$ m/s.

- Refoulement : SP2 – Réservoir tampon d'ighil nath rayou :

1) le reservoir tampon d' ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 680 m NG A:

$$Q_{SP2}=0,0518\text{m}^3/\text{s}$$

$$L =883,43 \text{ m}$$

$$H_g = 680-526,73=153,27 \text{ m}$$

$$D=1,4*\sqrt{0,0518}=0,319\text{m}$$

Donc D=319mm

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III -13, III -14, III -15, III-16 :

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDITION

Tableau III -13: calcul de la HMT du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de terrain de 680m):

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>V (m/s)</i>	λ	<i>I (m/m)</i>	<i>L (m)</i>	$\Delta H_t (m)$	<i>Hg(m)</i>	<i>HMT (m)</i>
150	1,93	0,0421569	0,123206	883,43	125,1708	153,27	278,44
200	1,65	0,0381795	0,026479	883,43	26,9012	153,27	180,17
250	1,06	0,0354696	0,008061	883,43	8,1893	153,27	161,46
300	0,73	0,0334640	0,003056	883,43	3,1050	153,27	156,38
350	0,54	0,0318981	0,001348	883,43	1,3694	153,27	154,64
400	0,41	0,0306288	0,000664	883,43	0,6744	153,27	153,94
450	0,33	0,0295711	0,000356	883,43	0,3613	153,27	153,63

Tableau III-14:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2–Réservoir tampon (a une cote de terrain de 680m):

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F_{exploit} (DA)</i>
150	172,5506	1259619,6	6172135,9
200	111,6522	815061,3	3993800,19
250	100,0575	730420,1	3579058,55
300	96,9094	707439,0	3466450,98
350	95,8312	699567,5	3427880,68
400	95,3974	696400,8	3412363,89
450	95,2053	694998,4	3405492,17

Tableau III -15:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de terrain de 680m):

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix total (DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>
150	8413	883,43	7432296,59	668906,693
200	10272	883,43	9074592,96	816713,366
250	12359	883,43	10918311,4	982648,023
300	14781	883,43	13057978,8	1175218,09
350	17820	883,43	15742722,6	1416845,03
400	20425	883,43	18044057,8	1623965,2
450	23546	883,43	20801242,8	1872111,85

Tableau III-16: bilan du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de terrain de 680m):

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F_{exploit}(DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>	<i>Bilan(DA)</i>
150	6172135,9	668906,693	6841042,59
200	3993800,2	816713,366	4810513,56
250	3579058,6	982648,023	4561706,57
300	3466451	1175218,09	4641669,07
350	3427880,7	1416845,03	4844725,71
400	3412363,9	1623965,2	5036329,09
450	3405492,2	1872111,85	5277604,02

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III -4 :

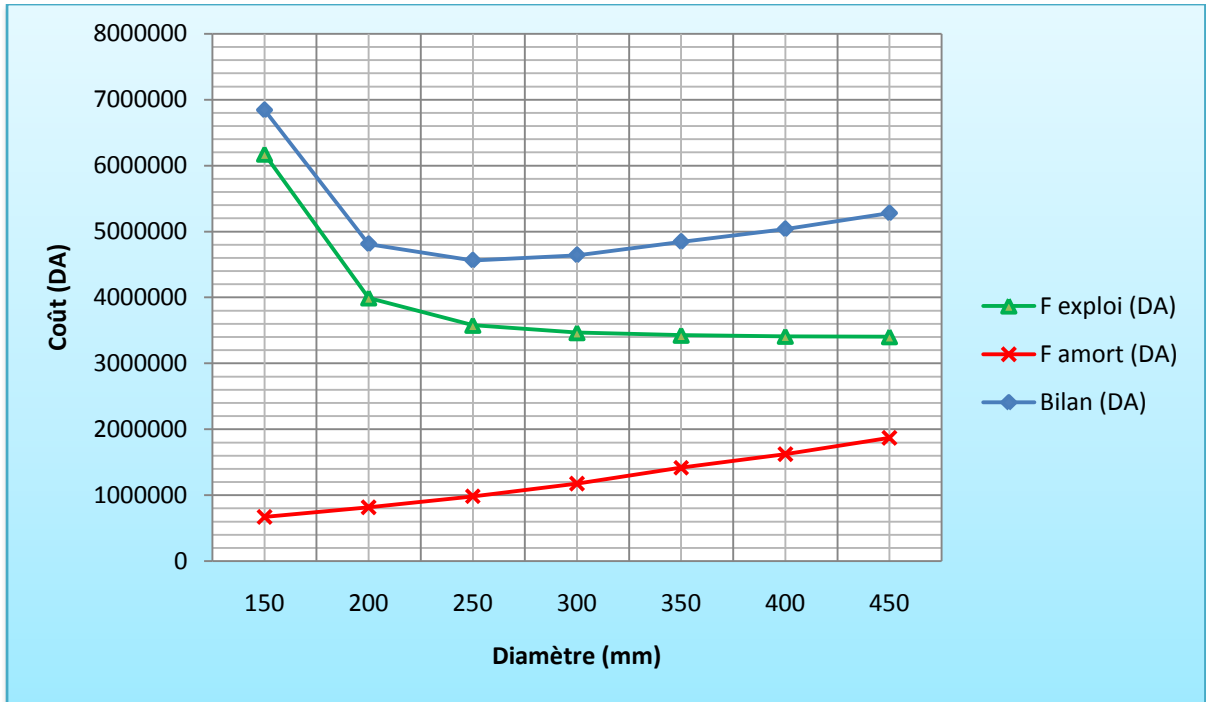


Figure III -4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – Réservoir tampon d'ighil nath rayou

Le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de $V=1,06$ m/s.

2) le réservoir tampon d'ighil nath rayou projeté à une côte de terrain de 732 m NG A:

$$Q_{SP2}=0,0518m^3/s$$

$$L = 883,43 \text{ m}$$

$$H_g = 680-732=205,27 \text{ m}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III-17 :

Tableau III-17: bilan du tronçon SP2 – Réservoir tampon (a une cote de terrain de 732m):

Diamètre en (mm)	$F_{exploit}(DA)$	$F_{investissement}(DA)$	Bilan(DA)
150	7324811,76	668906,693	7993718,45
200	5146476,05	816713,366	5963189,42
250	4731734,41	982648,023	5714382,43
300	4619126,85	1175218,09	5794344,94
350	4580556,54	1416845,03	5997401,57
400	4565039,75	1623965,2	6189004,95
450	4558168,03	1872111,85	6430279,88

3) le réservoir tampon d'ighil nath rayou projeté à une côte de 700 m NG A:

$$Q_{SP2}=0,0518m^3/s$$

$$L = 883,43 \text{ m}$$

$$H_g = 680-700=173,27 \text{ m}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III-18 :

Tableau III-18: bilan du tronçon SP2 – Réservoir tampon(a une cote de terrain de 700m):

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F_{exploit}(DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>	<i>Bilan(DA)</i>
150	6615472,77	668906,693	7284379,46
200	4437137,06	816713,366	5253850,43
250	4022395,42	982648,023	5005043,44
300	3909787,85	1175218,09	5085005,94
350	3871217,55	1416845,03	5288062,58
400	3855700,76	1623965,2	5479665,96
450	3848829,03	1872111,85	5720940,88

Conclusion :

D'après le calcul des frais d'investissement de la partie gravitaire (réservoir tampon – réservoir terminal) et les frais d'investissement et d'exploitation de la partie refoulement (deuxième station de pompage-réservoir tampon) avec les différentes cotes du réservoir tampon on opte pour la cote 680m NGA.

III -4-2-3-2- Détermination des diamètres économiques pour la Variante N°02 :

-Refoulement : SP1 - bache de la SP2 :

$$Q_{\max ,J} = 3732,83\text{m}^3/\text{j}$$

$$L = 3547,3 \text{ m}$$

$$H_g = 450 - 367 = 83 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé à base de la formule (III-19) :
A.N :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{3732,83}{20 * 3600} = 0,0518 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,4 * \sqrt{0,0518} = 0,319\text{m} \quad \text{Donc } \mathbf{D=319\text{mm}}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III -19, III -20, III -21, III-22 :

Tableau III -19: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>V (m/s)</i>	<i>λ</i>	<i>I (m/m)</i>	<i>L (m)</i>	<i>ΔH_t (m)</i>	<i>H_g(m)</i>	<i>HMT (m)</i>
150	1,93	0,0421569	0,123206	3547,3	502,6074	83	585,61
200	1,65	0,0381795	0,026479	3547,3	108,0182	83	191,02
250	1,06	0,0354696	0,008061	3547,3	32,8831	83	115,88
300	0,73	0,0334640	0,003056	3547,3	12,4678	83	95,47
350	0,54	0,0318981	0,001348	3547,3	5,4985	83	88,50
400	0,41	0,0306288	0,000664	3547,3	2,7080	83	85,71
450	0,33	0,0295711	0,000356	3547,3	1,4508	83	84,45

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDITION

Tableau III -20:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bête de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F_{explo} (DA)</i>
150	362,9054	2649209,2	12981125
200	118,3760	864145,0	4634310,4
250	71,8114	524223,2	3268693,8
300	59,1632	431891,5	2316268,6
350	54,8439	400360,3	1961765,7
400	53,1149	387738,8	1899920,2
450	52,3341	382038,8	1871989,9

Tableau III -21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bête de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix total (DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>
150	8413	3547,3	29843434,9	2285909,14
200	10272	3547,3	36437865,6	2779407,9
250	12359	3547,3	43841080,7	3535697,26
300	14781	3547,3	52432641,3	4518937,72
350	17820	3547,3	63212886	5489159,74
400	20425	3547,3	72453602,5	6520824,23
450	23546	3547,3	83524725,8	7517225,32

Tableau III-22 : bilan du tronçon SP1 - bête de la SP2

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F_{explo}(DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>	<i>Bilan(DA)</i>
150	12981125	2285909,14	15267034,3
200	4634310,4	2779407,9	7413718,34
250	3268693,8	3535697,26	6804391,08
300	2316268,6	4518937,72	6835206,27
350	1961765,7	5489159,74	7450925,39
400	1899920,2	6520824,23	8420744,39
450	1871989,9	7517225,32	9389215,25

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III -5 :

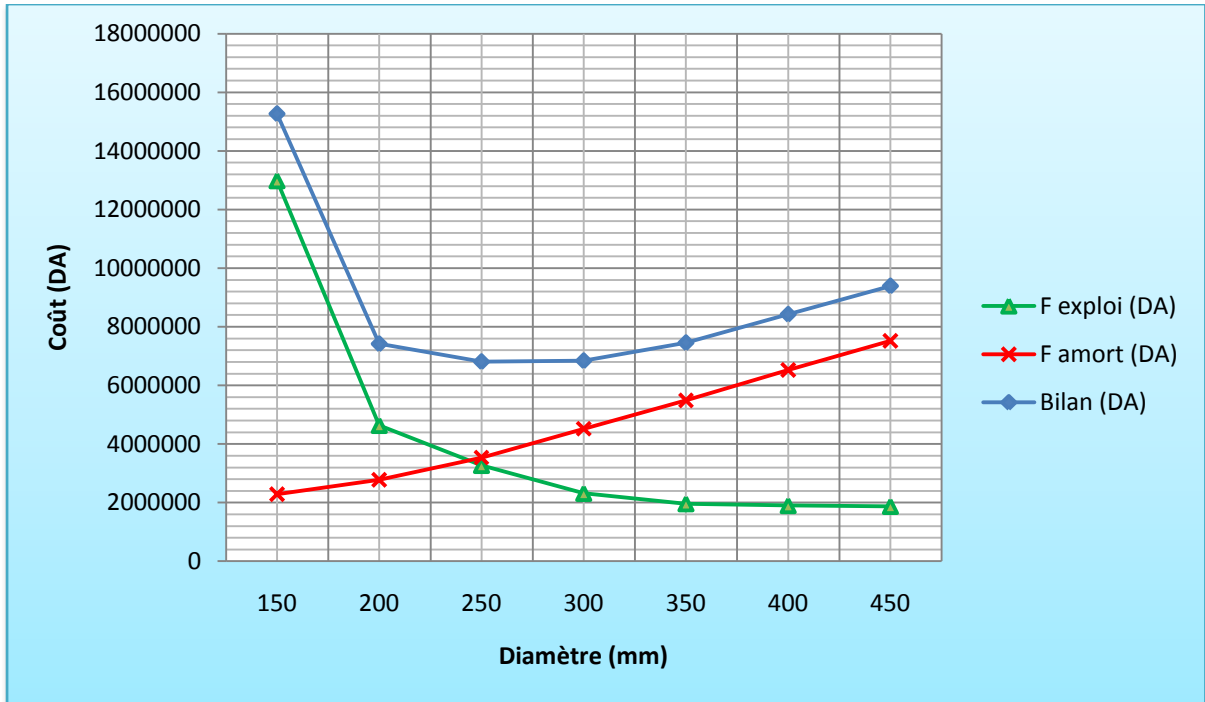


Figure III-5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

Le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de $V=1,06$ m/s.

- **Refoulement : SP2 - bache de la SP3 :**

$$Q_{\max,j} = 3732,83 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$L = 2167,3\text{m}$$

$$H_g = 512 - 450 = 62\text{m}$$

La station de pompage (SP2) est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage (SP1) alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière $Q_{\text{exp}} = 0,0518 \text{ m}^3/\text{s}$

Ainsi le diamètre de la conduite moyennant la relation (III-19) est de : Donc **D=319mm**.

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III -23, III -24, III -25, III -26 :

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDITION

Tableau III-23: calcul de la HMT du tronçon SP2 - bête de la SP3

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>V (m/s)</i>	λ	<i>I (m/m)</i>	<i>L (m)</i>	$\Delta H_t (m)$	<i>Hg (m)</i>	<i>HMT (m)</i>
150	1,93	0,0421569	0,123206	2166,7	306,9939	62	368,99
200	1,65	0,0381795	0,026479	2166,7	65,9778	62	127,98
250	1,06	0,0354696	0,008061	2166,7	20,0851	62	82,09
300	0,73	0,0334640	0,003056	2166,7	7,6153	62	69,62
350	0,54	0,0318981	0,001348	2166,7	3,3585	62	65,36
400	0,41	0,0306288	0,000664	2166,7	1,6540	62	63,65
450	0,33	0,0295711	0,000356	2166,7	0,8862	62	62,89

Tableau III -24:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2 - bête de la SP3

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F_{explo} (DA)</i>
150	228,6649	1669253,8	8179343,6
200	79,3098	578961,8	2836912,6
250	50,8716	371362,5	1919676,2
300	43,1439	314950,1	1443255,6
350	40,5039	295678,5	1448824,9
400	39,4442	287942,8	1410919,6
450	38,9732	284504,7	1394072,8

Tableau III -25 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 - bête de la SP3

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix total (DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>
150	8413	2166,7	18228447,1	1440560,24
200	10272	2166,7	22256342,4	1703070,82
250	12359	2166,7	26778245,3	2210042,08
300	14781	2166,7	32025992,7	2882339,34
350	17820	2166,7	38610594	3474953,46
400	20425	2166,7	44254847,5	3982936,28
450	23546	2166,7	51017118,2	4591540,64

Tableau III-26: bilan du tronçon SP2 - bête de la SP3

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F_{explo}(DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>	<i>Bilan(DA)</i>
150	8179343,6	1440560,24	9619903,82
200	2836912,6	1703070,82	4539983,45
250	1919676,2	2210042,08	4129718,26
300	1443255,6	2882339,34	4325594,98
350	1448824,9	3474953,46	4923778,35
400	1410919,6	3982936,28	5393855,87
450	1394072,8	4591540,64	5985613,43

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III -6 :

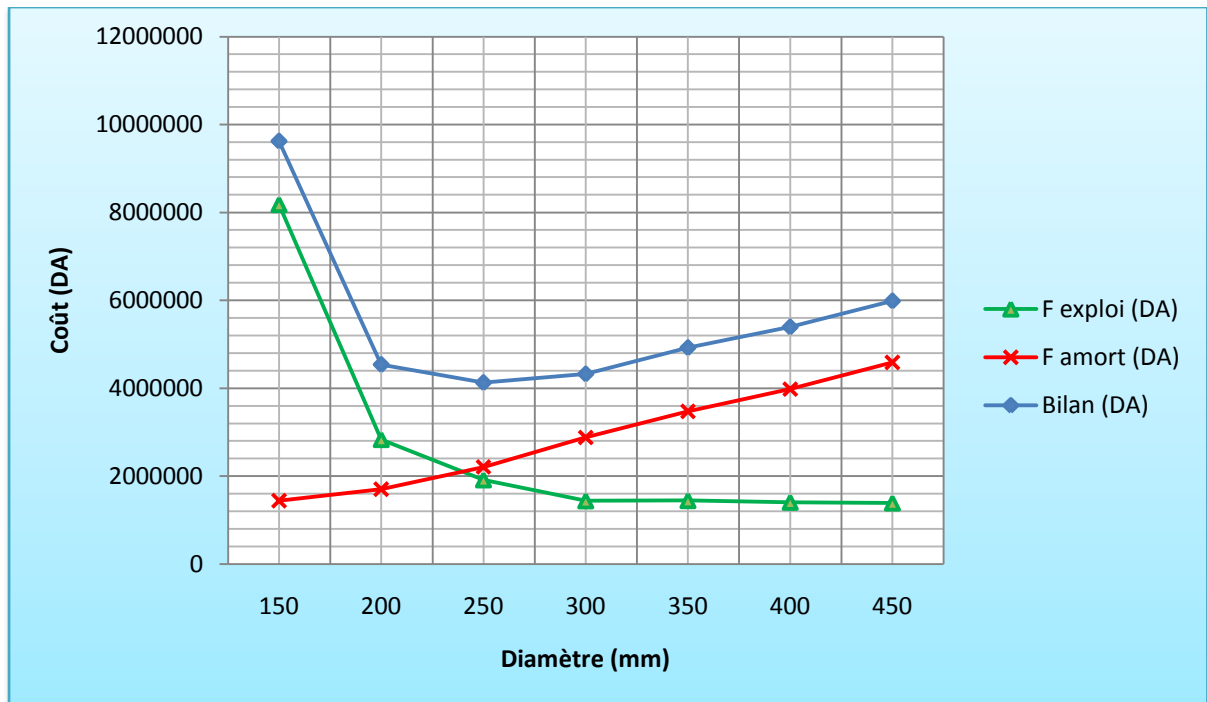


Figure III -6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 - bache de la SP3

Le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de $V=1,06$ m/s.

- **Refoulement : SP3 – Réservoir tampon d'ighil nath rayou :**

$$Q_{SP3} = 0,0518 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1304,03 \text{ m}$$

$$H_g = 168 \text{ m}$$

$$D = 1,4 * \sqrt{0,0518} = 0,319 \text{ m} \text{ Donc } D=319 \text{ mm.}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III -27, III -28, III -29, III -30 :

Tableau III -27: calcul de la HMT du tronçon SP3 – Réservoir tampon d'ighil nath rayou

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
150	1,93	0,0421569	0,123206	1304,03	184,7645	168	352,76
200	1,65	0,0381795	0,026479	1304,03	39,7088	168	207,71
250	1,06	0,0354696	0,008061	1304,03	12,0882	168	180,09
300	0,73	0,0334640	0,003056	1304,03	4,5833	168	172,58
350	0,54	0,0318981	0,001348	1304,03	2,0213	168	170,02
400	0,41	0,0306288	0,000664	1304,03	0,9955	168	169,00
450	0,33	0,0295711	0,000356	1304,03	0,5333	168	168,53

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDITION

Tableau III -28 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SP3 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>P (K Watt)</i>	<i>E (KWh)</i>	<i>F_{explo} (DA)</i>
150	218,6071	1595831,8	7819575,71
200	128,7189	939648,0	4604275,06
250	111,6027	814699,4	3992026,84
300	106,9487	780725,3	3825553,85
350	105,3622	769144,2	3768806,73
400	104,7301	764529,9	3746196,55
450	104,4389	762403,7	3735778,13

Tableau III-29: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>Prix de ml (DA)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix total (DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>
150	8413	1304,03	10970804,4	987372,395
200	10272	1304,03	13394996,2	1205549,65
250	12359	1304,03	16116506,8	1450485,61
300	14781	1304,03	19274867,4	1734738,07
350	17820	1304,03	23237814,6	2091403,31
400	20425	1304,03	26634812,8	2397133,15
450	23546	1304,03	30704690,4	2763422,13

Tableau III -30 : bilan du tronçon SP3 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>F_{explo}(DA)</i>	<i>F_{investissement} (DA)</i>	<i>Bilan(DA)</i>
150	7819575,7	987372,395	8806948,11
200	4604275,1	1205549,65	5809824,71
250	3992026,8	1450485,61	5442512,45
300	3825553,9	1734738,07	5560291,92
350	3768806,7	2091403,31	5860210,04
400	3746196,6	2397133,15	6143329,7
450	3735778,1	2763422,13	6499200,26

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III -7 :

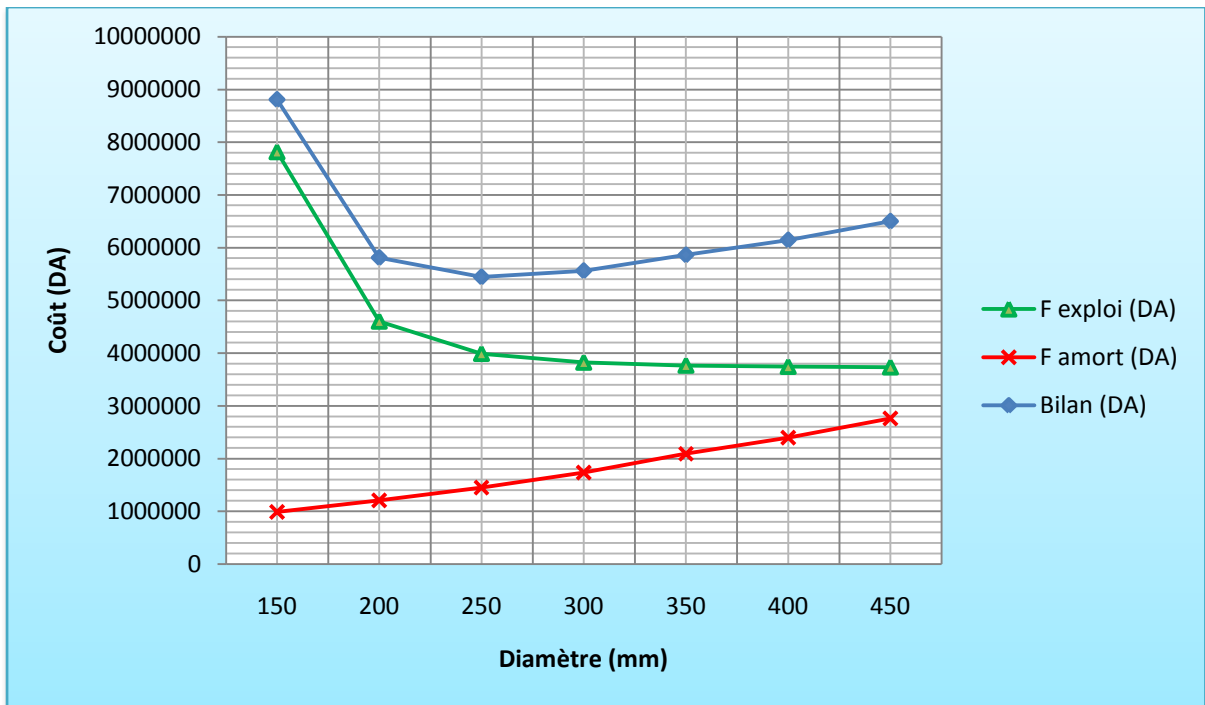


Figure III -7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP3 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou

Le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=250mm** avec une vitesse d'écoulement de $V=1,06$ m/s.

III-4-2-4- Bilan total des frais de l'adduction :

Tableau III -31 : Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes :

les variantes	Frais d'Exploitation (DA)		Frais d'Investissement (DA)		Bilan total (DA)
	Adduction gravitaire	Adduction par refoulement	Adduction gravitaire	Adduction par refoulement	
variante N°1	-	8832625,65	5562683,6	7106224,95	21501534,2
variante N°2	-	9180396,84	5562683,6	7196224,95	21939305,4

D'après le bilan total, on adopte au choix de **la variante N°1**. En revanche cette variante reste toujours la meilleure du point de vue technico-économique.

Conclusion:

Ce chapitre nous a permis de récapituler Notre projet par une étude technico-économique de l'adduction:

Un linéaire de 11654, 92 m de longueur, constituée de:

- une partie par refoulement constitué de deux stations de pompage, La première conduite de refoulement (tronçon SP1-bâche de la SP2) à une longueur de 6134,6 m avec un diamètre de 250 mm, le deuxième tronçon (SP2-réservoir de tampon d'ighil nath rayou) à une longueur de 883,43 m avec un diamètre de 250 mm.
- une partie gravitaire de 4636,89 m de longueur avec des diamètres de 300 mm et 150 mm.

Chapitre IV

Etude des réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents à savoir : une consommation variable et une alimentation caractérisée par un débit constant

Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement ce qui est le but de ce chapitre.

IV-1- Définition :

Les réservoirs ayant plusieurs avantages :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups Journaliers au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

IV-2- Classification des réservoirs [4] :

➤ Types de réservoirs:

Les réservoirs peuvent être classés selon :

- La position par rapport au terrain naturel :
 - ✓ sur sol ;
 - ✓ enterrés ;
 - ✓ semi-enterrés ;
 - ✓ sur tour.
- Selon leur usage :
 - ✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - ✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;
 - ✓ Réservoirs de transits.

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

-Selon la forme de la cuve :

La forme des réservoirs est généralement circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire.

En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieure doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas dénaturer l'environnement.

Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :

- ✓ en maçonnerie ;
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint ;
- ✓ en acier pour de petites capacités.

IV-3- Fonctionnement d'un réservoir :

Les principales fonctions des réservoirs sont :

- La régulation du débit entre le régime de l'adduction et le régime de distribution.
- La régulation de pression en tout point du réseau.

IV-4- Emplacement des réservoirs :

Pour choisir l'emplacement du réservoir il faut tenir compte des considérations techniques et économiques :

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

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

IV-5- Equipement des réservoirs :

IV-5-1-Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV-5-1-1-Conduite d'arrivée :

- Par le haut (arrive noyée) :

Elle permet de l'oxygénation des eaux, mais elle libère le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avales. et aussi la partie incendie n'est pas brassée.

- par le bas :

Elle permet le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, elle permet le brassage de la réserve d'incendie, l'arrive par le bas utilise généralement pour des réservoirs de capacités $< 800\text{m}^3$.

IV-5-1-2- Conduite de départ ou de distribution :

C'est une conduite qui transite de l'eau du réservoir vers le réseau .elle prend son départ soit a 15cm a partir du radier, soit a partir du niveau d'incendie, son extrémité est munie d'une crépine coudée.

IV-5-1-3- Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'assurer l'évacuation de l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas ou une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique, évitant la pénétration de tout corps étranger. .

IV-5-1-4- Conduite de vidange :

Cette conduite permet le vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation, elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement a la conduite de trop plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

IV-5-1-5- Conduite By-pass :

Cette conduite relie la conduite d'arrive a la conduite du distribution en cas ou le réservoir est unique, son rôle est d'isoler le réservoir pour son entretien et assurer la distribution de l'eau au cours de l'opération.

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

IV-5-1-6- 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 siphon.

IV-6- Entretien des réservoirs :

Le phénomène de corrosion des parties métalliques du réservoir provoqué par l'humidité, donc une surveillance est nécessaire pour empêcher ce phénomène.

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

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

IV-7- Dispositifs de sécurité [5] :

Ces dispositifs de sécurité ont pour but d'agir sur le réseau d'adduction en cas de rupture des conduites des grands réservoirs.

Ces dispositifs consistent en un clapet de fermeture et un compteur de vitesse. Dès qu'une conduite d'une certaine importance se rompt, la vitesse d'écoulement dans la conduite devient bien supérieure à celle d'une journée de grande consommation.

En cas de dépassement de la limite supérieure fixée, le clapet se ferme et stoppe l'arrivée d'eau du réservoir dans le réseau. On peut empêcher que les grands réservoirs se vident complètement.

Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;

IV-8- Capacité des réservoirs :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandées est calculé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

IV-8-1- méthode analytique :

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

-Détermination de résidu maximum dans les réservoirs:

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV-8-2- 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 :

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

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

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

Dont le volume total sera :

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

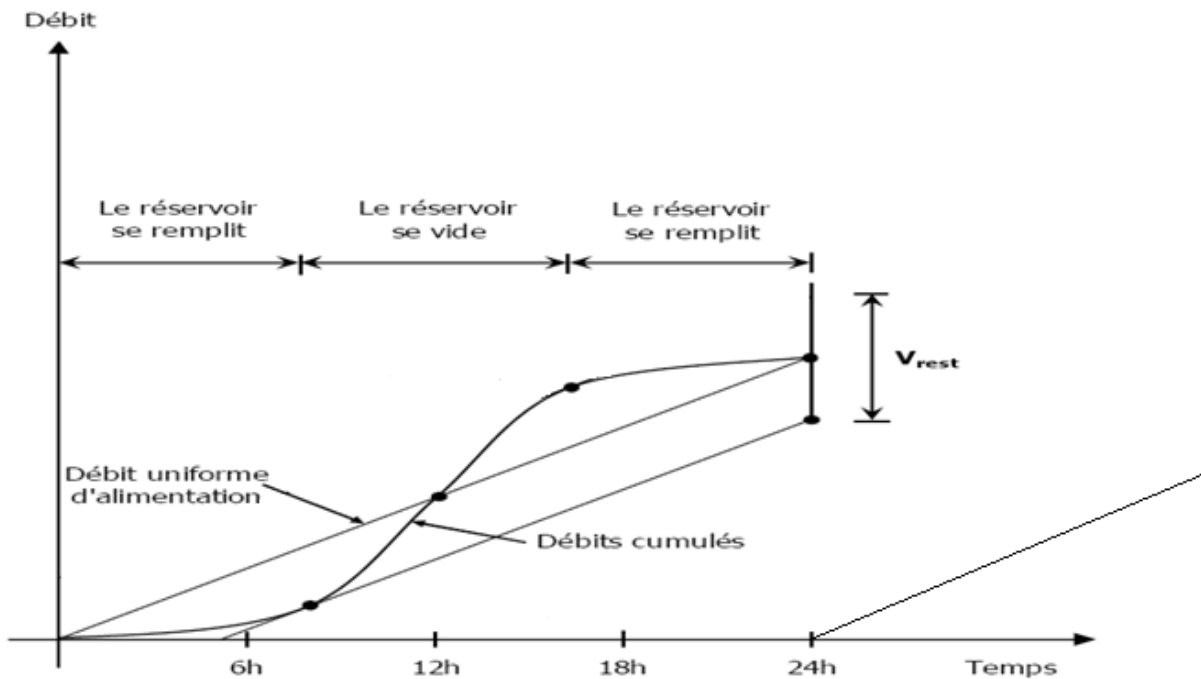


Figure IV-1 : Méthode graphique

IV-8-3- Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage :

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

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{20} \quad \text{(IV-5)}$$

Avec :

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

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

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

IV-8-3-1- Bâche de la station de pompage : n°1 (SP1) :

La station de pompage N°1 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement du piquage de la conduite du transfert (reliant le barrage tilesdit de la wilaya de Bouira vers la wilaya de bordj bou arreridj) avant d'être refoulée vers la bache de la station de pompage N°2.

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

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

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

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{3732,83}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 46,66 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 50 m³.

IV-8-3-2- Bache de la station de pompage n °2 (SP2) :

La station de pompage (SP2) se situe à 6134,6 m de la station de pompage (SP1). Les pompes sont alimentées par la bache de reprise de la station de pompage (SP2). La bache de reprise elle même est alimentée par une conduite de refoulement qui provient de la station de pompage (SP1). La station de pompage (SP2) alimente le réservoir tampon d'ighil nath rayou.

Alors le volume de la bache de reprise (SP2) est :

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

$$V_{\text{bache}} = \left(\frac{3732,83}{20} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 46,66 \text{ (m}^3\text{)}$$

En choisi un volume normalise de 50 m³.

IV-8-4- Dimensionnement du réservoir tampon :

- Réservoir tampon d'ighil nath rayou :

Le réservoir d'ighil nath rayou (R_T) joue le rôle de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP2) gravitairement vers le réservoir situé à l'aval c'est-à-dire le réservoir de stockage d'ighil nath rayou.

Le volume de (R_T) sera déterminé selon formule suivant :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \tag{IV-6}$$

$$V_t = \left(\frac{186,64}{2} \right) * 4 = 373,28 \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

Q_{tr} : débit transite (Q_{tr}=186,64 m³/h).

t : le temps de stockage (t = 4 heures)

V : 373,28 m³

V_{inc} : 120 m³

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

$$V_t = V + V_{inc}$$

$$V_t = 373,28 + 120 = 493,28 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalise de 500 m³.

IV-8-5- Dimensionnement du réservoir terminal :

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude une commune concerné par le projet d'alimentation en eau potable. A cet effet, un réservoir terminal doit être prévu, et sa capacité est déterminée par la formule suivante:

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

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

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

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

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

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

-Estimation de la capacité totale de réservoir terminal par la méthode analytique:

Tableau IV-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir terminal d'ighil nath rayou

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,83
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,50
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,17
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,67	-	18,50
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,17
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,08	15,42
09 - 10	4,17	6.25	-	2,08	13,33
10 - 11	4,17	6.25	-	2,08	11,25
11 - 12	4,17	6.25	-	2,08	9,17
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,33
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,50
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,17
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,33
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,50
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,17
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	04	0,17		0,17
21 - 22	4,17	03	1,17		1,33
22 - 23	4,17	02	2,17		3,50
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,17
Total	100 %	100 %	19,17%	19,17%	-

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,17 * 3732,83}{100} \Rightarrow V_r = 715,58 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 715,58 + 120 \Rightarrow V_t = 835,58 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Remarque:

Vu que les villages concernés par cette présente étude sont des villages montagneux, il est nécessaire d'opter pour 2 réservoirs jumelés, de **500m³**.

IV-9-Dimensions des réservoirs :

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

-Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

-Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{IV-8})$$

-La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{IV-9})$$

-La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

-La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV-11})$$

Les dimensions du réservoir terminal sont portées dans le tableau suivant:

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-2: Tableau donnant les dimensions du réservoir terminal

Réservoirs	Nombre de réservoirs jumelés	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
R _{ighil nath rayou}	2	500	13	132,63	3,77	0,9	0,23	4

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IV-3: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	50	4	12,56	3,98	0,02	4
SP 2	50	4	12,56	3,98	0,02	4

Les dimensions du réservoir tampon sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IV-4: Tableau donnant les dimensions du réservoir tampon

Réservoir	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
RT _{ighil nath rayou}	500	13	132,63	3,77	0,9	0,23	4

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Conclusion :

D'après ce chapitre on a trouvé les résultats suivants :

Volume de la bête de la station de pompage n1 est : 50m³

Volume de la bête de la station de pompage n2 est : 50m³

Volume du réservoir tampon est : 500m³

Volume du réservoir terminal est : 1000m³

On constate que le volume de 1000m³ du réservoir terminal d'ighil nath rayou garantira les besoins en eau des villages d'AHNIF. L'acheminement de l'eau jusqu'à ce réservoir s'effectuera par l'intermédiaire de deux stations de pompage et un réservoir tampon, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire).

Les réservoirs projetés seront de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution de notre zone d'étude.

Chapitre V

Etude de pompage

Introduction

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus haute pression.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit demandé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompes le long de l'adduction.

V-1-Situation des ouvrages :

La première station de pompage se trouve au village de Tekramtath à une cote de 368,17mNGA .la deuxième au village de Teksrai a une cote de 526,73mNGA.

V-2- Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandé ;
- Meilleur rendement ;
- anticavitationnelle ;
- répondre a la construction économique du bâtiment ;
- Vitesse de rotation élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- fabriquée en série.

On opte pour les pompes Italie (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**.

V-3-Les modes de couplage des pompes [5] :

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

V-3-1- Couplage en parallèle :

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque Pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

V-3-2- Couplage en série :

Cas des pompes centrifuges multicellulaires.

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

V-4- Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Puissance absorbée minimale.

V-4-1- Refoulement SP1–bâche de la SP2 :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumés dans le tableau V-1 :

Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

<i>n</i>	<i>Q</i> appelé (m ³ /h)	<i>HMT</i> appelée (m)	Type de pompe	η (%)	<i>HMT</i> (m)	Vitesse (tr/min)	<i>N^{bre}</i> d'étage	<i>P_{abs}</i> (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	186,48	180,12	PM100/2A	76,7	185	3500	2	124	7,6
2	93,24	180,12	PM100/8A	75,5	185	1750	8	62,6	2,21
3	62,16	180,12	PM100/9C	75,5	192	1750	9	45,6	2,1
4	46,62	180,12	PM80/10A	73,5	186	1750	10	32,8	1,85

A partir du tableau V-1 on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion :

On opte pour un nombre de deux pompes en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/8A.CAPRARI**.

V-4-2- Refoulement SP2–réservoir tampon d'ighil nath rayou :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V-2 :

Tableau V-2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

<i>n</i>	<i>Q</i> appelé (m ³ /h)	<i>HMT</i> appelée (m)	Type de pompe	η (%)	<i>HMT</i> (m)	Vitesse (tr/min)	<i>N^{bre}</i> d'étage	<i>P_{abs}</i> (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	186,48	156,49	PM100/2B	75,6	160	3500	2	108	7,58
2	93,24	156,49	PM100/7A	75,4	162	1750	7	54,8	2,26
3	62,16	156,49	PM125/7F	54	170	1750	7	57,4	2,58
4	46,62	156,49	PM80/9A	73,7	166	1750	9	29,7	1,86

A partir du tableau V-2 on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion :

On opte pour un nombre de deux pompes en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/7A.CAPRARI**.

V-5- Courbes caractéristiques des pompes [7] :

Une pompe est caractérisée par Les courbes caractéristiques : **[H-Q]**, **[Pabs - Q]**, **[η_p - Q]** et **[(NPSH) r - Q]** Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V-1 pour les pompes de la première station de pompage de type **PM100/8A** et la figure V-2 pour les pompes de la deuxième station pompage de type **PM100/7A**.

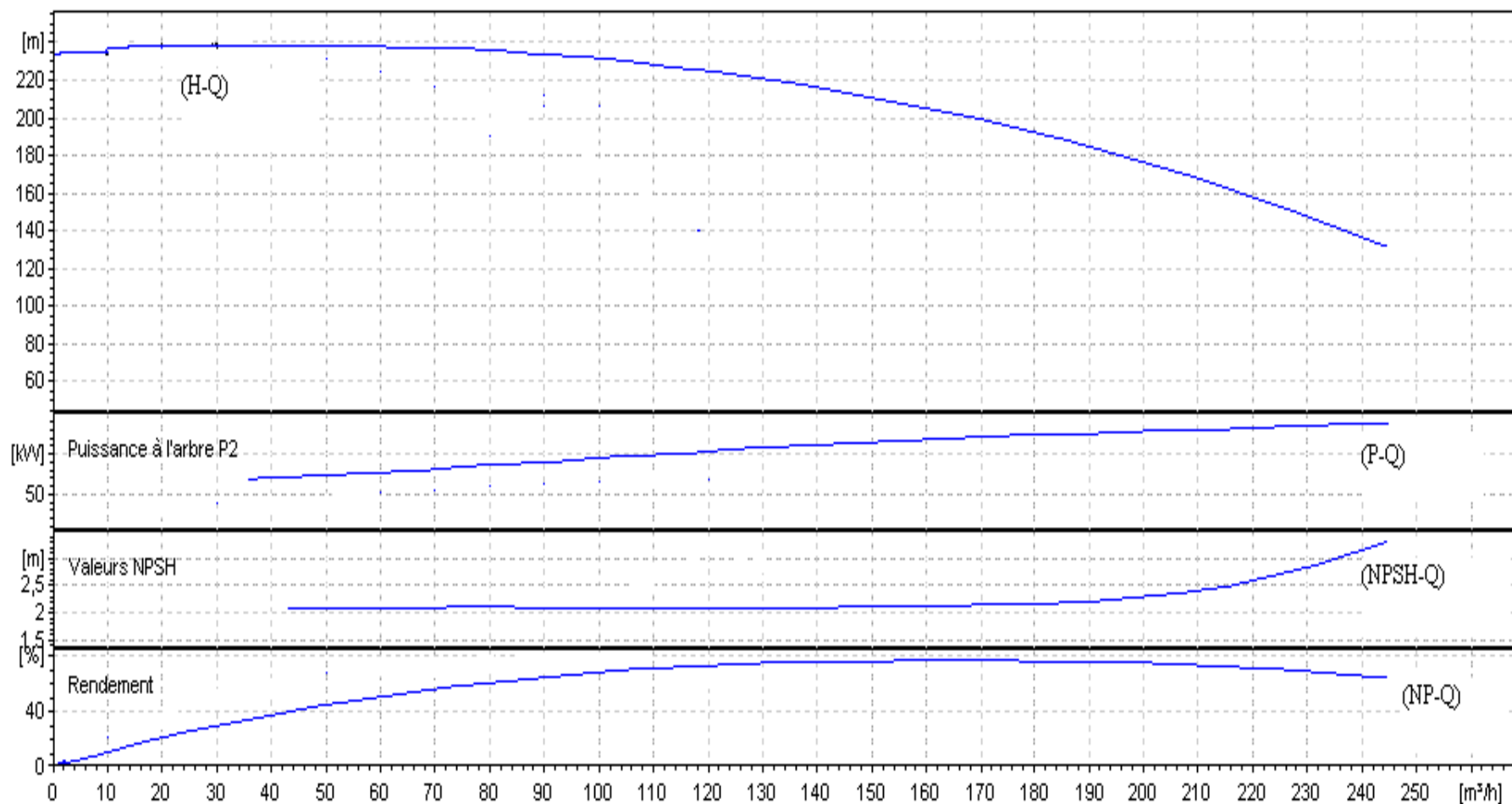


Figure V-1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/8A.

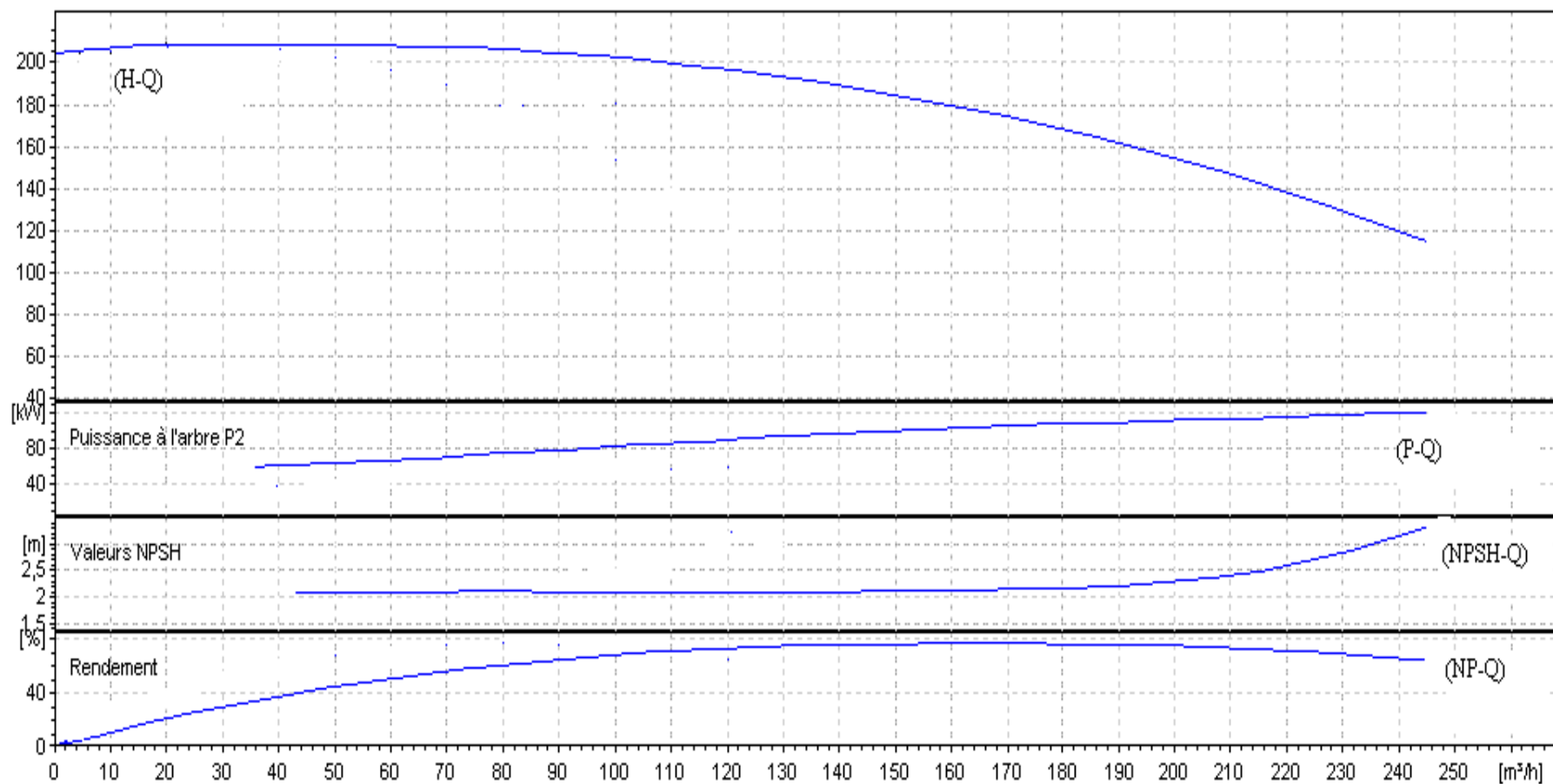


Figure V-2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI PM100/7A.

V- 6- Point de fonctionnement :

Le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite [H_c-Q] est appelé point de fonctionnement.

La courbe caractéristique de la conduite est obtenue par l'installation de la pompe.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage.

-Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (V-2)$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (V-3)$$

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)

V-6-1- Refoulement SP1-bâche de la SP2 :

Tableau V-3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bâche de la SP2)

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	158,56	6134,6	300	0,0335	0	0	158,56
2	10	20	158,56	6134,6	300	0,0335	0,22	0,24	158,80
3	20	40	158,56	6134,6	300	0,0335	0,86	0,95	159,51
4	30	60	158,56	6134,6	300	0,0335	1,94	2,14	160,70
5	40	80	158,56	6134,6	300	0,0335	3,45	3,80	162,36
6	50	100	158,56	6134,6	300	0,0335	5,40	5,94	164,50
7	60	120	158,56	6134,6	300	0,0335	7,77	8,55	167,11
8	70	140	158,56	6134,6	300	0,0335	10,58	11,64	170,20
9	80	160	158,56	6134,6	300	0,0335	13,82	15,20	173,76
10	90	180	158,56	6134,6	300	0,0335	17,49	19,24	177,80
11	100	200	158,56	6134,6	300	0,0335	21,59	23,75	182,31
12	110	220	158,56	6134,6	300	0,0335	26,12	28,73	187,29
13	120	240	158,56	6134,6	300	0,0335	31,09	34,20	192,76

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement PF de la pompe sont donnés sur la figure V-3.

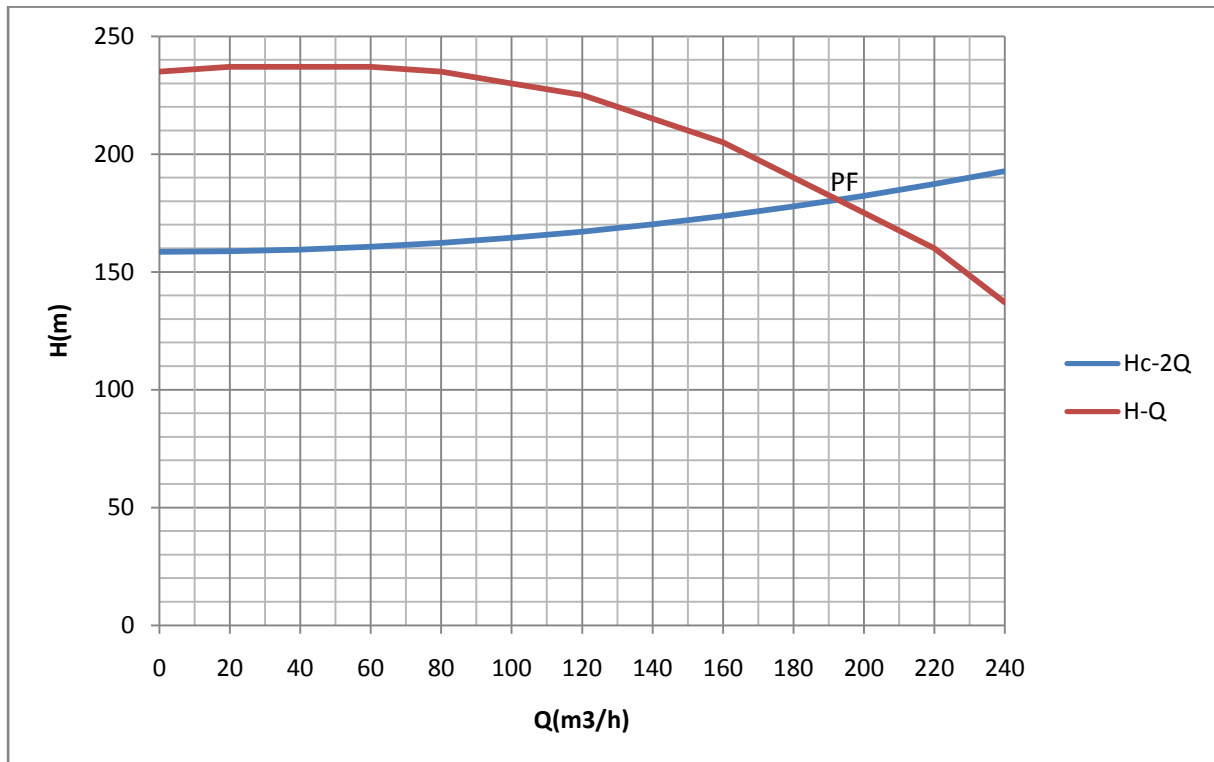


Figure V-3 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

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

$$\begin{cases} Q_{PF} = 190 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 186,48 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{PF} = 181 \text{ m} > H_{app} = 180,12 \text{ m} \end{cases}$$

V-6-2- Refoulement SP2-réservoir tampon d'ighil nath rayou :

Tableau V-4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir tampon d'ighil nath rayou)

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	153,27	883,43	300	0,0335	0	0	153,27
2	10	20	153,27	883,43	300	0,0335	0,03	0,03	153,3
3	20	40	153,27	883,43	300	0,0335	0,12	0,14	153,41
4	30	60	153,27	883,43	300	0,0335	0,28	0,31	153,58
5	40	80	153,27	883,43	300	0,0335	0,50	0,55	153,82
6	50	100	153,27	883,43	300	0,0335	0,78	0,85	154,12
7	60	120	153,27	883,43	300	0,0335	1,12	1,23	154,5
8	70	140	153,27	883,43	300	0,0335	1,52	1,68	154,95
9	80	160	153,27	883,43	300	0,0335	1,99	2,19	155,46
10	90	180	153,27	883,43	300	0,0335	2,52	2,77	156,04
11	100	200	153,27	883,43	300	0,0335	3,11	3,42	156,69
12	110	220	153,27	883,43	300	0,0335	3,76	4,14	157,41
13	120	240	153,27	883,43	300	0,0335	4,48	4,92	158,19

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement PF de la pompe sont donnés sur la figure V-4.

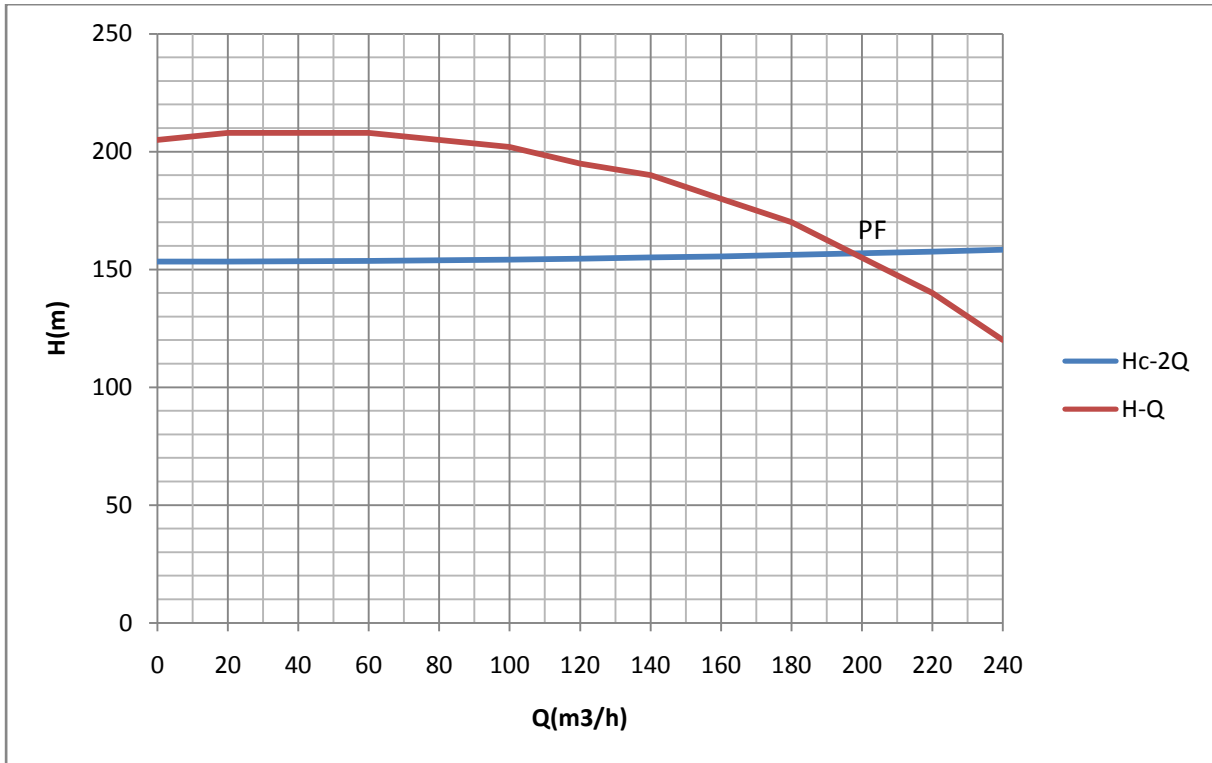


Figure V-4: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

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

$$\begin{cases} Q_{PF} = 197 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 186,48 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{PF} = 158 \text{ m} > H_{app} = 156,49 \text{ m} \end{cases}$$

V-7-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

a) Débit disponible > Débit appelé :

On corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

-Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.

-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 :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V-4)$$

Où :

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

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

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

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V-5)$$

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

-Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc.)

-Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V-6)$$

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

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

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

-Changement du type de la pompe.

b) Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas, il faut faire un réglage soit :

-Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

-Changement de type de pompe.

Remarque :

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage.

V-7-1- Refoulement : SPI - Bâche SP2 :

-le Vannage :

$$H_c' = 185 \text{ m}$$

$$h_v = 185 - 180,12 \Rightarrow h_v = 4,88 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst}^{av,van} = 75,5\% \text{ (tableau V-1).}$$

$$\eta_{inst}^{ap,van} = 75,5 * \frac{180,12}{180,12 + 4,88} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 73,5 \%$$

Moyennant la formule III-12 (chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{186,48}{2} \Rightarrow Q = 93,24 \text{ m}^3 / \text{h} .$$

Ainsi : $P_{abs} = \frac{9,81 * 93,24 * 185}{0,735 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 63,95 \text{ Kw.}$

- Diminution du temps de pompage :

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{186,48}{190} * 20 \Rightarrow t' = 19 \text{ h } 37 \text{ min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{PF}=190 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 75,3 %.

Moyennant la formule III-12 (chapitre III) on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{190}{2} \Rightarrow Q = 95 \text{ m}^3 / \text{h}$$

AN :

Ainsi :

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 95 * 181}{0,753 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 62,23 \text{ Kw.}$$

Conclusion :

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

V-7-2- Refoulement : SP2 - Réservoir tampon d'ighil nath rayou:

- **le Vannage :**

$$H_c = 161 \text{ m}$$

$$h_v = 161 - 156,49 \Rightarrow h_v = 4,51 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 75,4\% \text{ (Tableau V-2).}$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 75,4\% * \frac{156,49}{156,49 + 4,51} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 73,29\%$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{186,48}{2} \Rightarrow Q = 93,24 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Ainsi :
$$P_{abs} = \frac{9,81 * 93,24 * 161}{0,7329 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 55,81 \text{ Kw.}$$

- **Diminution du temps de pompage :**

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{186,48}{197} * 20 \Rightarrow t' = 18\text{h}55\text{min}$$

Le rendement correspondant au débit $Q_{PF}=197 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **72,2 %** ;

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que $Q = \frac{Q_{pf}}{n}$: avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{197}{2} \Rightarrow Q = 98,5 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Ainsi :
$$P_{abs} = \frac{9,81 * 98,5 * 158}{0,722 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 58,74 \text{ Kw.}$$

Conclusion :

On opte pour le réglage par vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

V-8- Etude de la cavitation [3] :

La cavitation est un terme employé pour décrire le phénomène qui se produit dans une pompe quand le NPSH est insuffisamment disponible. la pression du liquide est réduite a une valeur égale ou inférieure a sa pression de vapeur la ou les petites bulles ou poches de vapeur commençant à se former.

Le bruit d'accompagnement est le moyen le plus facile pour identifier la cavitation. La vibration et les dommages mécaniques tels que la défaillance de roulement peuvent également se produire en raison du fonctionnement dans la cavitation.

Pour éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{V-7}$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \tag{V-8}$$

Avec :

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \tag{V-9}$$

H : altitude de la station.

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

Tableau V-5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \tag{V-10}$$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_A * Q_{app}^2}{D_C^{5,3}} + \frac{l_a * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V-11)$$

Avec :

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_A = 15$ m ;

l_r : longueur de la conduite d'aspiration, $l_a = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V-12)$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

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

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V-13)$$

Avec :

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V-14)$$

Avec :

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

-Calage de la pompe :

Pour que la pompe ne Cavite pas il faut déterminer avec précision la cote de son axe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration .

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-15)$$

Avec :

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-16)$$

Avec :

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

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

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

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

V-8-1- Refoulement SP 1 - bête de la (SP2) :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,21$ m.

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 368,17 \Rightarrow P_{at} = 9,82$ mce

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 93,24}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,47 \text{ m/s}$$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 186,48}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,210 \text{ m}$$

$$D_c = 0,21 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 186,48}{3,14 * 0,21^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,5 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 210 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{15 * (186,48 / 3600)^2}{0,21^{5,3}} + \frac{1,5 * (93,24 / 3600)^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,31 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,31 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,36 \text{ m}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,21 + 0,3 - 9,82 + 0,24 + \frac{1,47^2}{2 * 9,81} + 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,6 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (V.18)$$

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,82 - 2,21 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,47^2}{2 * 9,81} - 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6,6 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 371,27 - 4,22 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 368,25 \text{ mNGA}$$

La cote de l'axe de la pompe : La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 368,25 + 6,6 - 0,3 \Rightarrow$

$$\nabla_{axe} = 374,55 \text{ mNGA}$$

V-8-2- Refoulement SP2-réservoir tampon d'ighil nath rayou :

La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,26 \text{ m}$.

La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 526,73 \Rightarrow P_{at} = 9,6 \text{ mce}$

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$

Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 93,24}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,47 \text{ m/s}$$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 186,48}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,21 \text{ m}$$

$$D_c = 0,21 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 186,48}{3,14 * 0,21^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,5 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 210 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{15 * (186,48 / 3600)^2}{0,21^{5,3}} + \frac{1,5 * (93,24 / 3600)^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,31 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,31 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,36 \text{ m}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,26 + 0,3 - 9,6 + 0,24 + \frac{1,47^2}{2 * 9,81} + 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,33 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

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

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,6 - 2,26 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,47^2}{2 * 9,81} - 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6,33 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 529,73 - 3,82 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 526,51 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 526,51 + 6,33 - 0,3$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 532,54 \text{ mNGA}$$

V-9- Choix du moteur électrique :

V-9-1- Caractéristiques du moteur électrique de SP1 :

D'après le logiciel CAPRARI les caractéristiques du moteur sont comme suit :

- Fréquence 60HZ
- Tension nominale 460V
- Vitesse nominale 1750 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 75 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

V-9-2- Caractéristiques du moteur électrique de SP2 :

D'après le logiciel CAPRARI les caractéristiques du moteur sont comme suit :

- Fréquence 60HZ
- Tension nominale 460V
- Vitesse nominale 1750 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 132 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

Conclusion :

On a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal type CAPRARI pour les deux stations de pompage. D'après l'étude faite dans ce chapitre on a trouvé que la première station de pompage est composée de deux pompes de type PM100/8A et une pompe de secours. Pour la deuxième station de pompage on a opté pour deux pompes de type PM100/7A et une pompe de secours. ces pompes sont accouplées a des moteurs électriques asynchrones triphasés a vitesses de rotation variables.

Chapitre VI

Protection des conduites

Introduction :

Les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles. Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans les-quels elles sont posées.

dans ce chapitre nous allons étudier la protection des conduites contre la corrosion et le phénomène du coup de bélier.

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

Définition [1] :

Lorsque l'on modifie brutalement la vitesse d'un fluide en écoulement dans une Canalisation, il se produit un violent changement de pression. Ce phénomène transitoire, appelé coup de bélier, apparaît généralement lors d'une intervention sur un appareil attaché au réseau (pompes, vannes...). Des ondes de surpression et de dépression se propagent le long de la canalisation à une vitesse "C" appelée célérité de l'onde.

VI-1-1- Causes du coup de bélier:

Les coups de bélier peuvent prendre naissance aussi bien dans les conduites gravitaires que dans les refoulements. Ils ont pour origine quatre causes principales :

- le démarrage et l'arrêt des pompes,
- la fermeture des vannes, bornes, appareils d'incendie ou de lavage,
- la présence d'air,
- la mauvaise utilisation des appareils de protection.

VI-1-2- Conséquences du coup de bélier :

Les surpressions peuvent entraîner dans des cas critiques la rupture de certaines Canalisations ne présentant pas de coefficients de sécurité suffisants. Les dépressions Peuvent créer des poches de cavitation dangereuses pour les canalisations et pour les appareils de robinetterie.

- Cas de la surpression :

Une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des

tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

-Cas de dépression :

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

- Fatigue de la canalisation :

Les alternances des surpressions et dépressions provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI-1-3- Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [4] :

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

- Cheminée d'équilibre :

C'est un réservoir à l'air libre il sert à protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Il faut connaître leur géométrie mais aussi leurs conditions de connexion traduites par deux coefficients de perte de charge singulières, l'un à l'entrée et l'autre à la sortie de la cheminée.

- Soupape de décharge :

C'est un organe qui a pour but de s'ouvrir et de laisser s'échapper un certain débit dès que la pression dépasse les limites. Le clapet reprend sa place dès que les perturbations disparaissent.

- Volant d'inertie :

C'est un dispositif collé sur l'arbre de la pompe qui emmagasine pendant le démarrage du groupe une énergie cinétique, ce qui permet à la pompe de continuer à tourner pendant des dizaines de secondes en assurant l'alimentation de la veine liquide, après la disjonction d'énergie permet d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc en diminuant l'intensité du coup de bélier.

- Réservoirs d'air :

Cet organe est constitué d'un réservoir métallique clos, contenant de l'air et de l'eau, il sert à protéger aussi bien les installations contre les dépressions que contre les surpressions. Cette capacité est disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement immédiatement à l'aval du clapet.

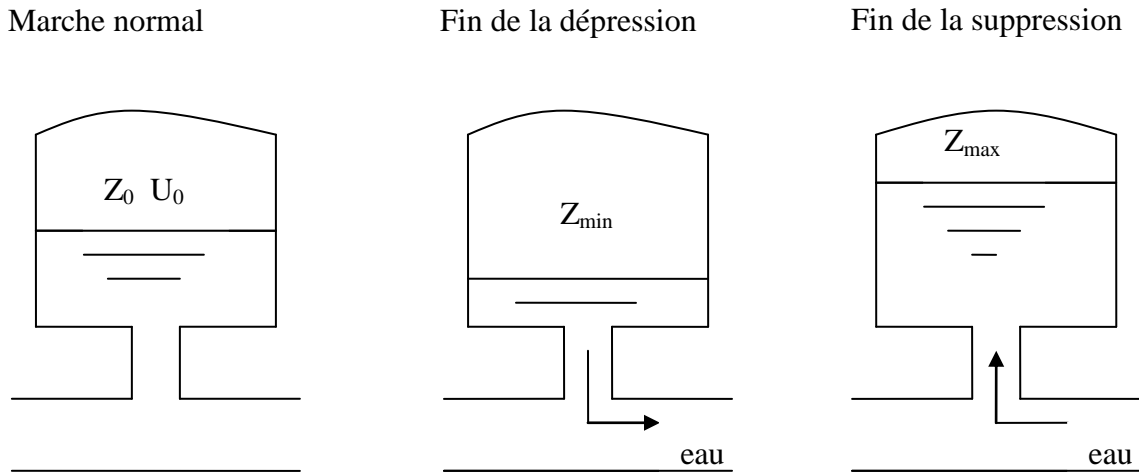


Figure VI-1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VI-1-4- Calcul des réservoirs 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 :

-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.

-Méthode de BERGERON :

La méthode de BERGERON donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations

VI-1-4-1- Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:

Pour un fonctionnement normal on a :

Le volume d'air U_0 dans la cloche est donné par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (VI-1)$$

Avec :

L : longueur de la conduite à protéger(m) ;

S : section de la conduite à protéger (m²);

V₀ : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

Z₀ : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant : $h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VI-3})$$

➤ Dans le cas de coup de bélier :

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI-4})$$

V₀: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI-5})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de **SALAH. B** pour les conduites enterrés (cas réelle).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI-6})$$

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*10¹¹ pour la fonte ;

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, ν_m=0,3 pour la fonte ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, ν_s=0.33 ;

e_m : Epaisseur de la conduite (m), e_m =0.0046m pour la fonte ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI-1})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

-Les données de base :

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

Tableau VI.-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D	S	V	L	Hg
		(mm)	(m ²)	(m/s)	(m)	(m)
SP 1	fonte	300	0,0707	0,73	6134,6	158,56
SP 2	fonte	300	0,0707	0,73	883,43	153,27

-Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (*10 ⁹)	P	a	ν_m	ν_s	E_s (*10 ⁸)	E_m (*10 ¹¹)	e_m	C
	(Pa)	(Kg/m ³)	(m)	-	-	(Pa)	(Pa)	(m)	(m/s)
SP 1	2,07	1000	0,175	0,3	0,33	2	1	0,0046	948,89
SP 2	2,07	1000	0,175	0,3	0,33	2	1	0,0046	948,89

-Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP1	168,56	239,17	0,73	0,027	1,6*10 ⁻⁴	0,003	0,73	1,30	1,78	2000
SP2	163,27	233,99	0,73	0,027	1,65*10 ⁻⁴	0,003	0,725	0,19	0,26	500

-Caractéristiques finales du réservoir d'air :

On se basant sur la figure (VI-2) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-4: Les dimensions des réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Volume normalisé (Litre)	Ø E (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	I (mm)	Poids sans sortie (kg)
SP1	2000	1000	1565	2891	475	80	100	750	1800	994
SP2	500	630	1195	1798	475	60	80	490	1000	294

VI-1-4-2- Encombrement du réservoir d'air [8] :

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-2)

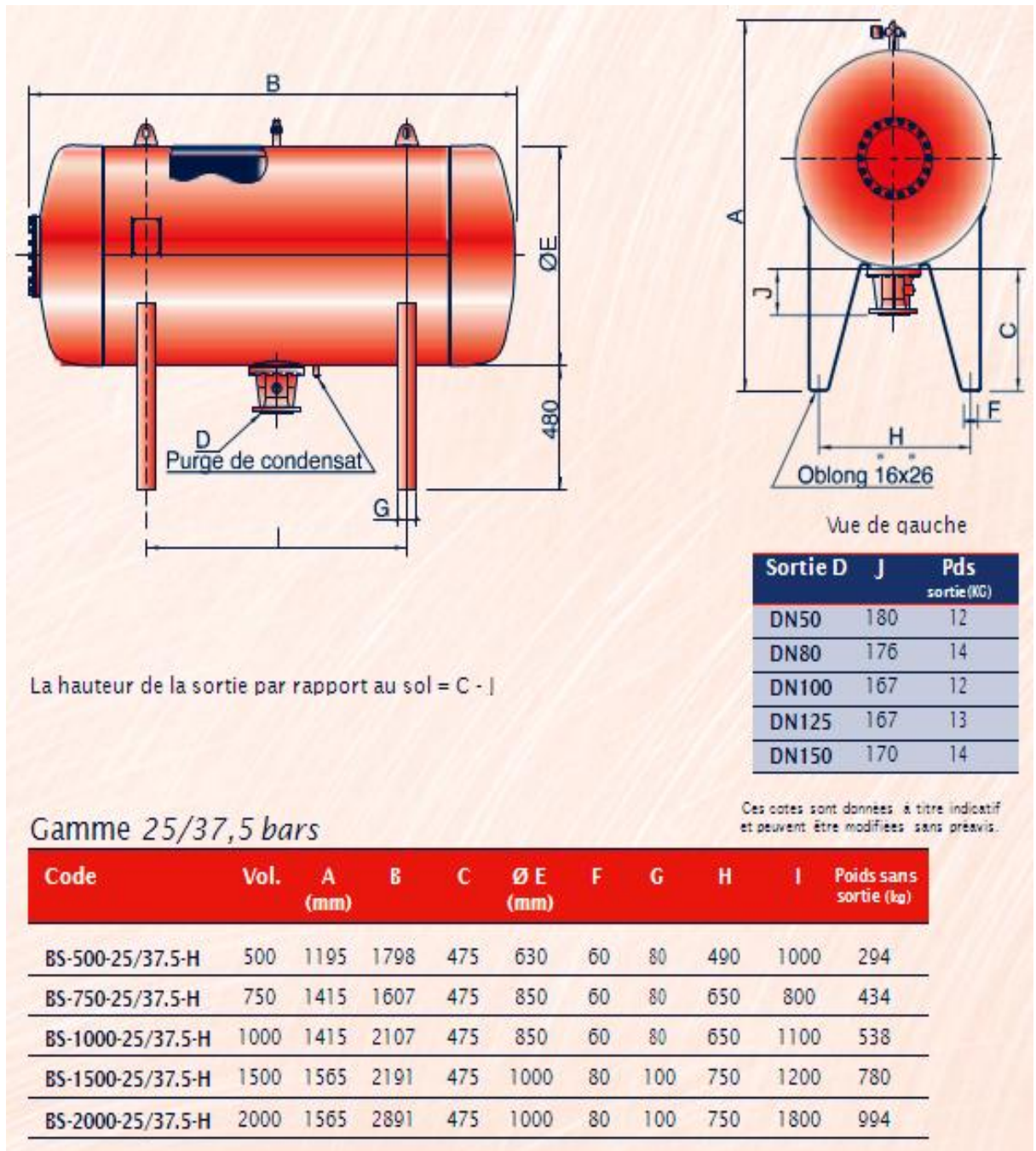


Figure VI-2 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

Le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

VI-2- Protection des conduites contre la corrosion :

-Généralité [1] :

Le phénomène de la corrosion est provoqué soit par la nature de l'eau transportée ou soit par la nature du sol.

Certaines eaux attaquent les canalisations métalliques non revêtues intérieurement. Les réactions chimiques produisent de l'hydroxyde ferreux, puis ferrique, puis entraînent la formation de nodules, On rencontre ce phénomène dans les anciennes conduites sans cimentation intérieure. Aujourd'hui, les conduites en fonte ductile sont revêtues intérieurement de mortier de ciment de polyuréthane, ce qui élimine ce risque.

A noter que la corrosion par les eaux potables est un processus généralement lent. Les normes de potabilité recommandent la distribution d'eaux non corrosives et non agressives, garantissant à la fois la permanence de la qualité des eaux et la protection des canalisations et des installations publiques et privées.

VI-2-1- Facteurs de la corrosion :

Parmi les facteurs de la corrosion, nous avons :

- les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le pH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO₂ et le H₂S, nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a 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.
- La connaissance 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.
- Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau ;
- L'acier est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

Toutefois, étant donné la grande variété des eaux transportées, il est possible de rencontrer des eaux faiblement minéralisées (eaux douces), pouvant attaquer les matériaux en contact avec elles ainsi que des eaux corrosives et/ou agressives. Donc pour lutter contre le phénomène de la corrosion, il faut protéger la conduite par les moyens de protection.

VI-2-2- Protection contre la corrosion de conduites en fonte ductile [6] :

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- Revêtement en polyéthylène
- Revêtement en polyuréthane
- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé

VI-2-3- Moyens de lutte contre la corrosion :

- 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.

- Protection cathodique :

Elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière passif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode naturelle (rail électrifié, par exemple) ou matricielle (blocs de magnésium, déversoir). Cette méthode implique l'utilisation d'une source de courant auxiliaire, d'origine galvanique (anodes réactives de magnésium) ou d'origine industrielle (protection électrique).

Cette méthode peut se faire de deux façons :

-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.

-soit à constituer avec un métal plus électro-négatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

La protection cathodique se divise en deux :

-Protection cathodique par anode réactive :

Il suffit de relier la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (zinc ou magnésium) de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle d'une cathode. Ce sont des cylindres de 15 à 30 kg, que l'on enfouit dans le sol à 3 mètres environ de la conduite.

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

Afin d'augmenter le rendement, on entoure l'anode d'une bouillie à base d'argile, colloïdal qui permet d'entretenir autour de l'anode une humidité favorable. Elles sont reliées à la conduite par câble isolé de place en place, on dispose des bornes de contrôle pour vérifier les potentiels

Ce dispositif convient pour la protection de tronçons de petits diamètres et de faible longueur. Il n'est utilisé que dans l'absence des courants vagabonds.

-Protection cathodique par soutirage de courant :

On relie la conduite au pôle négatif d'une source de courant continu ; le pôle positif est relié à une prise de terre constituée par des vieux rails enterrés.

Dans le cas des courants vagabonds, générés par des rails par exemple, on peut drainer le courant et le soutirer si nécessaire.

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 des vieux rails.

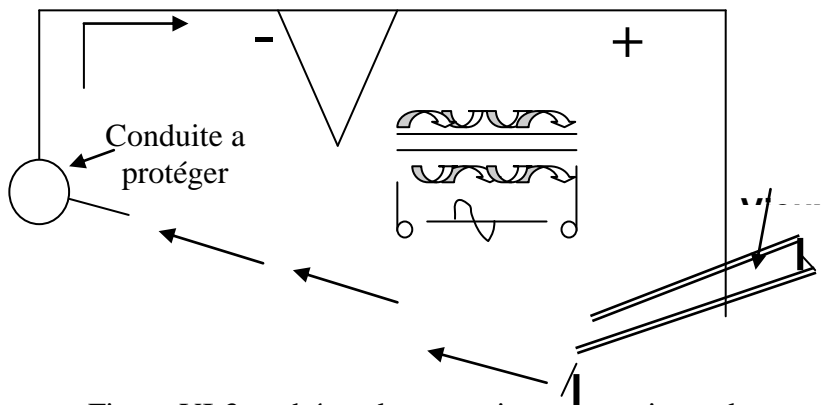


Figure VI-3 : schéma de protection par soutirage de courant

Conclusion :

D'après l'étude faite dans ce chapitre, nous avons opté à la protection par un revêtement en polyéthylène pour protéger les conduites contre le phénomène de la corrosion, et ce qui concerne la protection des conduites contre le coup de bélier nous avons opté à l'installation des réservoirs d'air dont le volume est de 2000 litres à la sortie de la première station de pompage, et un volume de 500 litres à la sortie de la deuxième station de pompage. 2000 litres d'air et 500 litres d'air.

CHAPITRE VI: PROTECTION ANTI-BELIER

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction :

Le but de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur les coûts du projet et son délai d'exécution. Il est également nécessaire d'étudier un plan d'installation de chantier pour éviter différentes gênes et retard lors d'exécution.

. VII-1- Différents travaux à exécuter :

VII-1-1- Travaux pour les stations de pompage :

Les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

- Décapage :

Le décapage consiste à enlever la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

- Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : L*1*h

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5*1,5*1,5m^3$

- Coulage du béton de propreté :

Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Les demis -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

-Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII-1-2- Travaux concernant l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Le terrassement est généralement réalisé à l'aide d'une pelle hydraulique.

- Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- Pose du lit de sable :

Le fond de fouille constitue la zone d'assise du tuyau. Dans le cas où le sol en place est pulvérulent et relativement homogène, la pose directe du tuyau sur le fond de fouille décrit précédemment est possible.

Il y a lieu de s'assurer de l'assise suffisante du tuyau, notamment dans le cas des grands diamètres. Lorsqu'un fond de fouille ne se prête pas à la pose directe, il y a lieu de rapporter un lit de pose en gravillons concassés ou en sable. Son épaisseur est de l'ordre de 15cm.

- Pose des conduites :

Les conduites se posent, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

- Remblayage des tranchées :

Les tranchées sont remblayées en ayant soin, s'il s'agit de tuyaux en tôle d'acier ou de tuyaux en fonte, de prendre toutes dispositions utiles pour que la paroi du tuyau ne soit pas en contact direct avec de gros cailloux ou de gros fragments de roche dure.

- Nivellement et compactage :

On procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII-2- Calcul des volumes des travaux :

VII-2-1- Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $20 \times 16 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h = 1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de côté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,9 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 20 m et une largeur de 16 m , sachant que l'espacement en longueur est de $4,5 \text{ m}$ et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de $4,8 \text{ m}$. Le nombre de poteaux total est de 20.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 20 semelles et 20 fouilles.

- Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm .

$$20 \times 16 \times 0,10 = 32 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à 32 m^3

Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total de décapage est de :

$$32 * 2 \text{ soit : } \mathbf{64 \text{ m}^3}$$

-Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 1 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $20 \times 16 \times 1$ soit : **320 m³**.

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5$ m³.

Le volume à excaver pour une fouille est de 3,375 m³.

Le nombre de fouilles étant de 20, le volume de l'excavation de toutes les fouilles est de **67,5m³**.

Le volume des déblais est tel que : $320 + 67,5$ soit environ: **387,5m³**

Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total des déblais est de : $387,5 \times 2$ soit : **775 m³**

-Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,10$ soit 0,225 m³.

Le nombre de fouilles étant de 20, le volume du béton de propreté est de **4,5m³**.

Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total du béton de propreté est de : $2 \times 4,5$ soit : **9 m³**.

-Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de pompages dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII-1: Calcul du volume du béton armé pour une seule station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h*N (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	20	18
avants poteaux	0,3	0,3	0,9	20	1,62
poteaux	0,3	0,3	6	20	10,8
ceintures inf. long.	18	0,3	0,45	1	2,43
ceintures inf. larg.	16	0,3	0,45	1	2,16
ceintures sup. long.	18	0,3	0,45	1	2,43
ceintures sup. larg.	16	0,3	0,45	1	2,16
dalle supérieure	20	16	0,07	1	22,4
chape inférieure	20	16	0,07	1	22,4
TOTAL :					84,4

Le volume du béton armé sera donc de 84,4 m³

Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 2 * 84,4 soit : **168,8 m³**.

- Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeurs initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de 2,25 m³. Le nombre de fouilles étant de 20 le volume de remblais compacté des fouilles est de **45 m³**. Le nombre de station de pompage étant deux, alors le volume total du remblai compacté est de : 2* 45 soit : **90 m³**

-Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm. La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 4320 briques, Dans notre étude, on va opter pour un double cloisonnement donc le nombre de brique total est de : N b = 4320*2 = **8640 briques**.

Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **8700briques**,

Le nombre de station de pompage étant deux, alors quantité totale de la brique de ces stations est de : 2 * 8700, soit : **17400 briques**.

Tableau VII-2: Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	32
2	Excavation	m ³	387,5
3	Remblais compacté	m ³	45
4	Béton de propreté	m ³	4,5
5	Béton armé semelle	m ³	18
6	Béton armé demi poteaux	m ³	1,62
7	Béton armé des ceintures	m ³	9,18
8	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	m ³	22,4
9	Béton armé poteaux	m ³	10,8
10	Béton armé dalle	m ³	22,4
11	Maçonnerie (briquetage)	u	8700

VII-2-2- Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- Déblais d'excavation de l'adduction :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VII-1).

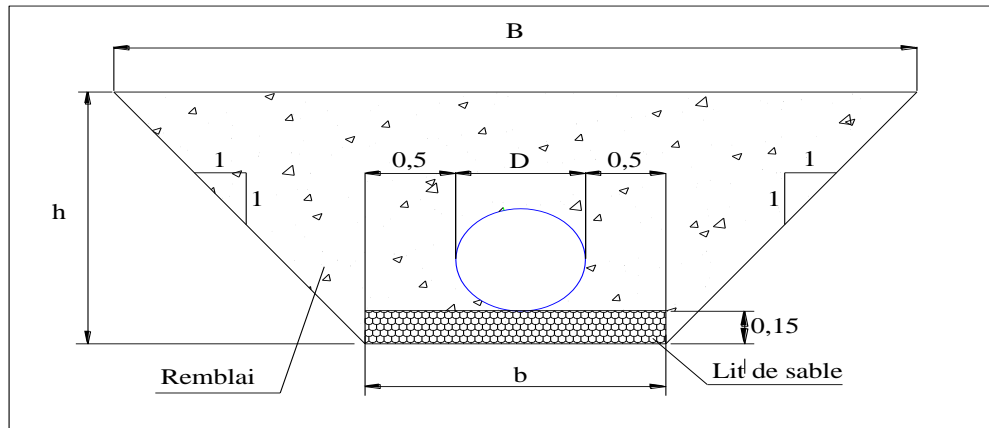


Figure VII-1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :
$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \tag{VII-1}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \tag{VII-2}$$

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VII-3.: Calcul du volume des déblais de l'adduction

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
Point de piquage-SPN1	0,300	1,3	3,7	1,20	3	3580	10740
SPN1-SPN2	0,25	1,25	3,65	1,20	2,94	6134,6	18035,72
SPN2-R tampon d' ighil nath rayou	0,25	1,25	3,65	1,20	2,94	883,43	2597,28
R tampon d' ighil nath rayou-R terminal d' ighil nath rayou	0,150	1,15	3,55	1,20	2,82	801,55	2260,37
Total							33633,37

Donc le volume total des déblais est de : **33633,37 m³**

- Lit de sable :

La conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VII-3)}$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VII-4.

Tableau VII-4 : Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
Point de piquage-SPN1	1,3	0,15	3580	698,1
SPN1-SPN2	1,25	0,15	6134,6	1150,24
SPN2-R tampon d' ighil nath rayou	1,25	0,15	883,43	165,64
R tampon d' ighil nath rayou-R terminal d' ighil nath rayou	1,15	0,15	801,55	138,27
TOTAL				2152,25

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 2152,25\text{m}^3$

- Volume de la conduite :

Avant de calculer le volume de la conduite, on détermine sa section par la formule suivante :

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{(VII-4)}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII-5})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau VII-5.

Tableau VII-5 : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
Point de piquage-SPN1	0,3	0,071	3580	254,18
SPN1-SPN2	0,25	0,049	6134,6	300,59
SPN2-R tampon d' ighil nath rayou	0,25	0,049	883,43	43,29
R tampon d' ighil nath rayou-R terminal d' ighil nath rayou	0,15	0,018	801,55	14,43
TOTAL				612,49

Le volume de la conduite : $V_c = 612,49 m^3$

- Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII-6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $\Rightarrow V_r = 30868,63 m^3$

VII-3 : Calcul de cout de tous les travaux :

Le cout total des deux stations de pompage est résumé dans le tableau VII-6

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII-6 : Estimation de cout des travaux de SP1 et SP2

Désignation	Unité	Quantité	PRIX (DA)	Montant (DA)
Décapage	m3	64	200	12800
Excavation	m3	775	300	232500
Remblais compacté	m3	90	473	42570
Béton de propreté	m3	9	12000	108000
Béton armé semelle	m3	36	20000	720000
Béton armé demi poteaux	m3	3,24	20000	64800
Béton armé des ceintures	m3	18,36	20000	367200
Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	m3	44,8	20000	896000
Béton armé poteaux	m3	21,6	20000	432000
Béton armé dalle	m3	44,8	20000	896000
Maçonnerie (briquetage)	u	17400	40	696000
			Total	4467870

-La pose de la canalisation :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau VII-7

Tableau VII-7 : Estimation de cout de la pose de la canalisation.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m3	336333,37	300	100900011
Lit de sable	m3	2152,25	800	1721800
Remblais compacté	m3	30868,63	400	12347452
La conduite	m			12668908,6
			Montant	127638172

Donc le cout de tout le projet est :

$$4467870+127638172=132106042 \text{ DA}$$

VII-4- Les engins de chantier :

-Les tracteurs :

Ce sont des engins automoteurs capables de transmettre un mouvement à d'autres matériels non automoteur, soit en les tractant soit en les poussant, comme engin mobile on exige de lui les qualités suivantes :

- Puissance adoptée à l'usage envisagé ;
- Robustesse (solide) ;
- Facilité de conduite ;
- Maniable (facile à manœuvrer) ;
- Fonctionnement économique.

Dans a pratique, on utilise seulement les tracteurs muni de moteurs diesels, rapides qui sont plus puissants et plus économiques que les tracteurs muni de moteurs essences.

- Le tracteur à chenilles :

C'est un tapis de roulements sur lequel s'engrènent les roues motrices. Les tracteurs à chenilles répartissent le poids de l'engin sur une grande surface de terrain, et de ce fait la pression exercée sur le sol est suffisamment faible variant entre 0,3 et 0,6 kg/cm², avec ce type d'engin on peut travailler facilement sur les terrains peu consistants et en cas de mauvais temps, les chenilles assurent une très bonne adhérence au sol. L'inconvénient est que leur vitesse est limitée, elle est de l'ordre de 10km/h surtout lors de chargement des chantiers, elles ne peuvent rouler sur les routes sans peuvent égrader l'état de revêtement.

-Tracteurs à pneus :

A l'origine ces tracteurs comprenaient deux (02) roues avant directrices et deux (02) roues arrière motrices. La tendance actuelle consiste à envisager les quatre (04) roues motrices et directrices à la fois. Ce qui peut présenter des nombreux avantages, au point de vue : adhérence, rendement et maniabilité.

La pression exercée par le pneu au sol est supérieure à celle exercée par une tracteur à chenilles, elle est de l'ordre de 1,1 à 1,6 bars. La vitesse de déplacement peut atteindre 60 km/h, ils conviennent pour les terrains de faible pente.

-Le dozer :

C'est l'engin qui peut faire tout à la fois : il peut extraire, pousser, transporter (sur faible distance) et régaler (mettre à niveau égal).

Les usages les plus fréquents sont :

Les dozers peuvent entreprendre la préparation des terrains défrichant et débroussaillant, ils peuvent abattre les arbres également.

Ils font également les terrassements proprement dits (car la fouille se fait par passe).

Les dozers conviennent également et au nivellement des matériaux misent en dépôt par d'autres engins, ils peuvent faire divers travaux comme :

Les creusements des faussées, dresser des talus, démolir des maçonneries, combler des trous ou de tranchées, déblayer des obstacles variés, déneiger...

-les pelles :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais

Ce sont des engins très répondus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

-La niveleuse :

On peut distinguer la niveleuse automotrice appelée moteur grader et la niveleuse tractée appelée grader, le moteur grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras codé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (avant train) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale ;
- Une couronne circulaire ;

Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement.

La niveleuse en plus de son travail de terrassement est un engin de finition en plus ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres ;
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur ;
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

-Les engins de compactage :

On distingue les rouleaux à pied et les rouleaux lisses. Le compactage se fait en commençant par la partie inférieure de la couche à tasser. En effet, au début du travail les pieds pénètrent entièrement dans le sol. Au fur et à mesure des passes, les couches les plus profondes sont tassées et les pieds ne pénètrent plus entièrement on dit qu'ils remontent. En fin ils ne sont plus en contact avec le sol que par l'intermédiaire de leur base,

Conclusion :

On a conclu a partir de ce chapitre que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux car elle nous définit tout les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier, et nous donne après le calcul du coût total de projet.

L'organisation de chantier elle définit aussi tout les engins utilisés dans le chantier et le choix finale des engins est basé sur une étude économique.

Conclusion générale

Lors de cette étude, nous avons essayé de toucher aux éléments essentiels concernant l'étude d'alimentation en eau potable des localités d'AHNIF, dans la wilaya de BOUIRA. Notre projet commence à partir d'un piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage TILES-DIT vers la wilaya de Bordj Bou Arreridj avec un débit de 3732, 83m³/j, pour une nouvelle chaîne d'adduction jusqu'à l'horizon 2040. En ce qui concerne le refoulement de l'eau jusqu'aux réservoirs de stockage. Les capacités de ces réservoirs sont de 200 m³ pour le réservoir tampon et pour le réservoir terminal d'Ighil Nath Rayou on a trouvé deux réservoirs jumelés de 500m³.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses adéquates. De ce fait, nous avons obtenu des diamètres de 300 m.

Pour l'adduction gravitaire, nous avons choisi les diamètres les plus avantageux en tenant compte des pertes de charges, et nous avons utilisé des robinets (vanne à boisseau à orifice circulaire) pour augmenter les pertes d'énergie.

Concernant les matériaux des conduites, Vu l'agressivité du sol de la région d'étude, nous avons préconisé l'utilisation des conduites en fonte ductile, et pour les avantages qu'elle présente, comparativement aux autres matériaux.

Pour le choix des pompes, nous avons opté à des pompes centrifuges à axe horizontal adaptées aux débits nécessaires. Ce choix est réalisé grâce au logiciel CAPRARI qui donne des résultats plus exacts par rapport aux méthodes classiques qui se limitent à la consultation des catalogues.

Pour la protection des conduites contre la corrosion, on a opté à un revêtement en polyéthylène. et pour lutter contre le coup de bélier on a opté à la projection des réservoirs d'air.

Enfin, nous signalons que ce projet garantira les besoins en eau des villages de la commune d'AHNIF jusqu'à l'horizon 2040.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

[1] **S. GOBAIN**, « Adduction et distribution d'eau », édition 2010, p.74.76.88.89.

[2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.

[4] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau » 1997, p. , C5 195-20,
C5 195-21 C5 195-26, C5 195-27.

[5] **J. BONVIN** « Hydraulique urbaine I », 1983 p.39.40.46.78.79.

[6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.

Catalogues :

[7] **Caprari** (pompes multicellulaires a haute pression).

[8] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXES

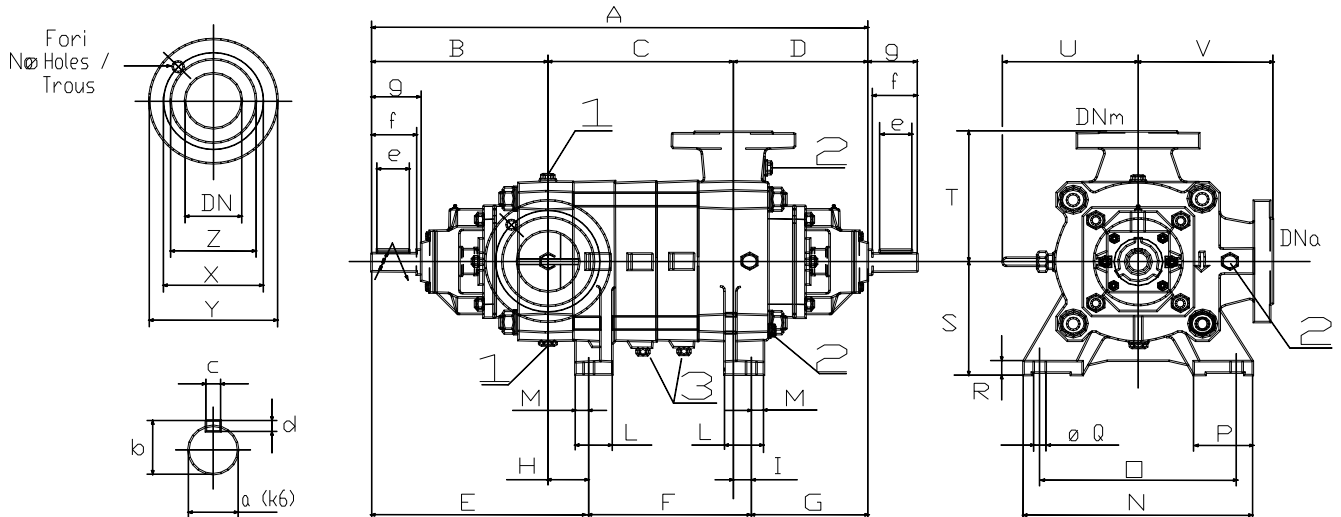
Annexe II

Annexe II-1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

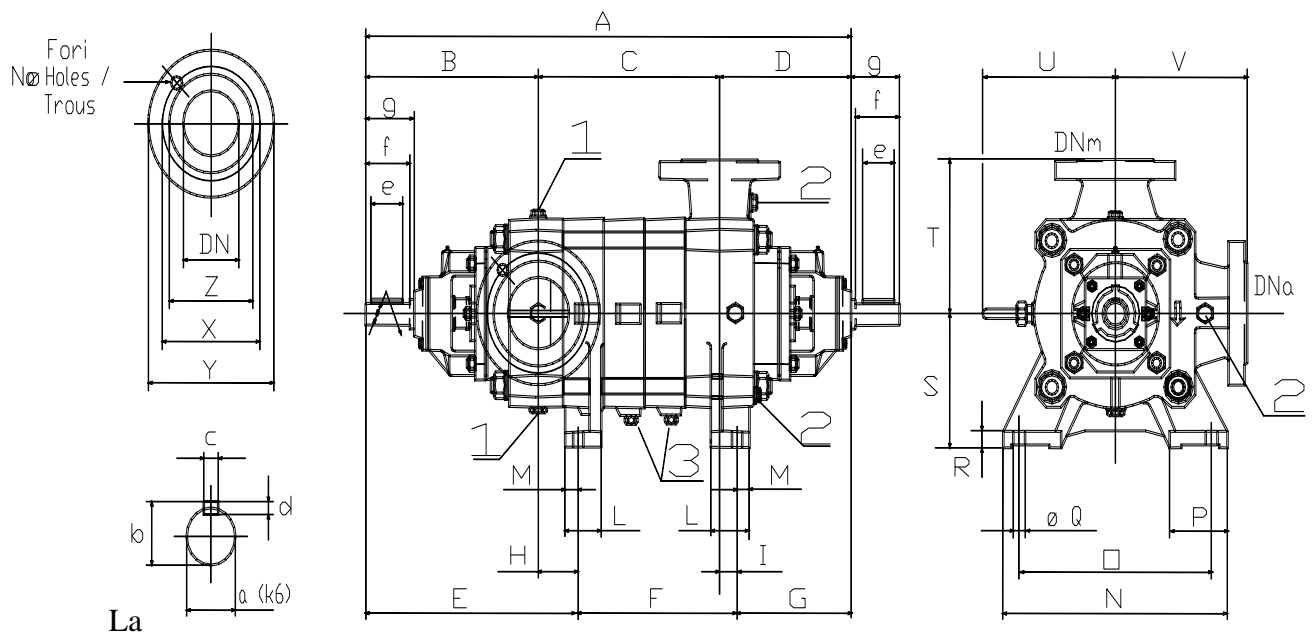
Annexe V

Annexe V-1 : Encombrement des pompes d'après le catalogue Caprari.



La Pompe type PM100/8A de la première station de pompage.

Les dimensions sont en (mm).				
A=1278	d=8	F=599	M=32	S=225
a=35	b-d=22	f=90	N=460	T=270
B=365	d-s=22	g=104	No=8	U=275
b=38	DNa=125	G=260	O=400	V=270
c=10	DNm=100	H=54	P=117	X-d=190
C=620	E=419	I=33	Q=24	X-s=220
D=293	e=70	L=85	R=30	Y-d=250
Y-s=270	Z-d=160	Z-s=188	/	/



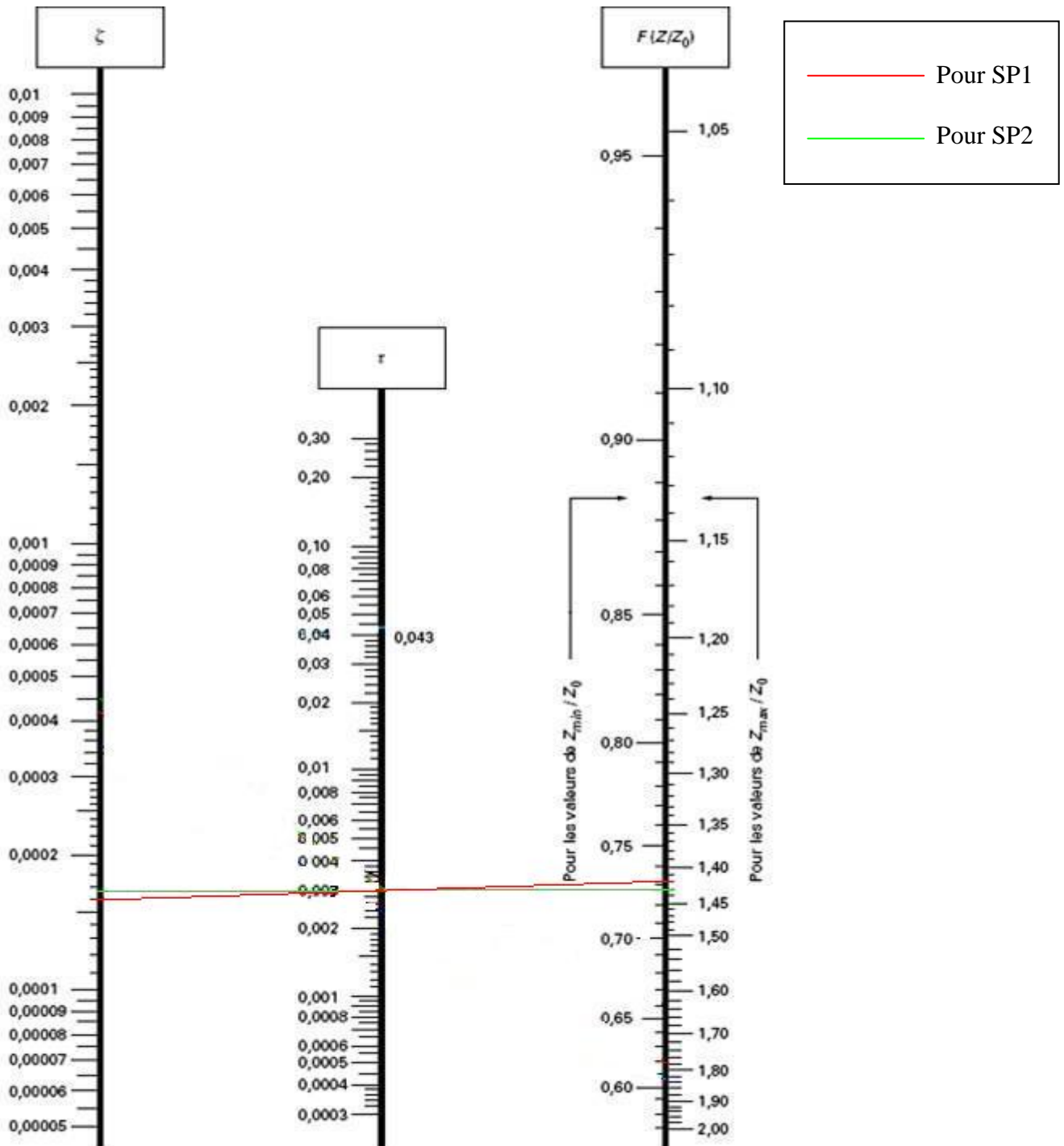
La

Pompe type PM100/8A de la première station de pompage.

Les dimensions sont en (mm).				
A=1203	d=8	F=524	M=32	S=225
a=35	b-d=22	f=90	N=460	T=270
B=365	d-s=22	g=104	No=8	U=275
b=38	DNa=125	G=260	O=400	V=270
c=10	DNm=100	H=54	P=117	X-d=190
C=545	E=419	I=33	Q=24	X-s=220
D=293	e=70	L=85	R=30	Y-d=250
Y-s=270	Z-d=160	Z-s=188		

Annexe VI

Annexe VI-1: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$