

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Réhabilitation de la station de pompage Tallaizid a partir de la station vers l'ouvrage de sortie Chr ea (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-16

APA Citation (توثيق APA):

Gataa, Nabila (2016). Réhabilitation de la station de pompage Tallaizid a partir de la station vers l'ouvrage de sortie Chr ea (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
- ARBAOUI Abdallah –

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

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 :

REHABILITATION DE LA STATION DE POMPAGE TALLAIZID A PARTIR DE LA
STATION VERS L'OUVRAGE DE SORTIE CHREA WILAYA DE BLIDA

Présenté par :

M^{lle} GATAÂ nabila

Promoteur:

M^r O.KHODJET -KESBA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r : SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} : Mokrane Wahiba	M.A.A	Membre
M ^{me} : Cheniti Wahiba	M.A.A	Membre
M ^{me} : Bouchama Hassina	M.A.A	Membre

Septembre 2016

Remerciements

Avant de présenter mon projet de fin d'étude, je tiens à remercier ALLAH qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour arriver jusque-là.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à mon promoteur

Mr O. Khoudjet -Kesba , pour son encadrement, sa disponibilité et ses conseils fructueux qu'il m'a prodigués le long de mon projet.

Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout le personnel de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

GATAÂ NABILA

dédicaces

A mes très chers parents

Dont leurs mérites, leurs sacrifices, leurs qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour :

Les mots me manquent pour exprimer toute la reconnaissance, la fierté et le profond amour que je vous porte pour les sacrifices qu'ils ont consenti pour ma réussite, qu'ils trouvent ici le témoignage de mon attachement, ma reconnaissance, gratitude et respect, que dieu leur préservent bonne santé et longue vie. Tous mes sentiments de reconnaissance pour vous.

A mon frère YOUCEF et a ma chère sœur FATIMA

J'espère atteint le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez

En leur souhaitant un brillant avenir.

A toute ma famille

Que je ne pourrais nommer de peur d'en oublier mon attachement et mes affections les plus sincères

A mes amis: Somia, Merzaka, Kenza. ...

A Et à tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

Gataâ Nabila

ملخص

من خلال هذه الدراسة قمنا بتشخيص نظام الضخ لمحطة تلا يزيد بولاية البليدة ، وهذا من أجل تحسين كفاءة الإنتاج وتلبية حاجيات هذه المنطقة من الماء الشروب . حيث تطرقنا في هذه المذكرة لإعادة هياكل من أجل القضاء على الأعطال واقتراح التعديلات اللازمة لتحسين استخدام المياه من هذا المصدر. وللقيام بذلك، قمنا بتشخيص و تحليل حالة أداء نظام الإمداد القائمة الحالي، مما سمحت لنا للكشف عن مشاكل النظام المختلفة و تقديم اقتراحات مناسبة. وفي الجزء الثاني قمنا بإعادة تأهيل محطة الضخ القائمة للحصول على نظام سليم كامل . ثم في الجزء الثالث تطرقنا إلى حساب تكلفة المشروع، وأخيرا درسنا تأثير المحطة على البيئة والصحة و السلامة في العمل.

Résumé

A travers cette étude il s'agit de faire une réhabilitation de système de pompage de la station de pompage TALLAIZID (w.Blida), pour améliorer son rendement de production et satisfaire la demande en eau. Cette réflexion porte sur l'ensemble des ouvrages du système de pompage de cette source et permettre en particulier de supprimer les dysfonctionnements constatés, et de proposer conjointement des aménagements pour améliorer l'exploitation des eaux de cette source.

Et Pour ce faire, nous avons consacré la première partie au diagnostic et analyse de l'état de performance du système d'adduction existant, qui nous permettra de détecter les différents problèmes de système en question afin de proposer des variantes adéquat, En suite , dans la 2^{ème} partie nous allons faire une réhabilitation de la station de pompage existante pour remédier à ces problèmes et avoir un système de refoulement parfait. Dans la troisième partie, nous estimons les couts de ces travaux. Enfin, dans la dernière partie, nous nous intéressons a l'impact de la station sur l'environnement, l'hygiène et la sécurité de travail.

Abstract

The aim of this study it is to make a pumping system of rehabilitation of the source of the pumping station TALLAIZID (w.Blida), to improve its production efficiency and meet the demand for water. This discussion covers all the works of this pumping source system and should allow in particular the elimination the malfunctions and offering simultaneously amenities to improve the use of water from that source. And to do that, we spent the first part of the diagnosis and analysis of the performance state of the existing supply system , which will allow us to detect different system problems in question in order to provide adequate alternatives , In the 2nd part we will make a rehabilitation of the existing pumping station to remedy these problems and have a perfect delivery system. In the third part, we estimate the cost of this work. Finally, in the last part , we are interested in the impact of the station on the environment and health and work safety.

SOMMAIRE

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

Chapitre I:présentation de la région

Introduction	2
I.1 Situation géographique.....	2
1.2Situation hydrographique.....	3
I.3 La situation Géologique.....	4
I.4 La situation Topographique.....	5
I.5 La situation Climatique.....	5
I.5.1 Température	5
I.5.2 La pluviométrie.....	6
I.5.3 Humidité.....	7
I.5.4 Enneigement, gelée et siroco.....	7
I.5.5Le vent	7
I.6 Situation Démographique	8
I.7 Situation hydraulique	9
I.8 Situation hydraulique de Chréa.....	9
I.9 La situation sismique.....	10
I.9.1 Classification des zones sismiques.....	10
Conclusion.....	10

Chapitre II : Source d'eau et nature d'eau

Introduction.....	11
II.1Présentation de la source de Tallaizid.....	11
II.2 L’historique de la source de Tallaizid	13
II.3 Ressource en eau.....	15
II.4 Schéma d’adduction actuel	16
II.5 Qualité des eaux de la source de Tallaizid.....	17
Conclusion.....	18

Chapitre III: estimation des besoins

Introduction.....	19
III.1 Estimation de la population.....	19
III.2 Evaluation des besoins en eau potable.....	20
III.2.1 Généralités.....	20
III.2.2 Estimation des besoins en eau	21
III.2.3Besoins moyens domestiques.....	22
III.2.4 Besoins moyens des équipements.....	22
III.2.5 Besoins moyenne saisonnier.....	23

III.2.6 La consommation moyenne journalière industrielle.....	23
III.2.7 Récapitulation de La consommation moyenne journalière.....	23
III.3Variation de la consommation journalière.....	24
III.3.1Consommation maximale journalière.....	24
III .3.2 Consommation minimale journalière.....	25
III .4 Consommation en eau par tranche horaire.....	25
III.5 Détermination du débit d'équipement et du débit forcé.....	27
III.5.1 Détermination du débit d'équipement.....	27
III.5.2 Calcul du débit forcé.....	28
III.6 Calcul du débit d'exploitation.....	29
Conclusion.....	29

Chapitre IV : Rénovation d'adduction

Introduction.....	30
IV.1 Types d'adduction.....	30
IV.2Description de Système de refoulement.....	30
IV.2.1 La partie aérienne (sur les socles)	31
IV.2.2 La partie enterrée.....	32
IV.3 Critères de choix de tracé.....	32
IV.4 Choix des matériaux.....	33
IV.4.1 les critères technique	33
a)Fonction de Type de sol.....	33
b) Fonction de Liquide transporté.....	34
c)Fonction de revêtement.....	34
IV.4.2 les critères économiques.....	35
IV.5 Etude de l'adduction par refoulement.....	35
IV.5.1 Détermination du diamètre économique.....	36
IV.5.2 Pertes de charge linéaires	37
IV.5.3 Pertes de charge singulières.....	37
IV.5.4 Pertes de charge totales (ΔH_t)	37
IV.5.5 Calcul de la hauteur manométrique totale.....	37
IV.5.6 Puissance absorbée par la pompe.....	38
IV.5.7 Energie consommée par la pompe.....	38
IV.5.8 Frais d'exploitation.....	38
IV.5.9 Frais d'amortissement.....	40
IV.5.10 Calcul hydraulique de la 1 ^{er} variante.....	40
A.Le premier tronçon type acier« SP-Point A »	40
B.Le deuxième tronçon type PEHD« Point A-RES ».....	42
IV.5.11 Calcul hydraulique de la 2 ^{eme} variante.....	45
Le premier tronçon type acier acier « SP-Point B »	45
Le deuxième tronçon type PEHD« Point B-RES ».....	48
IV.6 Bilan totale des frais d'adduction.....	51
Conclusion.....	51

Chapitre V : Etat de la station de pompage

Introduction.....	52
V.1 Descriptif du système de pompage Talaizid.....	52
V.2 Description d'ouvrage de tête (ouvrage de captage)	52
V. 3 Description de la station de pompage.....	54
V.4La salle des machines.....	54
V.4.1 Les équipements hydrauliques	55
V.4.2 Les équipements hydromécaniques.....	57
V.5. La hauteur manométrique totale.....	59
Les pertes de charges linéaires.....	60
Les pertes de charges singulières.....	61
V.6 Etude de pompage.....	62
V.6.1 Le point de fonctionnement de la pompe.....	63
V.6.2 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	63
1.Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelée.....	63
2.Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé.....	64
V.6.3 Etude de cavitation.....	69
V.7 Dispositif de levage.....	71
V. 8 Les équipements en électrique.....	72
V.8. 1 Le transformateur.....	72
V.8.2 Les câbles électriques.....	73
V.8.3 Les armoires de commande et le variateur de vitesse.....	73
V.9 Les appareils de contrôle hydrauliques.....	74
V.10 Phénomène du coup de bélier.....	74
V.10.1 Notion générale.....	74
V.10.2 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	75
V.10.3 Les risques du au coup de bélier.....	77
a) Cas de la surpression	77
b)Cas de dépression	78
c) Fatigue de la canalisation.....	78
V.11 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	78
a)Réservoirs d'air.....	78
b)Cheminée d'équilibre.....	78
c)Soupape de décharge	78
d)Volant d'inertie	78
V.12 Le réservoir d'air d'anti bélier.....	79
V.12.1Vérification de volume du réservoir d'air d'anti bélier.....	82
V.13 Les anomalies en aspects génie civil.....	87
V.14 Les anomalies du système d'évacuation.....	89
V.15 Les anomalies des équipements en électrique	89
V.16 Système de protection contre l'incendie.....	90
V.17 Les déchets.....	90
Conclusion.....	90

Chapitre VI : Calcul du devis estimatif

Introduction.....	91
VI.1 Calcul de volume de terrassement.....	91
VI.1.1 décapage de la couche végétale.....	91
VI.1.2 Calcul de volume de déblais.....	91
VI.1.3 Calcul de volume de sable.....	92
VI.1.4 Calcul de volume de remblais.....	92
VI.1.5 Calcul de volume excédentaire.....	93
VI.2 Calcul de volume de massif d'encrage.....	93
VI.2 .1 Calcul de volume du béton.....	93
VI.2.2 Calcul de volume de la couche végétale.....	94
VI.2.3 Calcul de volume de déblais.....	94
VI.2.4 Calcul de volume de remblais.....	95
VI.2.5 Calcul de volume excédentaire.....	95
VI.3. Calcul de volume total des travaux.....	95
VI.4. Devis estimatif des travaux.....	96
VI.5. Calcul des couts des conduites et accessoires.....	96
VI.5.1 Cout des conduites.....	96
VI.5.2 Evaluattion et cout des accessoires.....	96
VI.6 cout des équipements hydromécaniques de la station de pompage.....	98
VI.7 Cout totale de projet.....	99
Conclusion.....	99

Chapitre VII : Impacte de la station sur l'environnement

Introduction.....	100
VII.1 Les facteurs d'ambiances d'une maladie professionnelle.....	100
VII.1.1 Définition de bruit.....	100
VII.1.2 Origine de bruit.....	101
VII.2 Les méfaits du bruit.....	102
VII.3 Lutter contre le bruit.....	102
VII.3.1 Actions sur les sources de bruits.....	102
VII.4 Les risques à considérer lors de conception de ces ouvrages.....	103
VII.5 Les risques provenant des matériels et machines.....	103
VII.5.1 Les installations électriques.....	103
VII.5.2 Appareils de levage.....	104
VII.5.3 Appareils de pression.....	105
VII.6 Les travaux dans la station de pompage.....	105
Conclusion.....	106
Conclusion générale.....	107

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I:présentation de la région

Tableau I.1: Les températures moyennes mensuelles enregistrés a Chréa 2012.....	6
Tableau I.2: Les vitesses moyennes mensuelles des vents enregistrés a Chréa 2012.....	7

Chapitre II : Source d'eau et nature d'eau

Tableau II.1 : Les débits maximaux et minimes mensuelles produits par la source Tallaizid en2013.....	11
Tableau II.2 : Les débits maximaux et minimes mensuelles produits par la source Tallaizid en 2014... ..	12
Tableau II.3 : Les débits maximaux et minimes mensuelles produits par la source Tallaizid en2015.....	12
Tableau II.4 : Les caractéristiques des sources de Chrea.....	16
Tableau II.5 : Caractéristiques de l'eau de la source Tallaizid.....	18

Chapitre III: estimation des besoins potable

Tableau III.1 : évaluation de la population pour différents Horizons.....	19
Tableau III.2 : besoins en eau domestique.....	22
Tableau III.3: Besoins en eau des différents équipements de la zone d'étude.....	22
Tableau III.4: Tableau de variation des équipements en fonction de l'équivalent habitant.....	23
Tableau III.5: besoins en eau saisonnière... ..	23
Tableau III.6 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	24
Tableau III.7: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.....	25
Tableau III.8: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable pour l'année 2041 pour l'ensemble d'agglomération.....	26
Tableau III.9: Récapitulatif des différents débits calculés a l'horizon 2041.....	27
Tableau III.10 Le Bilan entre le débit produit par les deux stations de pompage Tallaizid et El kerrach et le débit demandé.....	28

Chapitre IV : Renovation d'adduction

Tableau IV.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	38
Tableau IV.2 : Prix unitaire des différents travaux.....	39
Tableau IV.3: Calcul de la HMT « SP-Point A »	40
Tableau IV.4: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel « SP-Point A »	40
Tableau IV.5: Calcul de frais de pose de la conduite sur des socles« SP-Point A »	41
Tableau IV.6: Calcul de frais de pose de la conduite dans tout le tranché« SP-Point A »	41
Tableau IV.7: Cout totale d'investissement« SP-Point A »	41
Tableau IV.8: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « SP-Point A »	42
Tableau IV.9: Calcul de la HMT « Point A-RES ».....	43

Tableau IV.10: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel« Point A-RES ».....	43
Tableau IV.11: Calcul de frais de pose de la conduite pour un mètre linéaire« Point A-RES ».....	44
Tableau IV.12: Cout totale d'investissement« Point A-RES ».....	44
Tableau IV.13: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « Point A-RES ».....	45
Tableau IV.14: Calcul de la HMT « SP-Point B »	46
Tableau IV.15: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel« SP-Point B »	46
Tableau IV.16: Calcul de frais de pose de la conduite sur des socles« SP-Point B »	47
Tableau IV.17: Calcul de frais de pose de la conduite dans un tranché« SP-Point B »	47
Tableau IV.18: Cout totale d'investissement« SP-Point B »	47
Tableau IV.19: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « SP-Point B »	48
Tableau IV.20: Calcul de la HMT « Point B-RES ».....	49
Tableau IV.21: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel « Point B-RES ».....	49
Tableau IV.22: Calcul de frais de pose de la conduite pour un mètre linéaire« Point B-RES ».....	50
Tableau IV.23: Cout totale d'investissement« Point B-RES ».....	50
Tableau IV.24: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « Point B-RES ».....	51
Tableau IV.25: Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes ...	51

Chapitre V : Etat de la station de pompage

Tableau V.1 : Vitesses admissibles (aspiration).....	55
Tableau V.2 : Les caractéristiques des pompes de la station de pompage Tallaizid.....	57
Tableau V.3 : Les caractéristiques des moteurs existantes dans la station de pompage.....	58
Tableau V.4: La hauteur manométrique totale.....	59
Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la pompe APN 65/8 (08 roues).....	65
Tableau V.6: Calcul des pertes de charges en aspiration.....	71
Tableau V.7 : Vérification de non cavitation	71
Tableau V.8 : Les composants d'armoire électrique.....	73
Tableau V.9: les avantages et les inconvénients différents appareils.....	79
Tableau V.10 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	82
Tableau V.11: Coefficient dépendant de la nature de conduite.....	83
Tableau V.12 : Tableau de profil en long absolu.....	85
Tableau V.13 : Dimensions du réservoir d'air.....	87

Chapitre VI : Calcul du devis estimatif

Tableau VI.1 : calcul du volume de la couche végétale pour l'adduction.....	91
Tableau VI.2 : calcul du volume de déblais pour l'adduction.....	92
Tableau VI.3 : calcul du volume de sable pour l'adduction.....	92
Tableau VI.4 : calcul du volume de remblais pour l'adduction.....	92
Tableau VI.5 : calcul du volume excédentaire pour l'adduction.....	93
Tableau VI.6 : calcul du volume de béton.....	94
Tableau VI.7 : calcul du volume de la couche végétale pour l'adduction.....	94

Tableau VI.8 : calcul du volume de déblais pour l'adduction.....	94
Tableau VI.9: calcul du volume de remblais pour l'adduction.....	95
Tableau VI.10 : calcul du volume excédentaire pour l'adduction.....	95
Tableau VI.11: Le volume totale des travaux pour l'adduction	95
Tableau VI.12: volumes et couts total des travaux.....	96
Tableau VI.13 : cout des conduites.....	96
Tableau VI.14: Estimation des coudes.....	96
Tableau VI.15: couts des coudes.....	97
Tableau VI.16: Estimation des vannes.....	97
Tableau VI.17: cout des vannes.....	97
Tableau VI.18: Estimation des ventouses et couts.....	97
Tableau VI.19: Estimation des ventouses et couts.....	97
Tableau VI.20 : cout de grillage avertisseur.....	97
Tableau VI.21 : cout des conduites.....	98
Tableau VI.22 : cout des conduites.....	98
Tableau VI.23 : Estimation d'anti bélier.....	98
Tableau VI.24 : Estimation des couts de rénovation d'ouvrage de captage.....	98
Tableau VI.25 : cout de rénovation de la bâche en eau.....	99
Tableau VI.26 : estimation de cout de réhabilitation de la station de pompage.....	99
Tableau VI.27 : Cout totale du projet.....	99

LISTE DES FIGURES

Chapitre I:présentation de la région

Figure I.1 : Plan de situation de La commune de Chréa.....	3
Figure I.2 : Carte Géologique de Chréa Ech 1/50.000.....	4
Figure I.3 : Localisation de la zone d'étude sur carte topographique Ech 1/50.000.....	5
Figure I.4 : Températures moyennes mensuelles (C°).....	6
Figure I.5 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	8
Figure I.6 : Aperçu sur les sources d'eau dans le parc de Chréa.....	9
Figure I-7 : Carte de zonage sismique de du territoire algérien.....	10

Chapitre II : Source d'eau et nature d'eau

Figure II.1 : Les débits maximaux et minimes mensuelles 2013.....	11
Figure II.2 : Les débits maximaux et minimes mensuelles 2014.....	12
Figure II.3 : Les débits maximaux et minimes mensuelles 2015.....	12
Figure II.4 : Photos prise de l'extérieur de la station.....	13
Figure II.5 : Photos prise de l'intérieur de la station.	13
Figure II.6 : Photos prise de l'intérieur de la station (conduite de refoulement)	14
Figure II.7 : Dégâts subit par la station.....	14
Figure II.8 : Situation des sources importantes de Chrea sur image satellitaire /2014.....	15
Figure II.9 : Situation des sources importantes de Chrea sur carte d'état majeur BLIDA OUEST échelle $\frac{1}{25000}$	16
Figure II.10 : Schéma vertical du système d'adduction de la ville de Chrea.....	17

Chapitre III: estimation des besoins en eau potable

Figure III.1 : Variation de la population au cour des années	20
Figure III.2 : Variation de la consommation horaire pour l'année 2041.....	27

Chapitre IV : Renovation d'adduction

Figure IV.1 : Etat des socles et de la conduite de refoulement.....	31
Figure II.2 : Etat des socles.....	31
Figure IV.3 : pose de la conduite en tranché dans un terrain peu accidenté.....	39
Figure IV.4 : pose de la conduite sur un socle en béton.....	39
Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation« SP-Point A ».....	42
Figure IV.6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation« Point A-RES ».....	45
Figure IV.7 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation« SP-Point B ».....	48
Figure IV.8 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation« Point B-RES ».....	52

Chapitre V :Etat de la station de pompage

Figure V.1 : Schéma descriptif du système de pompage de Tallaizid.....	52
Figure V.2 : photo illustré d'ouvrage de captage.....	53
Figure V.3 : Schéma de principe de l'ouvrage de captage.....	53
Figure V.4 : Photo illustrée d'une vue générale de l'ouvrage de captage.....	53
Figure V.5 : Photo illustré d'une vue en plan de l'intérieur du captage.....	53
Figure V.6 : Photo illustré d'une vue en plan de l'intérieur du captage (trop-plein).....	54
Figure V.7 : salle des machines de la station de pompage Tallaizid.....	54
Figure V.8 : Etat des conduites d'aspiration et de refoulement a l'intérieur de la station.....	56
Figure V.9 : Etat des conduites de refoulement à l'intérieur de la station après application de peinture sur les parties corrodées.....	57
Figure V.10 : Plaque analytique de la pompe de Tallaizid.....	58
Figure V.11 : Les pompes existant dans la station de pompage Tallaizid.....	58
Figure V.12 : Les moteurs existant dans la station de pompage Tallaizid.....	59
Figure V.13 : Les équipements de la pompe.....	60
Figure V.14 : Courbe caractéristique de la pompe APM 65/2 (02 roues).....	62
Figure V.15 : Courbes caractéristiques de la pompe APM 65/8 (08 roues).....	66
Figure V.16 : tracée de la courbe de proportionnalité.....	68
Figure V.17 : Photo illustre le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge et les piqures de cavitation.....	69
Figure V.18 : Photos du pont roulant existant dans la station de pompage TAallaizid.....	71
Figure V.19 : Photo du Moteur de soulèvement.....	72
Figure V.20 : Photo d'ouvrage aide soulèvement.....	72
Figure V.21 : Situation du transformateur.....	72
Figure V.22 : Photo de l'extérieur du transformateur de 250 KVA.....	73
Figure V.23 : Photo des armoires électriques.....	73
Figure V.24 : Variateur de vitesse.....	74
Figure V.25 : Les appareils de contrôles existants dans la station de pompage.....	74
Figure V.26 :Coup de bélier Phase 1, $t = \frac{L}{C}$	76
Figure V.27 :Coup de bélier Phase 2, $t = \frac{2L}{C}$	76
Figure V.28 :Coup de bélier Phase 3, $t = \frac{3L}{C}$	77
Figure V.29 :Coup de bélier Phase 4, $t = \frac{4L}{C}$	77
Figure V.30 : Anti bélier volume 2000 l.....	80
Figure V.31 : L'anti bélier est placé à l'extérieur du bâtiment.....	81
Figure V.32 : Compresseur pour l'alimentation de l'anti bélier.....	81
Figure V.33 : Raccordement de l'anti bélier a la canalisation de refoulement.....	81
Figure V.34 : Profil en long absolue d'une conduite.....	84
Figure V.35 : Profil en Long absolu.....	85
Figure V.36 :Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	86
Figure V.37 : Etat de la bâché d'eau fuite à l'extérieur de la station.....	87
Figure V.38 : Etat de la bâché d'eau fuite a l'intérieur de la station.....	88
Figure V.39 : Photo de la trappe et d'échelle d'accès.....	88
Figure V.40 : Photo prise a l'extérieur de la station de pompage.....	89

Figure V.41 : Système de drainage à l'intérieur de la station.....	89
Figure V.42 : Câbles électriques sans protection.....	89
Figure V.43 : déchet et eau stagnant dans la partie haute de locale.....	90

Chapitre VI : Calcul du devis estimatif

Figure VI.1 : pose de la conduite en tranché dans un terrain peu accidenté.....	91
Figure VI.2 : pose de la conduite sur un socle en béton.....	93

Nomenclature :

D.R.E : Direction des ressources en eau

A.N.R.H : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

A.N.D.I : Agence Nationale de Développement de l'Investissement

O.N.M : Office National De Météorologie

P.N.C : Parc National de Chréa

A.D.E : Algérienne des eaux

A.P.C : Assemblé Populaire Commune

R.G.P.H : Recensement Général de la Population et de l'Habitat

Cp : Cote piézométrique.

Cr: Cote de radier

Ctp : Cote de trop plain

TN : terrain naturel

NGA : Nivellement Générale d'Algérie

$\Delta h_{l,s}$: Les pertes de charges linéaire et singulière

HMT : Hauteur Manométrique totale

Introduction générale

Introduction générale

Le tourisme est l'un des vecteurs majeurs du commerce international et de la prospérité. L'Algérie mise sur le tourisme vert pour préparer l'après-pétrole. Plusieurs projets touristiques de dimension internationale sont actuellement en phase d'approbation par les autorités en charge du secteur.

Le Parc national de Chréa est l'une des aires protégées en Algérie du leur importance nationale et internationale, Leur atout naturel lui permettant de jouer un rôle prépondérant dans le développement de l'Ecotourisme en Algérie. Couvrant les crêtes supérieures de l'atlas blidéen, il englobe trois (03) stations d'intérêts touristiques : la station de Chréa (1500 m), la station de Hammam Melouane (1000 m), et la station d'El Hamdania (500 m).

La station de Chréa est la station emblématique du parc national de Chréa, peut être même de l'Algérie du nord.

L'essor démographique, l'attrait touristique et le développement économique que connaît le secteur de Chrea, conjugués à une diminution des ressources en eau, en période estivale, peuvent parfois entraîner des situations tendues en matière d'alimentation en eau potable. Dans le cadre de ce souci partagé au niveau local, un processus de réhabilitation toutes dimensions est déclenché par la Wilaya de Blida.

L'objectif de cette étude est donc de restaurer et optimiser l'exploitation de la source principale d'alimentation de Chréa en eau potable (source de Tallaizid),

L'alimentation en eau potable de la commune de Chrea se fait à partir du réservoir de la station de reprise des trois moineaux 500m³ vers le réservoir Koudia 300 m³ et le réservoir Les phares 500 m³

Cette étude consiste à optimiser l'exploitation des ressources en eau disponibles, et faire une réhabilitation du système de pompage concernant la station de pompage Tallaizid vers le réservoir des trois moineaux. Pour un Solutionnement définitif du problème de l'eau existant. L'étude comporte sept parties définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance sur la zone d'étude.
- Une présentation de la source d'eau pour vérifier la qualité d'eau de si elle comprend les normes de potabilité.
- Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour la zone d'étude Chrea afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre nouvelle conduite d'adduction projeté .
- Une étude de rénovation de système d'adduction existant afin de pouvoir projeter un système de refoulement adéquat.
- Une étude de réhabilitation de la station de pompage Tallaizid pour assurer un système de pompage améliorée.
- Une estimation quantitative et financière du système de transfert d'eau. Elle consiste à faire un devis estimatif en faisant intervenir tous les coûts des travaux : conduites, accessoires réalisations et les différents ouvrages qui peuvent être projetés.
- Enfin une étude d'impact de la station de pompage sur l'environnement et sécurité de travail pour mieux garantir la sécurité de la station de pompage et la santé des travailleurs.

Chapitre I :

Présentation de la

zone d'étude



Introduction

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la description générale de la zone d'étude en envisageant sa situation géographique, climatique, géologique, sismique et surtout hydraulique en faisant la collecte et le traitement des données de base. Le traitement de ces données permet d'élaborer un projet sur des bases solides.

I.1 Situation géographique

La commune de Chéra fait partie des 25 communes de la wilaya de Blida, située sur le versant nord du massif montagneux de l'Atlas Blindée à une altitude de 1500 mètre au Sud de la wilaya de Blida.

La commune de Chéra fait de la daïra d'Ouled Yaich, située à 7 Km du chef-lieu de la wilaya de Blida et à 40 Km au sud de la capitale Alger.

Elle est reliée à la ville de Bouinan par le CW 49, à Bouarfa par le CW51 et à la ville de Blida par la RN37 qui grimpe sur 19 km depuis celle-ci et par une ligne téléphérique Blida - Béni Ali - Chréa sur 14 km. La montée dure 45 minutes.

Les limites administratives de la commune de Chréa sont :

- Au Nord, par les communes Ouled Yaiche et Bouinan
- Au Nord-Ouest par la commune de Blida.
- A l'Ouest par la commune de Bouarfa.
- A l'Est par la commune Hammam Melouane.
- Au Sud par la commune El hamdania.
- L'altitude moyenne du chef-lieu est d'environ 1500 m.

Elle a une position stratégique et une aire d'influence régionale, du fait du même de l'existence du Parc Nationale de Chréa ; C'est un parc naturel d'importance régionale, nationale et internationale, un site classé comme réserve de la biosphère par l'UNESCO. C'est un site favorable aux activités sportives, de détente et de loisirs, et siège d'une station de ski réputée, drainant un nombre important de visiteurs.



Figure I.1 : Plan de situation de La commune de Chréa

Source DRE du Blida

1.2 Situation hydrographique

La connaissance du réseau hydraulique de la wilaya de Blida exige une classification des cours d'eau. D'une manière générale, le réseau de la wilaya est particulièrement dense à l'amont; ceci est dû à l'humidité du climat, à la pente et à la présence de terrains de très faible perméabilité, ce qui favorise le ruissellement aux dépens de l'infiltration

a- Les principaux oueds sont :

- Le Mazafran et ses principaux affluents : Oued Djer, Oued Bouroumi et Oued Chiffa. Son écoulement est estimé à $300 \text{ hm}^3/\text{an}$.
- L'Oued El Harrach qui reçoit l'Oued Djemaa, son principal affluent. Son écoulement est évalué à $273 \text{ hm}^3/\text{an}$.

b- Les bassins :

Le territoire de la wilaya de Blida est découpé (selon l'ANRH) en 05 sous bassins versants appartenant à 02 grands bassins qui sont :

- Le bassin versant du Mazafran : Il s'étend de Ahmeur El Ain à El Affroun à la verticale de Bouinan, d'une superficie totale de 1 912 km². Il est subdivisé en trois sous bassins versants.
- Le bassin versant d'EL Harrach : Il s'étend de Bouinan à Meftah, d'une superficie de 1 207 km². Il est limité au nord par le Sahel et la mer, au sud par l'Atlas.

L'ensemble de ces sous bassins versants, présente un écoulement de direction sud-nord avec exutoires vers la mer. (ANDI. Blida ,2013)

Nous nous intéressant a la partie sud de la Wilaya de Blida.

I.3 La situation Géologique

Ce massif a été le théâtre de violents mouvements orogéniques datant de la dernière partie du tertiaire, lui donnant surtout dans sa partie centrale un aspect très mouvementé.

Il se compose presque entièrement de schistes d'âge crétacé inférieur sans fossiles, d'éboulis de pentes de même origine, sans cohésion qui se désagrègent en éléments plus ou moins grossiers et pauvres en éléments minéraux. Ces schistes se prolongent régulièrement vers le sud sud-est sous des argiles variant entre 40 et 60% et forment la base sur laquelle se sont accumulés les dépôts des terrains postérieurs : calcaires marneux, grès, argiles sableuses et conglomérats.



Figure I.2 : Carte Géologique de Chréa Ech=1/50.000

Source ANRH

I.4 La situation Topographique

Le parc national de Chréa regroupe le relief montagneux composé respectivement d'est en ouest des monts de Hammam Melouane, des crêtes de Chréa et des monts de Mouzaia. Il enregistre une dénivelée très importante marquée par le point culminant à 1627m   Kouidiat Sid Abdel Kader (Crêtes de Chréa) et le point le plus bas 217m (Chiffa). Le massif de Blida sur lequel s'étend le Parc national de Chréa fait partie des zones externes de la chaîne alpine en Algérie. Il se situe au sud des massifs anciens kabyles et des massifs du Chenoua et de Bouzaréah dont il est séparé par le synclinal plio-quaternaire de la Mitidja.

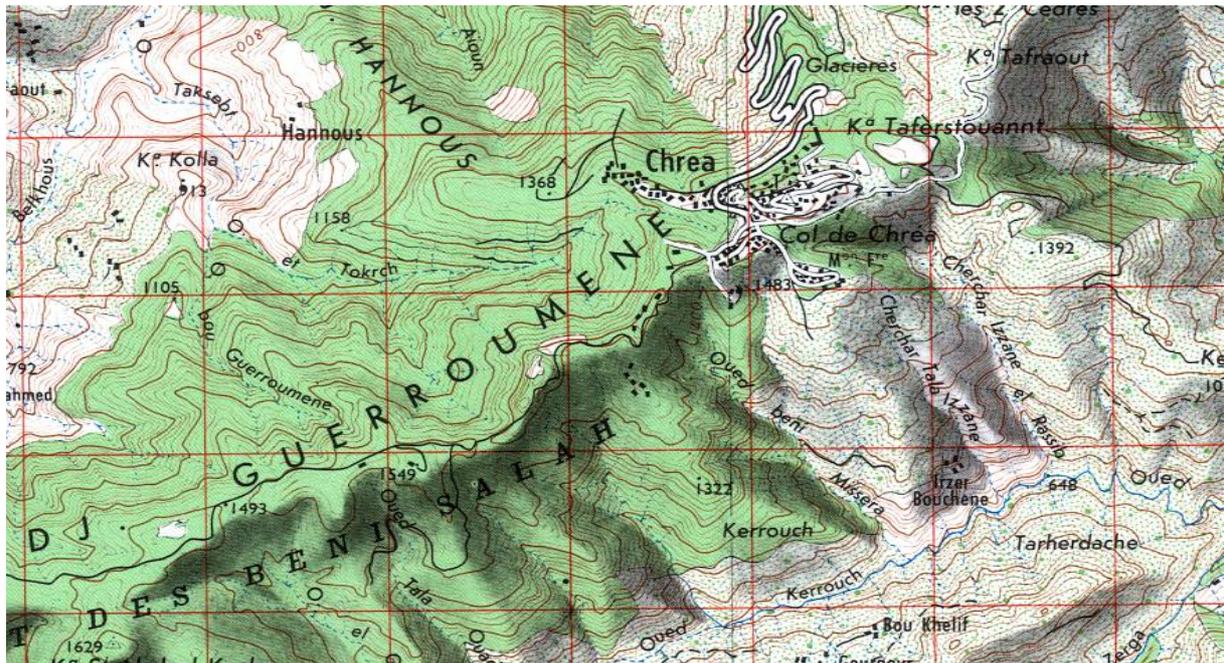


Figure I.3 : Localisation de la zone d'étude sur carte topographique Ech 1/50.000 Source ANRH.

I.5 La situation Climatique

L'étude climatique nous renseigne sur les températures, la pluviométrie, les taux d'humidité et les vents.

La région est caractérisée par un climat chaud et tempéré. L'hiver se caractérise par des précipitations bien plus importantes qu'en été.

I.5.1 Température

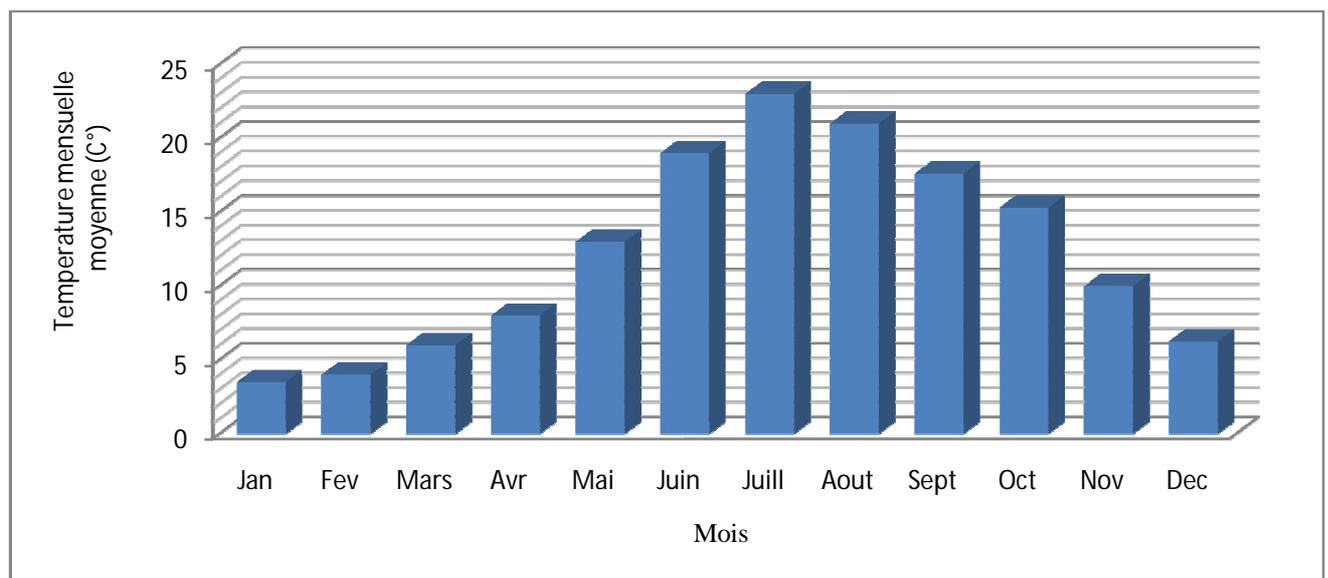
La température est un élément important et fondamental du climat qui influe sur les constructions soit durant la réalisation ou après pendant l'exploitation.

La zone d'étude située au carrefour de deux ambiances climatiques, l'une caractérisée par les influences xériques provenant du continent l'autre par les influences maritimes venant du nord du pays.

Tableau I.1: Les températures moyennes mensuelles enregistrés à Chréa 2012.

	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Tmax (C°)	8	9	11	14	18	24	28	28	23	19	12	8
Tmin (C°)	0	0	1	4	7	12	15	16	12	9	4	1
Tmoy (C°)	3,5	4	6	8	13	19	23	21	17,6	15,3	10	6,25

(Source : ONM, 2012)

**Figure I.4 :** Températures moyennes mensuelles (C°)

Les températures moyennes les plus élevées se trouvent durant les mois de juillet et aout. La commune de Chéra est comprise entre l'isotherme 8° et 11°C de températures moyennes annuelles. Les sommets étant plus froids et les piémonts plus chauds. Les températures les plus basses sont enregistrées à Chéra avec 0°C, alors que les températures maximales varient entre 26,3° et 33,6°C.

I.5.2 La pluviométrie

Cette commune est située dans une zone où la pluviométrie annuelle est comprise entre 700 et 1400 mm. Celles-ci sont plus importantes dans les stations situées sur le versant nord-ouest que dans les stations situées sur le versant Sud Est. Les stations les plus arrosées font face aux vents humides venant du Nord Ouest.

Trois étages bioclimatiques y sont relevés : thermo méditerranéen à bioclimats humides doux (200 et 600 m) méso méditerranéen à bioclimats humides tempérés et humides frais couvrant



toutes les zones entre 600 et 1000 m d'altitude et un étage supra méditerranéen à bioclimats per humides frais couvrant les zones supérieures à 1000 m d'altitude.

(Source : ANRH, Alger 2016)

I.5.3 Humidité

La zone d'étude est caractérisée par une forte humidité relative de l'air atteignent les 80% en hiver ce qui favorise l'installation et le maintien d'une diversité floristique assez importante.

(Source : DRE Blida).

I.5.4 Enneigement, gelée et siroco

L'enneigement touche la commune, avec une persistance sur les zones d'altitude. La commune représente une moyenne d'enneigement de 30 jours durant l'année.

La couche de neige qui en moyenne est de 15 à 20 cm, atteint parfois 50 cm. Les moyennes annuelles des jours d'enneigement dans le Parc national de Chéra, atteignent la fréquence moyenne de 26 jours pour Chéra, et de 20,2 jours pour le lac de Mouzaia.

Les gelées blanches se manifestent surtout en Septembre. Elles apparaissent en automne et disparaissent au début du printemps (fin Mars début Avril). Le risque de gelées blanches commence lorsque le minimum moyen tombe au dessous de 6 C°.

La commune connaît aussi quelques jours de siroco. Ce dernier la est un vent du sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutale des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne.

(Source : Site officiel de PNC)

I.5.5 Le vent

Dans le Parc National de Chréa, ce sont les vents du Nord-Ouest qui prédominent. En ce qui concerne le sirocco, il se manifeste un à trois jours/an.

(Source : Site officiel de PNC)

Tableau I.2: Les vitesses moyennes mensuelles des vents enregistrés à Chréa 2012.

	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
V (m/s)	3,6	3,7	3,6	3,4	2,9	2,6	2,6	2,7	2,7	2,5	2,6	3,5

(Source : ONM, 2012)

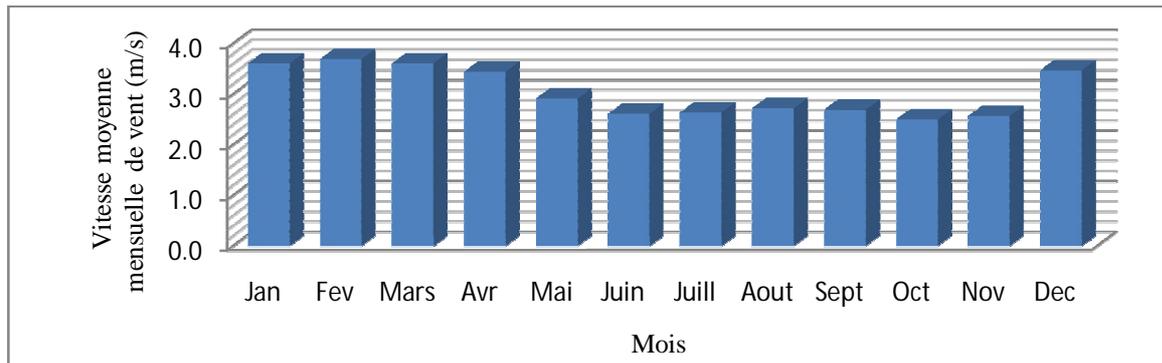


Figure I.5: Vitesses moyennes mensuelles des vents.

Le tableau montre des flux créent de forts vents stables de Décembre à Avril, mais les vents calmes de Juin à Octobre.

I.6 Situation Démographique

Les zones habitées de la commune ont été soumises dans les années 90 à un exode agricole partiel puis à un exode rural total d'une partie de sa population, et ce à la suite des conditions défavorables de terrain liées à la conjoncture sécuritaire qui a frappé le pays.

La commune se situe au centre du Parc Nationale de Chréa regroupe une population géographiquement très proche du milieu forestier mais, du point de vue activités, la commune en est restée très éloignée.

Les principales activités y ont essentiellement un caractère tertiaire :

- travail dans la fonction publique (collectivités locales, administration du parc, protection civile, PTT, etc.),
- travail dans le secteur militaire
- travail dans les activités de services (gardiennage des chalets, hôtellerie, colonies de vacances).

La commune de Chréa est devenue depuis une vingtaine d'années une destination prisée par les populations urbaines et semi urbaines, notamment en hiver (massif montagneux enneigé plus de 2 mois par an et station de ski) et au printemps, ce qui engendre une forte affluence et une pression considérable sur les ressources naturelles et les infrastructures. C'est une situation désormais intolérable et qui ne peut durer.

(Source : Monographie Blida,2011)

D'où la nécessité de un diagnostic du système hydraulique d'alimentation en potable concernant la zone étudiée.

I.7 Situation hydraulique

- Les ressources souterraines :

Celles-ci se situent essentiellement au niveau de la nappe phréatique du quaternaire, nappe importante évaluée à 200 Hm³ et dont les potentialités réelles sont de 180 Hm³.

Cette nappe est très sollicitée en raison de la faiblesse des eaux de surface et du caractère facile d'une ressource devant répondre à des besoins immédiats et rapidement satisfaits.

- Les ressources superficielles :

Alors que les potentialités mobilisables reconnues sont estimées à 550 hm³, les ressources en eau de surface sont très peu mobilisées en raison de la faiblesse des équipements de mobilisation de ces eaux, dans la wilaya. Les seuls équipements fonctionnels sont le barrage «El Moustakbel » de Bou roumi d'une capacité totale de mobilisation de 188 hm³ (mais sa capacité réelle en 2008 est de 38,8 hm³) ainsi que 02 retenues collinaires d'une capacité de 1,4 hm³. Ce qui est une grande perte pour la wilaya dont les besoins en eau sont très importants (vocation agricole, développement rapide du secteur industriel privé, augmentation des besoins en AEP induits par l'accroissement de la population).

(Source : ANDI, 2013)

I.8 Situation hydraulique de Chréa

Le Parc national de Chréa totalise une longueur de chevelu hydrographique évaluée à 657 km linéaire, soit une densité hydrographique de 24,71 ml/ha. Il contribue de la sorte au ressourcement continu de la nappe phréatique de la plaine de la Mitidja à son aval, avec près de 01 milliard de m³ par an, et à l'alimentation en eau potable des agglomérations situées dans la zone de contact et dans la zone de plaine.

La position géographique du site en fait donc un régulateur le plus important du cycle de l'eau dans la région centre du pays et par conséquent un réservoir hydrique vital pour cette dernière.



Figure I.6 : Aperçu sur les sources d'eau dans le parc de Chréa.

(Source : Plan Bleu pour l'environnement et le développement en Méditerranée,

Avril 2016)

I.9 La situation sismiques

Blida est une zone sismique sensible, menacée par plusieurs failles.

I.9.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : Négligeable Zone.

Zone I : Faible Zone.

Zone IIa : Moyenne Zone.

Zone IIb : Elevée Zone.

Zone III : Très élevée.



Figure I.7 : Carte de zonage sismique de du territoire algérien Source DRE du Blida

D'après la carte de zonage sismique de du territoire algérien et les manifestations sismiques ressentis, l'atlas tellien est l'un des éléments géologiques le plus proche du plissement alpin, Chréa est construite sur cet atlas.

Chréa est implantée dans la zone ou la sismicité est assez importante c'est-à-dire une région active.

Conclusion

Dans cette partie nous avons pris connaissance des différentes situations de la zone d'étude des points de vues géographique, hydrographique, climatique, stabilité etc. On a insisté beaucoup plus sur la situation hydraulique parce qu'elle a une grande importance dans notre projet.

Ce chapitre nous permet de bien connaître notre zone d'étude afin de bien mener notre projet en tenant compte des différents paramètres qui peuvent intervenir.

Chapitre II :

Source d'eau et nature d'eau

Introduction

Dans ce chapitre nous faisons une présentation de La source de captage avec une explication détaillée du réseau d'adduction actuel, vérifions la qualité d'eau de la source si elle comprend les normes de potabilité d'eau.

II.1 Présentation de la source de Tallaizid

La source Tallaizid est l'une de deux sources importantes qui alimentent la ville de Chrea avec un débit de production et d'exploitation de 15 l/s. elle se situent environ 3 km au Sud-Est du centre de Chréa.

Les coordonnées UTM de cette source sont :

X= 488.12 Km.

Y= 4029.73 Km.

Z= 1236.00 m.

Cette source a été captée dans le début des années 80. Elle est maintenant suivie par l'unité d'ADE –Château d'eau Beni merad –Blida.

Tableau II.1 : Les débits maximaux et minimes mensuelles produits par la source Tallaizid durant l'année 2013.

	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Qmax (l/s)	37,28	34,26	33,02	25,49	24,94	23,58	23,08	22,51	22	23,06	26,75	29,73
Qmin (l/s)	29,31	26,32	25,11	20,52	19	18,72	18,02	17,78	17,39	19,26	21,03	26,4

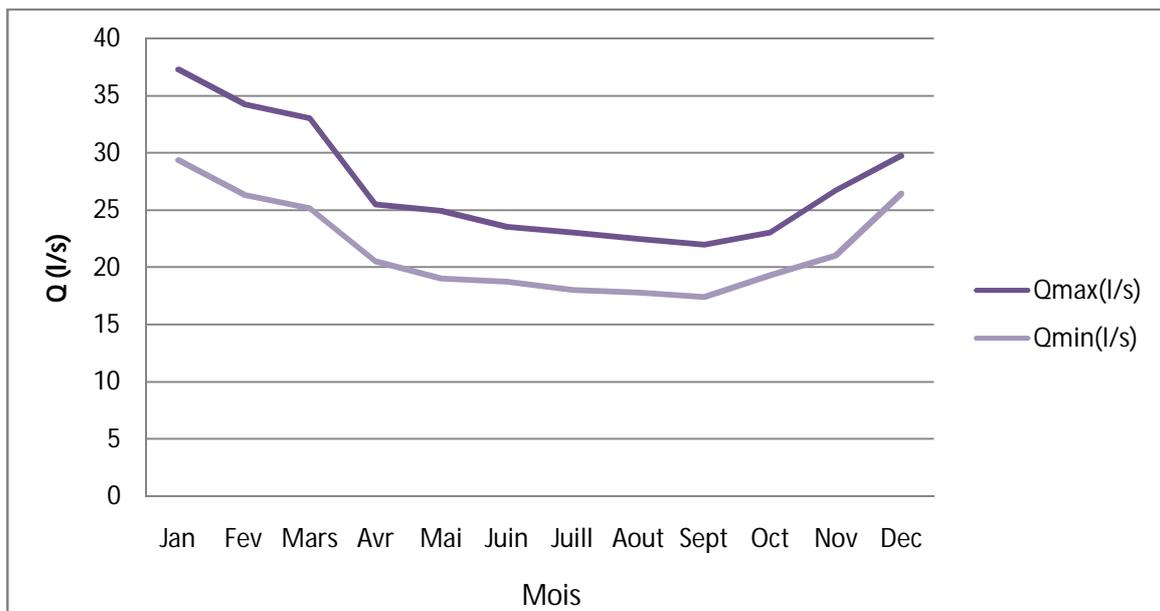


Figure II.1 : Les débits maximaux et minimes mensuelles 2013.



Tableau II.2 : Les débits maximaux et minimes mensuelles produits par la source Tallaizid durant l'année 2014.

	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Qmax (l/s)	35,81	33,77	33,02	28,61	22,82	19,24	19	18,29	18,06	20,85	24,08	29,65
Qmin (l/s)	26,62	24,38	23,21	21,76	18,54	16,08	15,65	15,43	16,56	19,68	22,18	24,8

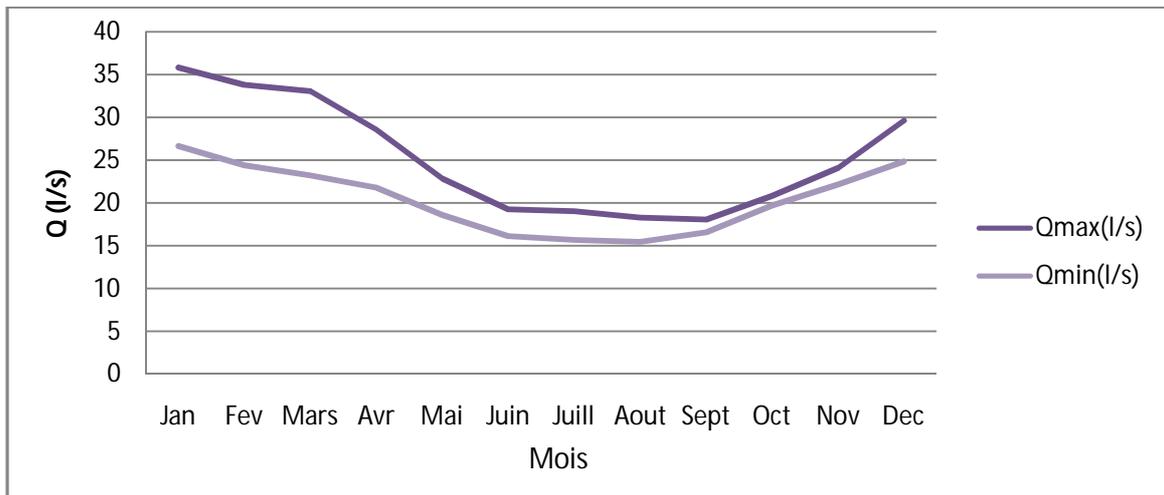


Figure II.2 : Les débits maximaux et minimes mensuelles 2014.

Tableau II.3 : Les débits maximaux et minimes mensuelles produits par la source durant l'année 2015.

	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Qmax (l/s)	31,45	31,77	30,02	25,49	22	19,68	18,56	16,69	18,11	19,44	22,15	26,98
Qmin (l/s)	26,62	24,32	21,11	20,52	17,94	17,57	17,08	16	16,56	18,15	20,76	26,39

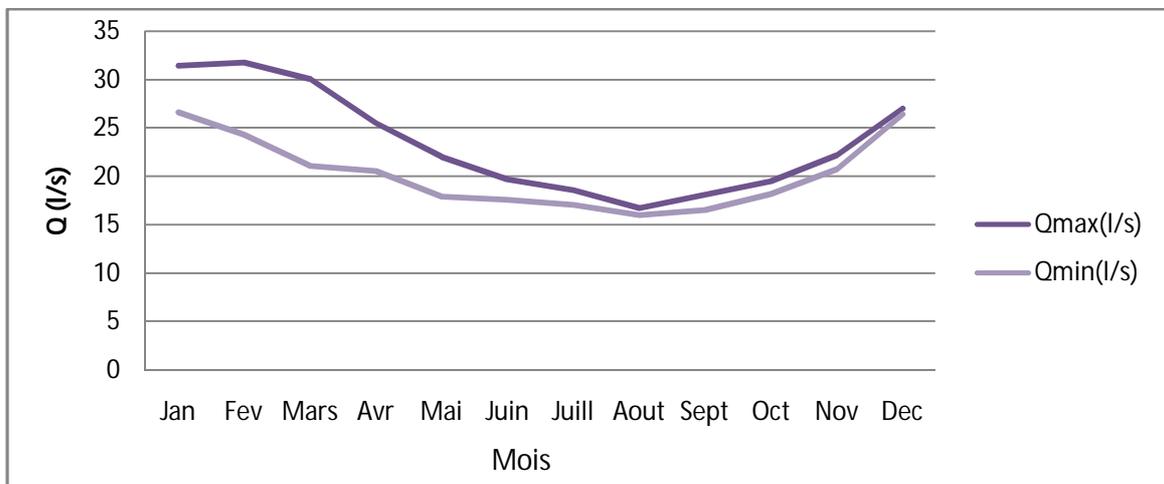


Figure II.3 : Les débits maximaux et minimes mensuelles 2015.

II.2 L'historique de la source de Tallaizid

En 1997, durant la décennie noire qui a connu notre pays, la station de pompage a été saccagé par une bombe et réduite en ruine. Les photos ci-dessous nous donnent un aperçu de l'ampleur des dégâts qui a subit cette station. (Source : DRE .Blida)

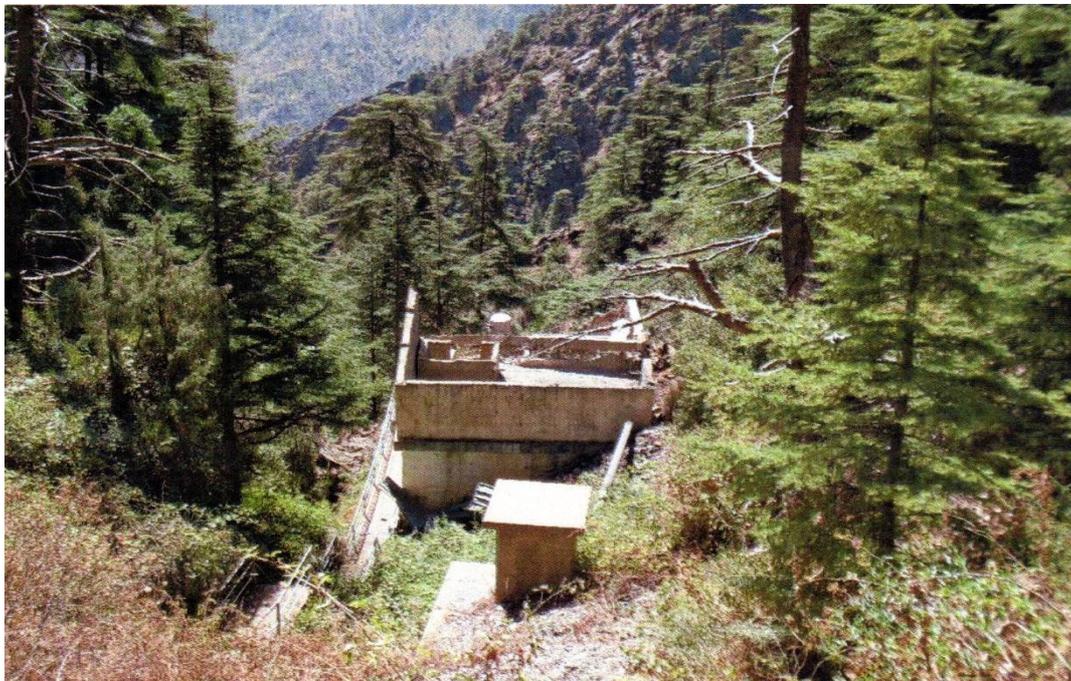


Figure II.4 : Photos prise de l'extérieur de la station.



Figure II.5: Photos prise de l'intérieur de la station.



Figure II.6 : Photos prise de l'intérieur de la station (conduite de refoulement).

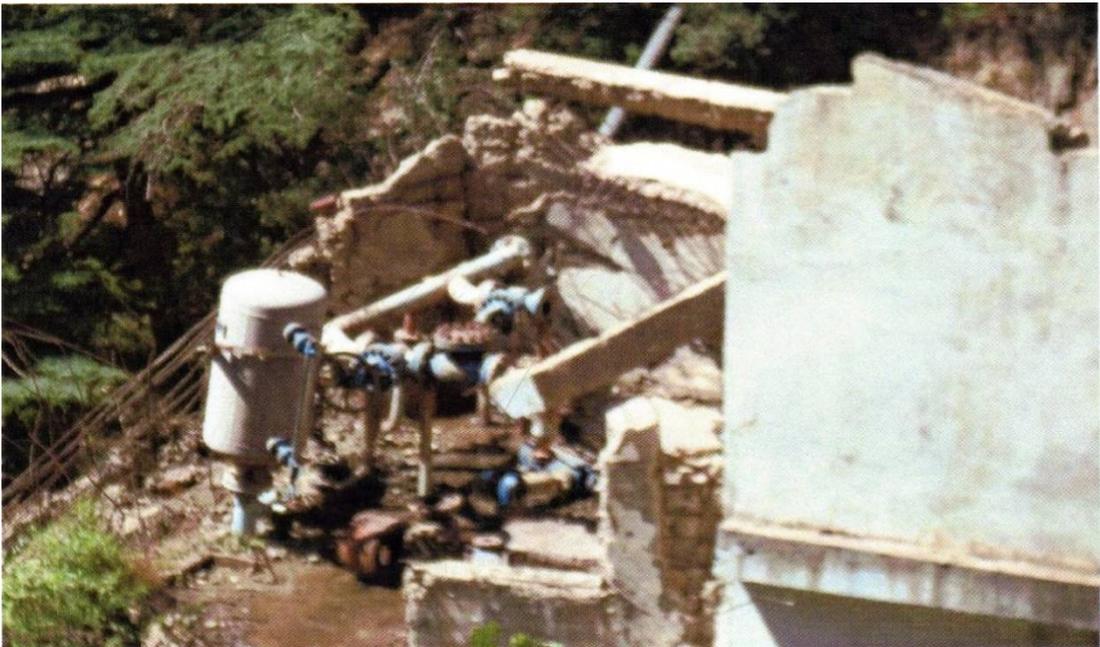


Figure II.7 : Dégâts subit par la station.

En 2011 la station de Tallaizid a connu une réhabilitation complète effectuée par la direction des ressources en eau de la wilaya de Blida exécuté par l'entreprise EPE HYDRO EQUIPEMENT SPA où tous les équipements hydromécaniques ont été changés et le génie civil existant a été repris.

II.3 Ressource en eau

D'après l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique la commune de Chréa est actuellement alimentée par deux importantes sources, la première source est celle d'El kerrache avec un débit de production minimale de 10 l/s et la deuxième c'est Tallaizid avec un débit de production minimale de 15 l/s.

Les deux sources sont répertoriées dans l'inventaire des sources d'eau à travers l'atlas Blid en sous les numéros : N  S118 Tallaizid et N  S119 El kerrache.



Figure II.8 : Situation des sources importantes de Chréa sur image satellitaire ,2014.

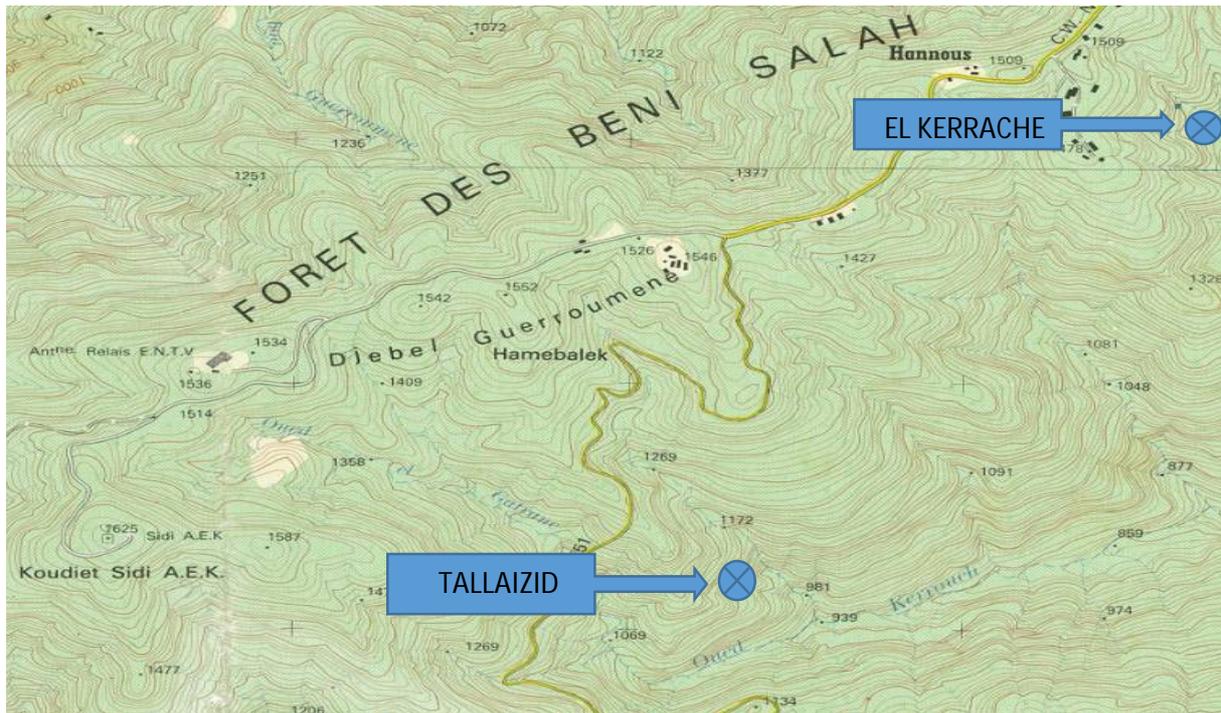


Figure II.9: Situation des sources importantes de Chrea sur carte d'état majeur BLIDA

OUEST échelle : $\frac{1}{25000}$

Le tableau suivant nous donne les caractéristiques des sources de Chrea comme préinscrite sur l'inventaire de l'ANRH.

Tableau II.4 : Les caractéristiques des sources de Chrea

N°d'inventaire	Nom de la source	Commune	X (m)	Y (m)	Z (m)	Débit (l/s)
S 118	TALLAIZID	CHREA	488.12	4029.73	1236	15
S 119	EL KERRACHE	CHREA	488.35	4030.29	1345	10

II .4 Schéma d'adduction actuel

Les sources de Tallaizid et El kerrache alimente par un système de pompage le réservoir et la station de reprise des Trois Moineaux 300 m³, puis les eaux vont être refoulés en premier lieu vers le réservoir Koudia 300 m³ et distribués en deuxième lieu vers le réservoir Les phares 500 m³. Les eaux du captage de Tallaizid sont refoulées par une conduite de refoulement avec une longueur totale de 2434m dont la première partie d'adduction est en Fonte avec une longueur de 614m et un diamètre de 150mm et le reste est de type Acier avec un diamètre de 150 mm jusqu'à le réservoir et la station de reprise des Trois Moineaux.

Les eaux du captage d'El kerrache sont refoulées par une conduite de refoulement rénovée en 2008 DN 160 PEHD PN 25 vers le réservoir et la station de reprise des 03 moineaux.

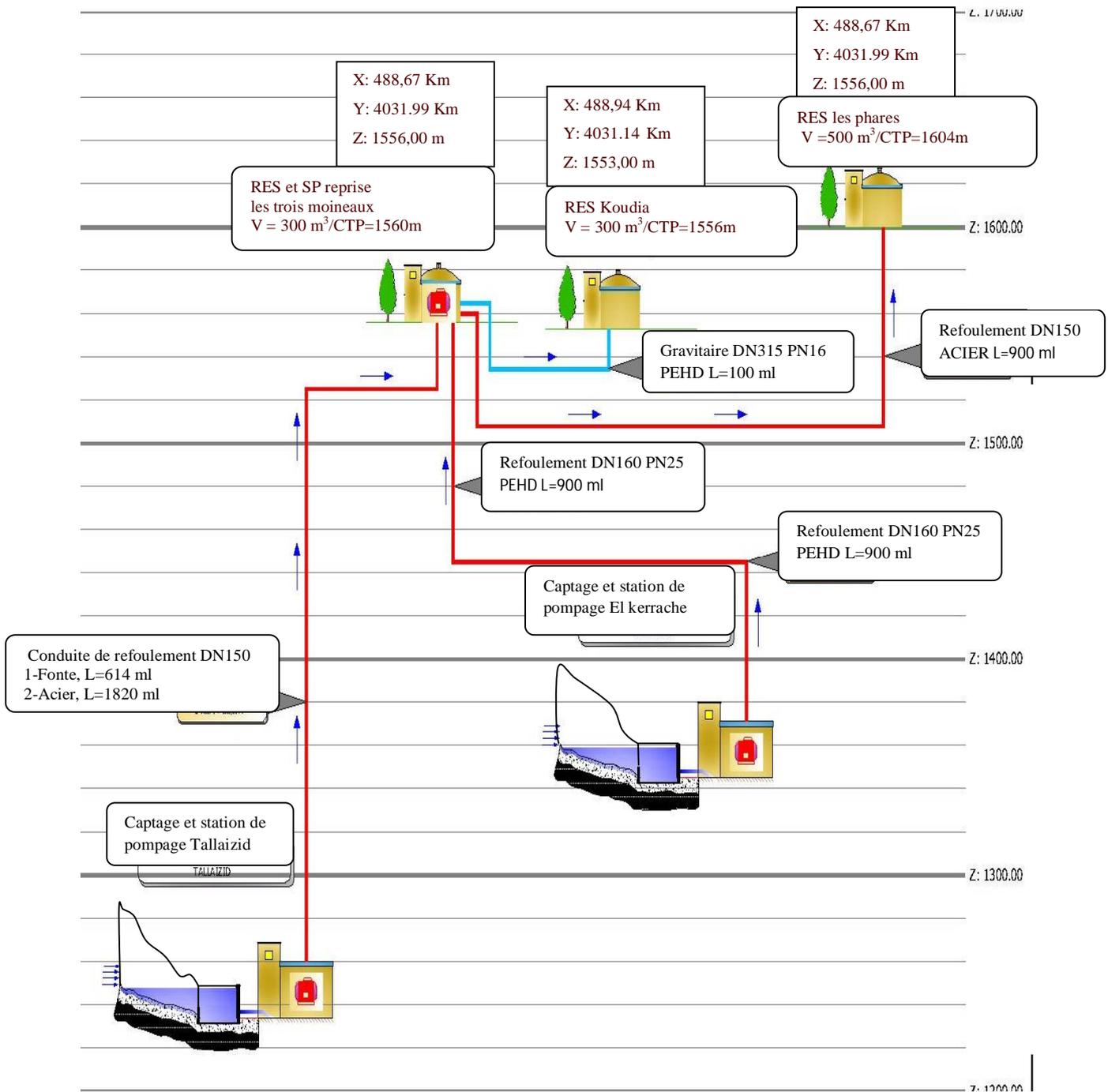


Figure II.10 : Schéma vertical du système d'adduction de la ville de Chrea

II.5 Qualité des eaux de la source de Tallaizid

En absence des analyses d'une date proche on va se base sur une analyse effectuée au niveau du laboratoire agréé de l'Algérienne des eaux station de Chiffa effectuer Le 22/09/2011.



Analyse physico-chimique de l'eau effectuée le 22/09/2011 - Par l'A.D.E- Direction de l'unité de Blida.

Tableau II.5 : Caractéristiques de l'eau de la source Tallaizid.

paramètre	unité	La valeur	Norme OMS
Température	°C	21.7	-
PH	-	7,72	6.5-8.5
Conductivité	mmhos/cm	753	-
Extrait sec à 105°C	mg/l	420	-
Turbidité	NTU	4.15	5
Ca ⁺²	mg/l	32,4	75 à 200
Mg ⁺²	mg/l	80	150
Clorure (Cl)	mg/l	88,75	200 à 500
Potassium	mg/l	0.01	-
Sulfates	mg/l	131.36	500
Nitrites (NO ₂)	mg/l	0.02	0.1
Nitrates	mg/l	2.39	50
Bicarbonate	mg/l	225	200 à 500
M.Organiques (NH ₄)	mg/l	2,1	-
Phosphates (PO ₄)	mg/l	Inf 0,01	5

Conclusion

Les eaux de la source captée est de bonne qualité et admise en vigueur avec les normes de l'O.M.S.

Ces deux importantes sources de Tallaizid et d'El kerrache avec un débit de 15 l/s et 10 l/s respectivement alimentant la commune de Chréa sont de bonnes qualités pour l'alimentation en eau potable.

Chapitre III :

Calcul des besoins en eau potable



Introduction

Dans ce chapitre, on procède à la détermination des besoins en eau potable nécessaire pour l'agglomération concernée par notre projet de réhabilitation. A la suite d'une estimation de leurs populations pour un horizon fixé à 2041. Ces besoins servent à la vérification du débit actuel refoulé par les deux stations de pompage Tallaizid et El Kerrach est satisfaisant aux besoins de la population En eau potable.

III.1 Estimation de la population

L'évaluation du nombre d'habitant futur s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1 + \tau)^n \quad (III.1)$$

Avec :

P_n : nombre d'habitant à l'horizon d'étude.

P_0 : nombre d'habitant à l'horizon de référence.

n : nombre d'année les deux horizons.

τ : Taux d'accroissement de la population en %.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008 La population totale de la commune de Chréa, était de 783 habitants.

D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Blida, le coefficient d'accroissement moyen actuel est évaluée a 5.7% pour cette commune, parce qu'elle a été désertée de ses habitant pendant la période du terrorisme, ensuite avec le retour de la sécurité beaucoup de gens sont revenus à leur habitations. Aussi en ce moment et au cours des dernières années il ya beaucoup de construction de chalet et de petits hôtels et auberges. Et pour les horizons futurs le taux d'accroissement est estimer a 2.7% .cette diminution due a la possibilité que la commune sa sera gorgé par les habitants.

Les estimations de l'évolution de la population pour les différents horizons préconisés sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : évaluation de la population pour différents horizons.

Désignation	2008	Taux d'acc(%)	actuel (2016)	Taux d'acc(%)	Moy terme (2026)	Long terme (2041)
Chréa	783	5,7	1220	2,7	1593	2375

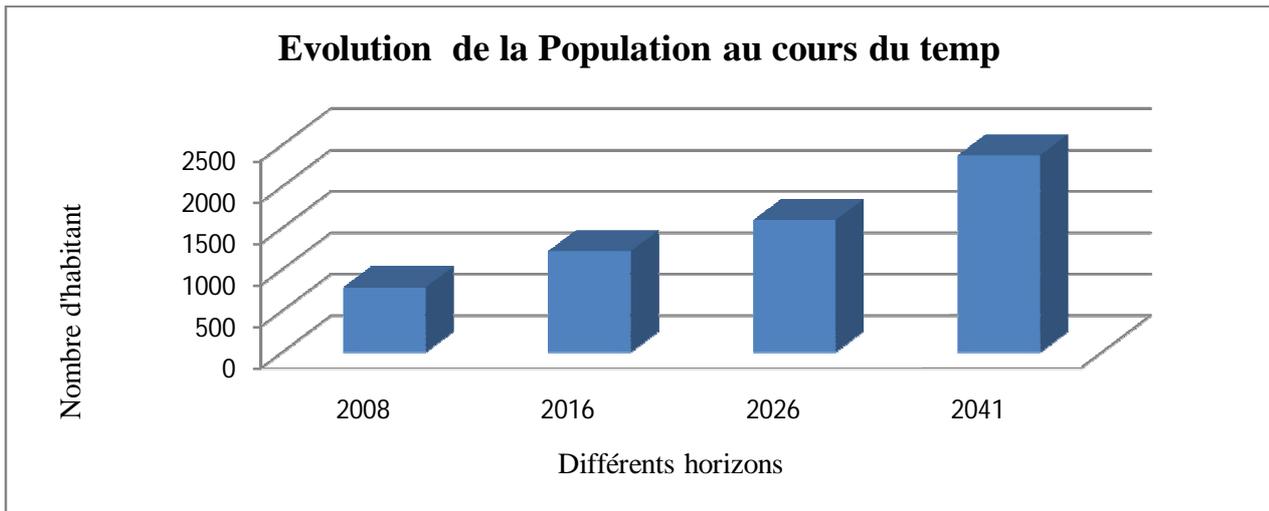


Figure III.1 : Variation de la population au cour des années

A l'horizon 2041, le nombre total d'habitants de la commune concernée par le projet sera donc 2375 habitants.

III.2 Evaluation des besoins en eau potable

III.2.1 Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des besoins suivants :

- **Besoins domestiques**

Besoins domestiques sont l'utilisation de l'eau pour la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches etc.

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

- **Besoins publics**

Besoins publics représentent l'utilisation de l'eau pour le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau pour les casernes, les administrations, les cantines etc.

- **Besoins industriels et agricoles**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau plus importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

- **Besoins scolaires**

Les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes, secondaires, privées ou publiques, les centres de formation.



- **Besoins sanitaires**

Les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers etc.

- **Besoins d'incendie**

Besoins d'incendie représentent les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre les incendies.

- **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extensions touristiques.

III.2.2 Estimation des besoins en eau

Le calcul de la dotation peut-être déterminée comme suit :

- Commune rurale : considéré comme étant une agglomération de moins de 2000 hab :
125litre/jour/hab (200 litres/jours/hab si l'élevage est intensif).
- Commune dont la population est supérieur a 2000 habitants.
 - Ville de moins de 20000 hab : 150 a200 litres /jours/habitants.
 - Ville de20000 a100000 hab : 200 a 300 litres/jours/habitants.
 - Ville de plus de 100000 hab : 300 a350 litres /jours/habitants.

(B.SALAH, 2014)

Dans le cadre de cette étude on a opté pour une dotation de 150 litres/jour/habitant suivant les critères citées par avant .Comparativement, à la dotation requise pour l'alimentation en eau potable pour les villes semi urbaines Selon les recommandations de l'étude d'actualisation du PNE Algérie, cette valeur peut paraître peu élevée , toute fois vue les grands programmes d'aménagement et de réhabilitation de la commune de Chréa qui vont influencer positivement sur le mode de vie des citoyens ,Cette valeur est largement justifié.

D'où la dotation considérée est : **Dot=150l/j/hab**

La consommation moyenne journalière, pour chaque type de besoins est estimée comme suit :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{q_i \cdot N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{III.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

N_i : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

q_i : dotation moyenne journalière de la consommation pour chaque catégorie (l/j/unité).



Il est donc important d'évaluer ces besoins par les habitants à l'horizon visé pour un dimensionnement adéquat du système d'alimentation en eau potable.

III.2.3 Besoins moyens domestiques

Les besoins sont évalués à la base de la dotation choisie.

Tableau III.2 : besoins en eau domestique

Horizons d'études	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (m ³ /j)	Qmoyj (l/s)
Moyenne terme (2026)	1592	150	238.95	2.77
long terme (2041)	2375	150	356.25	4.12

Pour les besoins domestiques le débit est de **356.25 m³/j**.

III.2.4 Besoins moyens des équipements

On a choisi l'année 2008 suite à la disponibilité des données pour le calcul des différents débits des équipements, Après, les besoins sont transférés en équivalents habitants, et une projection pour l'horizon 2041 est faite en utilisant la formule (III.2)

Tableau III.3: Besoins en eau des différents équipements de la zone d'étude.

Secteurs	Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	unité	Qmoyj (m ³ /j)
Equipements éducatifs	Ecoles 'externat'	100	10	élève	1
Equipements sanitaires	Centre de la santé	160	15	malade	2.4
Equipements administratifs	APC	10	15	employé	0,15
	Gendarmerie	10	15	employé	0,15
Equipements culturels et sportifs	Mosquées	100	5	personne	0.5
Activités tertiaires	Commerces, services, cafés, restaurants et....	10 % de la population desservie	150	personne	11.75
TOTAL					15.95



Pour une estimation a long terme des besoins des équipements, on calcul pour équivalent habitant comme suit :

-La somme des besoins d'équipement qui est égale a **15.95** m³/j au quelle la dotation est de 150 l/j/hab. Ce qui donne un total de 107 équivalent habitants.

Tableau III.4:Tableau de variation des équipements en fonction de l'équivalent habitant

Horizon	Année2008	Année2016	Année2026	Année2041
Equivalent habitant	107	167	218	325
Besoin (m ³ /j)	15,95	25	32,65	48,69

III.2.5 Besoins moyenne saisonnier

Tableau III.5: besoins en eau saisonnière.

Secteurs	Equipement	Effectifs	Dotation (l/j/unité)	unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Hôtellerie	Hôtel	150	200	personne	30
	Chalet	4000	125	personne	500
	Assiette	300	100	personne	30
TOTAL					560

III.2.6 La consommation moyenne journalière industriels

Actuellement, il n'existe aucune unité industrielle dans Chréa.

III.2.7 Récapitulation de La consommation moyenne journalière

Après l'étude détaillée des besoins en eau de la commune de Chréa, on peut Calculer le débit moyen journalier qui alimentera la commune. Les besoins totaux en eau sont donnés par Le tableau suivant :



Tableau III.6 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Type de besoins	Moyenne terme(2026)		Long terme(2041)	
	Consommation moyenne journalière (m3/j)	Consommation moyenne journalière (l/s)	Consommation moyenne journalière (m3/j)	Consommation moyenne journalière (l/s)
Besoins domestique	238,95	2,77	356,25	4,12
besoins équipements	32,65	0,38	48,69	0,56
besoins Saisonniers	560	6,48	560	6,48
Besoins totaux	831,60	9,63	964,94	11,16
majoration de 20 %	166,32	1,93	192,99	2,23
Total	997,92	11,56	1157,93	13,40

NB : En ajoutant les pertes (fuites dans les ouvrages et les réseaux, branchements illégaux, lavages des rues et irrigation des espaces verts etc...) qui sont estimées égale à 20 % de la consommation.

III .3 Variation de la consommation journalière

III .3.1 Consommation maximale journalière

Au cours de l'année il existe une journée où la consommation d'eau est maximale .Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons trouver un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne .Ce rapport est désigné sous le terme d'irrégularité journalière maximum et noté par $k_{max,j}$, Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (III.3)$$



Avec :

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

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$.

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

III .3.2 Consommation minimale journalière

De même il existe une journée où la consommation est minimale .Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne .Ce rapport est appelé coefficient d'irrégularité journalière minimum.

Nous pouvons écrire :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (III.4)$$

Avec :

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

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

on prend $K_{min,j} = 0,7$.

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

Tableau III.7: Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers

Horizons	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$Q_{min,j}$ (l/s)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$Q_{max,j}$ (l/s)
2026	997,92	11,56	0,9	898,13	10,40	1,3	1297,30	15,03
2041	1157,93	13,4	0,9	1042,14	12,06	1,3	1505,31	17,42

III .4 Consommation en eau par tranche horaire

Selon les statistiques , le régime de consommation horaire est en fonction de la population .Le régime choisi pour l'année 2041 (dernière colonne du tableau annexe III-1) englobe la commune concernée par l'étude durant l'année 2041.



Tableau III.8: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable pour l'année 2041 pour l'ensemble d'agglomération.

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j}=1505,31\text{m}^3/\text{j}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	0,75	11,29	0,75	11,29
1-2	0,75	11,29	1,5	22,58
2-3	1	15,05	2,5	37,63
3-4	1	15,05	3,5	52,69
4-5	3	45,16	6,5	97,85
5-6	5,5	82,79	12	180,64
6-7	5,5	82,79	17,5	263,43
7-8	5,5	82,79	23	346,22
8-9	3,5	52,69	26,5	398,91
9-10	3,5	52,69	30	451,59
10-11	6	90,32	36	541,91
11-12	8,5	127,95	44,5	669,86
12-13	8,5	127,95	53	797,81
13-14	6	90,32	59	888,13
14-15	5	75,27	64	963,40
15-16	5	75,27	69	1038,66
16-17	3,5	52,69	72,5	1091,35
17-18	3,5	52,69	76	1144,04
18-19	6	90,32	82	1234,35
19-20	6	90,32	88	1324,67
20-21	6	90,32	94	1414,99
21-22	3	45,16	97	1460,15
22-23	2	30,11	99	1490,26
23-24	1	15,05	100	1505,31



NB : D’après le tableau III.8 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe $Q_{max,h} = 127.95 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 11h et 13h.
- Un débit minimum $Q_{min,h} = 11.29 \text{ m}^3/\text{h}$ entre minuit et 2h du matin

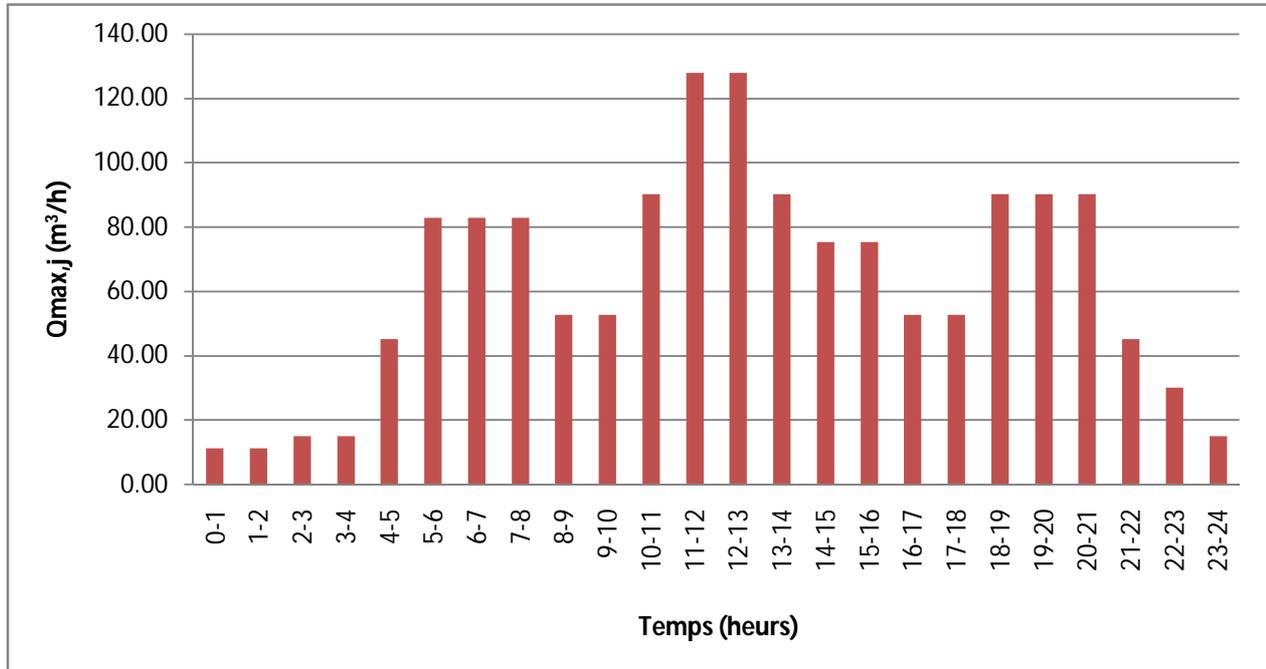


Figure III.2 : Variation de la consommation horaire pour l’année 2041

Remarque :

Cette variation des débits horaire est exprimée en(%) par rapport au débit maximal journalier de l’agglomération pour l’année 2041.

Tableau III.9:Récapitulatif des différents débits calculés a l’horizon 2041

horizon	Qmin.j		Qmoy.j		Qmax.j		Qmin.h		Qmoy.h		Qmax.h	
	(m³/j)	(l/s)	(m³/j)	(l/s)	(m³/j)	(l/s)	(m³/h)	(l/s)	(m³/h)	(l/s)	(m³/h)	(l/s)
2041	1042,14	12,06	1157,93	13,4	1505,31	17,42	11,29	3,14	62,72125	17,42	127,95	35,54

III.5 Détermination du débit d’équipement et du débit forcé

III.5.1 Détermination du débit d’équipement

Le débit d’équipement est donné par la formule suivante :

$$Q_{eq} = \alpha \frac{\sum Q_i \cdot T_i}{\sum T_i} \tag{III.6}$$

Avec :

α : Augmentation de débit a cause de fuite, $\alpha \in (1.04-1.08)$



T_i : Une période déterminée à partir du diagramme de consommation.

$\sum T_i = 24$ heures.

Donc :

$$Q_{eq} = 1.07 * \frac{1505.31}{24 * 3600}$$

$$Q_{eq} = 0.0186 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{eq} = 1610.68 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.5.2 Calcul du débit forcé

Le débit forcé est donnée par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{W_0 + W_1 + W_2}{\sum T_i} \quad (\text{III. 7})$$

Avec :

W_1 : volume d'eau journalier correspondant a l'heure de pointe.

W_2 : volume de réservé pour l'incendie, il est de (80-120) m^3

W_0 : volume réservé pour autre besoins, pour notre cas $W_3=0$.

$\sum T_i = 24\text{h}$.

$$Q_f = 1610.6 + (127.95 + 120)$$

$$Q_f = 1858.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

Vérification de la condition imposée sur le débit.

$$\text{On a effectué } x = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{1858.55}{1610.6} = 1.15$$

D'après le calcul on remarque que le rapport x est compris entre (1.1-1.2) ; Donc on accepte ce débit forcé.

Tableau III.10 Le Bilan entre le débit produit par les deux stations de pompage Tallaizid et El kerrach et le débit demandé.

Débit (m^3/j)	2026	2041
demandé	1297,3	1505,31
disponible	2160	2160
Différence	862,7	654,69



D'après le tableau précédents on remarque que les besoins en eau de la commune sont satisfites pour les horizons d'étude.

III.6 Calcul du débit d'exploitation

La station de pompage est appelée à refouler le débit d'exploitation vers le réservoir d'alimentation.

Selon l'Algérienne des eaux (ADE) de Blida Le régime de fonctionnement des deux stations de pompage est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le débit d'exploitation total des stations de pompage est calculé comme suit :

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

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

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) .

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

donc :

$$Q_{exp} = \frac{1505.31}{20 * 3600} = 0.021 \text{ m}^3/s = 21 \text{ l/s}$$

Le débit d'exploitation 21 l/s est supérieur aux débits minimum de la source Tallaizid 15 l/s, donc le surplus sa sera compensé par la station de pompage El kerrach avec un débit minimum de 10 l/s.

Alors on considère que le débit minime de la source est le même débit d'exploitation de la station de pompage Tallaizid.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de l'agglomération concernée par l'étude.

On a pu constater après évaluation des besoins que les besoins en eau de la commune alimentée par les deux stations de pompage de Tallaizid et El Karrech sont satisfaits par les débits refoulés actuellement.

Chapitre IV :

Etude de réseau de

refoulement



Introduction

Dans ce chapitre ,il est procédé au rénovation d'adduction par refoulement a partir de la station de pompage Tallaizid d'une cote de terrain de 1236 m vers un réservoir mise en charge a Trois moineaux d'une capacité de 300 m³, Le but visé est de faire une étude techno-économique pour rénover le réseau d'adduction.

IV.1 Types d'adduction

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

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

• Adduction gravitaire

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

- Ecoulement à surface libre.
- Ecoulement en charge (la plus rencontré).

• Adduction par refoulement

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

• Adduction mixte

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

Dans ce projet nous sommes appelées a projeter une adduction par refoulement du la station de pompage Talliazid vers le réservoir des trois moineaux 300 m³ au vu de la topographie accidenté de la zone considérée.

IV.2 Description de Système de refoulement

La conduite de refoulement véhicule les eaux de la station de pompage de Tallaizid vers le réservoir trois Moineaux 300 m³.

Le diamètre de la conduite de refoulement est de 150 mm fonte grise, année de production 1976 Type PANTAMOISSAN (SAINT GAUBIN) France. La conduite est de type K9 avec une pression de service de 40 bars.



La conduite de refoulement est posé au départ sur des socles en béton armé, avec déférente hauteur sur une longueur de 230 m puis, une partie est posé sous le sol sur une longueur de 334 ml, une autre partie de 50 m est posé sur des socles, en fin la conduite est raccordé à l'acier enrobé sous la chaussée jusqu'au réservoir 03 moineaux.

IV.2.1 La partie aérienne (sur les socles)

Vu la difficulté et la complexité de la topographie du terrain (terrain avec des pentes très accentuées) attient les 40%, la conduite de refoulement est posé sur des socles en béton armé a fin de minimisé la distance et facilité les travaux. Sauf que ces socles ont subi des dégâts considérables surtout les premiers qui se trouve au niveau de la station vu les grandes pressions dans la conduite et aussi à cause du glissement des terrains à ce niveau.

Cette conduite a subi plusieurs déboitement et aussi des fissure, des réparations ont été effectué mais sans remédier au problème.



Figure IV.1 : Etat des socles et de la conduite de refoulement



Figure II.2 : Etat des socles.



IV.2.2 La partie enterrée

Une grande partie de la conduite de refoulement est enterrée, la plus grande est en acier et le reste en fonte. Les conduites ont un diamètre identique de DN 150.

La conduite en acier d'une longueur de 1820 ml ne comporte aucune protection cathodique.

Remarque

Cette conduite a été réparée plusieurs fois par l'ADE.

❖ Recommandations

D'après le diagnostic du système de refoulement de la source de Tallaizid nous sommes arrivés au point suivant :

1. La grande charge de refoulement au départ, ce qui conduit toujours à des emboitements au niveau des conduites de refoulement.
2. L'état défectueux des socles en béton de la conduite de refoulement.
3. Le vieillissement de la conduite environ 40 ans.

Pour cela, nous allons proposer à la phase suivante des variantes pour remédier à ces problèmes et avoir un système de refoulement parfait.

- ✓ Première variante : L'adduction de refoulement de 2345 ml du Station de pompage Tallaizid vers le réservoir des trois moineaux 300 m³, la première partie est estimée par une longueur de 275 ml est posée sur des socles et le reste 2070 ml est mis dans une tranchée. (Annexe IV.1)
- ✓ Deuxième variante : L'adduction de refoulement de 2619 ml du Station de pompage Tallaizid vers le réservoir des trois moineaux 300 m³, la première partie est estimée par une longueur de 187 ml est posée sur des socles et le reste 2432 ml est mis dans une tranchée. (Annexe IV.2)

IV.3 Critères de choix de tracé

Dans le cas d'un projet, d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante. Avoir un itinéraire aussi direct que possible, présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie (entretien, surveillance).
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.



- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.
- Tenir compte des différents ouvrages projetés.

IV.4 Choix des matériaux

Le choix du matériau d'une conduite est basé sur leur faisabilité technique qu'économique.

IV.4.1 les critères technique :

Ce choix se fait :

a) Fonction de Type de sol

Une étude préalable sur la corrosivité / agressivité du terrain est conseillée. On peut estimer les indices généraux de corrosivité à l'aide des cartes topographique et géologique. D'une façon que les points hauts sont plutôt secs et aérés, donc peu corrosifs. Les points bas sont souvent humides et peu aérés, donc susceptibles à une corrosivité élevée. Les mares, marécages, lacs, tourbières et autres bas-fonds, riches en acides humiques, en bactéries et souvent pollués sont généralement des zones à risque de corrosivité élevée. Des activités industrielles peuvent également laisser présager de terrains agressifs.

L'étude de cartes géologiques permettra de définir la corrosivité naturelle de la texture du sol, On peut distinguer, en première analyse, les terrains suivant :

faible risque	risque élevée	risque trop élevé
-Sables et graviers. -Matériaux d'empirement. -Calcaires.	- Marnes. -Argiles.	-Gypse. -Sels pour industries chimiques (chlorure de sodium, sulfate de chaux). -Combustibles fossiles (lignite, tourbes, charbon, bitumes).

b) Fonction de Liquide transporté

Les eaux véhiculées dans les réseaux peuvent présenter des caractéristiques physico-chimiques très différentes. Elles permettent de différencier les eaux. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte :

- ❖ les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu .
- ❖ les eaux agressives envers les matériaux à base de ciment.

Certaines eaux attaquent les canalisations non protégées et non revêtues intérieurement. Les réactions chimiques produisent de l'hydroxyde ferreux, puis ferrique, puis entraînent la formation de nodules, pouvant à terme diminuer la section de la canalisation et augmenter les pertes de charges de manière



significative. Ce phénomène se présente principalement dans les anciennes conduites non revêtues de mortier de ciment.

L'agressivité d'une eau se définit comme la propension de celle-ci à attaquer des matériaux renfermant du calcium. Trois peuvent se présenter :

- ❖ Une eau à l'équilibre calco-carbonique n'entraîne à une température donnée, ni attaque, ni précipitation de carbonate de calcium.
- ❖ Une eau incrustante ou entartrant a tendance à déposer des sels de calcium (carbonate) sur le paroi intérieur.
- ❖ Une eau agressive peut attaquer certains éléments consécutifs du mortier de ciment comportant du calcium.

c) Fonction de revêtement

- Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité, assurant une protection efficace de la paroi de la conduite.
- Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, sources de corrosion. Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels qui peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande.

IV.4.2 les critères économiques

Pour les critères financiers, on considère coûts du transport, du levage, et de pose.

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

Nous avons opté pour l'acier (1ere partie) pour les raisons suivantes :

- 1- l'acier est produit en Algérie
- 2- le prix de fourniture de l'acier est moins cher par rapport à la fonte
- 3- une bonne résistance aux contraintes (chocs, écrasement déplacement de terrains).
- 4- cette partie de refoulement est aérienne donc un risque au feu engendré dans le forat pour cela l'acier est favorable pour résister à ce danger.
- 5- Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où le poids supporté est minime par les socles en béton.
- 6- Facile à être réparé par des simples soudures par rapport à la fonte qui nécessite beaucoup de pièces spéciales.



La deuxième partie d'adduction sera en PEHD, ce type de canalisation est souple et s'adapte au relief accidenté.

IV.5 Etude de l'adduction par refoulement

IV.5.1 Détermination du diamètre économique

Pour le calcul du diamètre économique, on utilise généralement deux méthodes, selon l'importance du projet :

Petits projets

Nous appliquons la formule de Vibert, valable pour les petits et moyens diamètres nominaux, et les faibles longueurs : (A.DUPONT, 1971)

$$D = 1.456 \left(\frac{ne}{f} \right)^{0.154} * Q^{0.46} \quad (IV.1)$$

Où

D : diamètre économique en mm.

f : Prix de la conduite posée en DA/Kg.

Q : débit en m³/s.

$$n = \frac{\text{durée de pompage en h}}{24} \quad (IV.2)$$

e : Prix du Kwh en DA.

Le coefficient 1.456 tient compte d'un taux d'amortissement de 8 % pendant 50ans.

(A.DUPONT, 1970)

Grands projets

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut une étude économique détaillée.

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimale (amortissement de l'investissement + frais d'exploitation).

En plus des pertes de charges, il convient par conséquent de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de :

- Coups de bélier.
- Cavitation.
- Abrasion.

Dans notre projet, le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de



fonctionnement et celle d'investissement. Nous avons choisi une gamme de diamètres parmi lesquels nous opterons pour celui qui présentera les moins élèves. L'application des formules de Bresse et Bonin citées ci-dessous ne nous donne qu'une idée approximative (diamètre calculé) sur les diamètres économiques, parce que plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Le diamètre de première approximation est donné comme suit :

- Formule de BRESS

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (IV. 3)$$

- Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (IV. 4)$$

Avec :

Q: débit refoulé en m³/s. (B.SALAH, 2014)

Remarque

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

IV.5.2 Pertes de charge linéaires

La formule de calcul de la perte de charge linéaires pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach : (A. Lancastre, 1999).

$$\Delta h_l = \frac{\lambda L V^2}{2Dg} \quad (IV. 5)$$

Δh_l : Pertes de charge linéaire en mètre.

λ : Coefficient de frottement.

λ est calculé selon deux équation :

Formule Nikuradse : (A. Dupont, 1970).

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 * \ln \frac{K_s}{D}\right)^{-2} \quad (IV. 6)$$

Formule Cole-Brooke : (A. Dupont, 1970).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{K_s}{3.7 * D} - \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (IV. 7)$$



Nous avons utilisées la formule de Cole –Brooke ; est la plus précise, parce qu'elle tient compte plusieurs facteurs.

$$\text{Re : Nombre de Reynolds } R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.8})$$

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

L : Longueur de la conduite en mètre.

D : Diamètre de la conduite de refoulement en mètre.

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : Accélération de la pesanteur.

K_s : coefficient de rugosité (m).

- S'il s'agit de conduite nouvelle quelle que soit le matériau (fonte, béton, acier..) le revêtement intérieur particulièrement lisse leurs dont elles sont pourvus les présences des risques d'incrustation de tuyaux préconisent de permet uniformément pour la valeur de $K_s=10^{-4}$ m (A. Dupont ,1977).

- Pour les tubes en PEHD le coefficient de rugosité $K_s = (0.001 \div 0.002)$ mm
(Catalogue technique 2012, groupe CHIALI).

IV5.3 Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, Branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{IV. 9})$$

IV.5.4 Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = 1.15 * \Delta H_l \quad (\text{V. 10})$$

IV.5.5 Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV. 11})$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

IV.5.6 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV. 12})$$

Avec :

η : rendement de la pompe en (%)



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

g: pesanteur (9.81 m/s²)

IV.5.7 Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{IV. 13})$$

Avec :

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

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.5.8 Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV. 14})$$

Avec :

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ.

Tableau IV.1: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1.9376
Heures de pointes	17h-21h	0	8.7202
Heures creuses	21h-06h	9	1.024

(Source SONELGAZ - Blida, 2016)

$$e = \frac{1,9376 \times 11 + 9 * 1.024}{20} = 1.526\text{DA/Kwh} \Rightarrow e = 1.526\text{DA/kwh}$$

IV.5.9 Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = \text{Prc} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

Prc: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel.

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 25 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{25} - 1} + i \quad (\text{IV. 16})$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{25} - 1} + 0.08 = 0.0937 = 9.37 \%$$

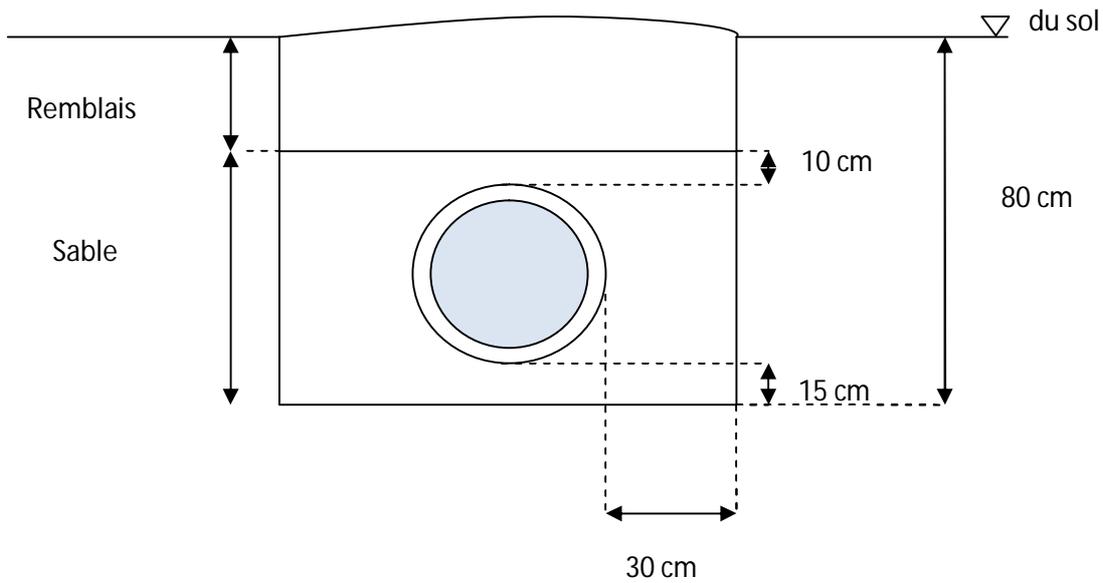


Figure IV.3 : pose de la conduite en tranché dans un terrain peu accidenté.

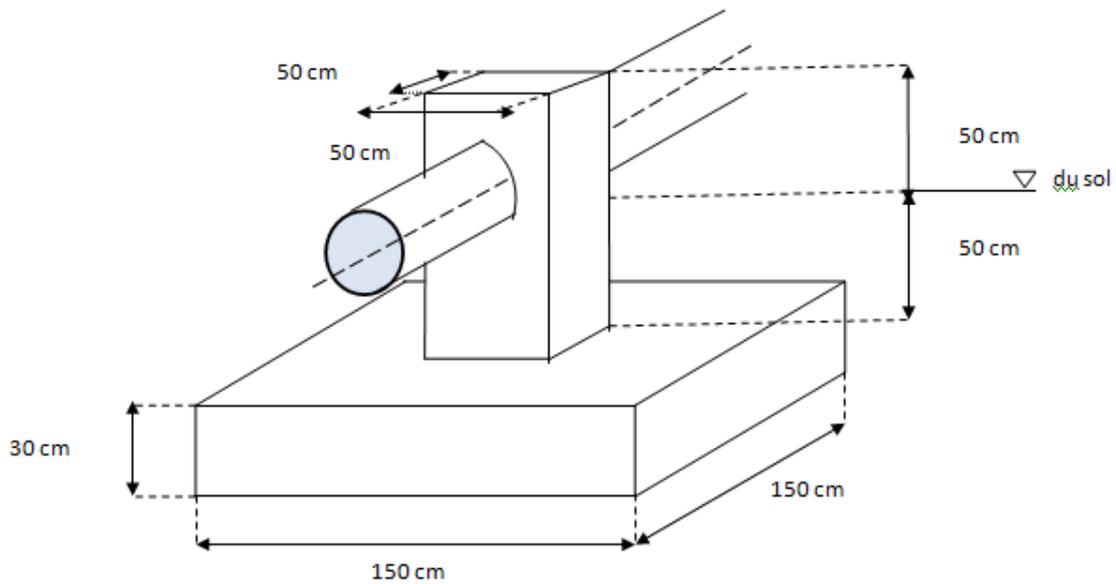


Figure IV.4 : pose de la conduite sur un socle en béton.

Tableau IV.2 : Prix unitaire des différents travaux

Source (D.R.E BLIDA ,2016)

Travaux et équipements	Cout en DA
1 m ³ déblai	400
1 m ³ remblais	280
1 m ³ sable	1250
1 m ³ évacué	350
1 ml grillage	30
1 m ³ béton	40000
1kg fer	75

Remarque : On prendra la valeur 80 Kg de fer / m³ de béton.



IV.5.10 Calcul hydraulique de la 1^{er} variante

A. Le premier tronçon type acier « SP-Point A »

❖ Les faix d'exploitation

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q=15$ l/s sur une longueur de 275 m et les ajouter à la hauteur géométrique $H_g = 1413 - 1232.6 = 180.4$ m (1413 cote géométrique du point A la fin de la conduite en acier et 1232.6 cote de niveau minimum de la bêche d'aspiration de la station). Pour cette différence les pertes de charges sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (IV.4)

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{0.015} \Rightarrow D = 0.122 = 122 \text{ mm.}$$

Pour le calcul économique des frais d'exploitation, nous proposons une gamme de diamètres normalisées selon les tableaux (IV.3) et (IV.4)

Tableau IV.3: Calcul de la HMT « SP-Point A »

D (mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Re	λ	Lg(m)	ΔH_L (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	HMT(m)
80	0,015	2,99	238853,5	0,0222	275	34,672	39,873	180,4	220,273
100	0,015	1,91	191082,8	0,0215	275	11,003	12,654	180,4	193,054
125	0,015	1,22	152866,24	0,02103	275	3,527	4,056	180,4	184,456
150	0,015	0,85	127388,54	0,02083	275	1,404	1,614	180,4	182,014

Tableau IV.4: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel « SP-Point A »

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
80	48,38	353158,27	538919,52
100	42,4	309518,18	472324,75
125	40,51	295733,39	451289,15
150	39,98	291819,32	445316,28

❖ Les Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Remarque :

Avant que la conduite sa sera posé sur les socles en béton (32 socles), elle sera posé dans une tranchée de 33 m du la station de pompage jusqu'au talus passant la piste existante.

Les calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.5: Calcul de frais de pose de la conduite sur des socles « SP-Point A »

D (mm)	Béton (m ³)	cout de béton (DA)	Ferrailage(Kg)	cout de ferrailage (DA)	Prix total des socles (DA)
80	0,919	40000	74	75	1352768
100	0,919	40000	74	75	1352768
125	0,919	40000	74	75	1352768
150	0,919	40000	74	75	1352768

Tableau IV.6: Calcul de frais de pose de la conduite dans tout le tranché « SP-Point A »

D(mm)	Déblais (m ³)	cout déblais (DA)	Remblais (m ³)	cout remblais (DA)	Evacuatio n (m ³)	cout d'évacuation (DA)	lit de sable(m ³)	cout de lit de sable(DA)	grillage	prix de grillage	Prix de pose (DA)
80	0,551	2200	0,33	280	0,388	350	0,227	1250	1	30	40026,87
100	0,566	2200	0,331	280	0,409	350	0,244	1250	1	30	41218,01
125	0,586	2200	0,333	280	0,433	350	0,267	1250	1	30	42707,19
150	0,607	2200	0,336	280	0,457	350	0,291	1250	1	30	44196,65

Tableau IV.7: Cout totale d'investissement« SP-Point A »

D (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	Prix totale de pose(DA)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
80	2284	275	1392794,9	2020894,9	0,0936788	189314,96
100	2509	275	1393986	2083866,3	0,0936788	195214,05
125	3212	275	1395475,2	2278648,8	0,0936788	213461,04
150	3643	275	1396964,7	2398864,4	0,0936788	224722,68



❖ Bilan du cout (Exploitation+investissement)

Tableau IV.8: Bilan du cout total (exploitation+investissement). « SP-Point A »

D (mm)	Frais d'exploitation(DA)	Amortissement (DA)	Bilan(DA)
80	538919,52	189314,96	728234,49
100	472324,75	195214,05	667538,79
125	451289,15	213461,04	664750,19
150	445316,28	224722,68	670038,97

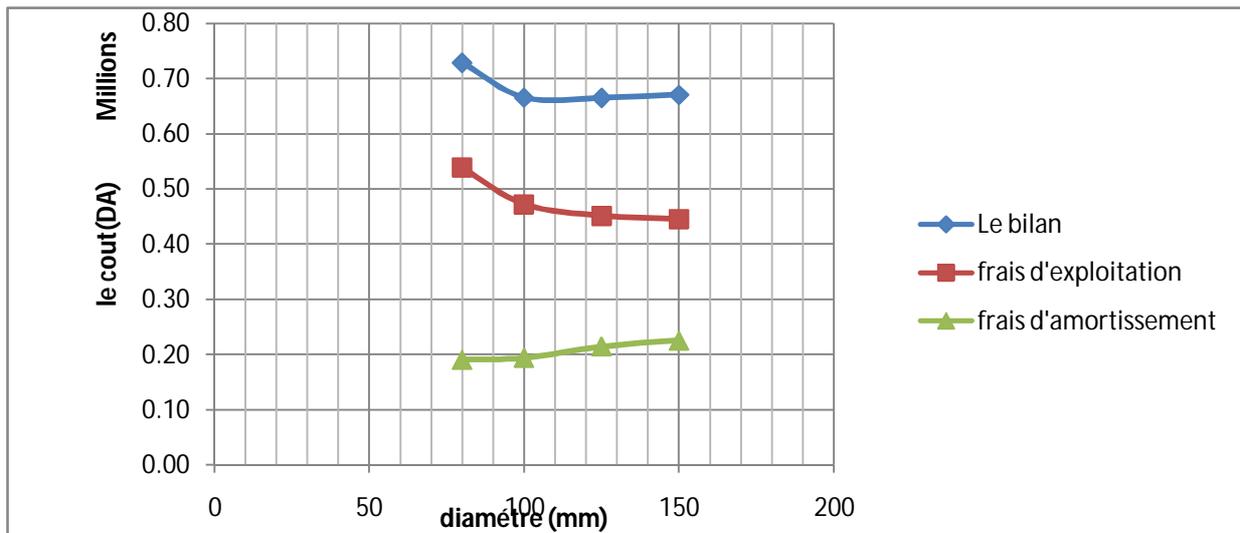


Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « SP-Point A »

D'après le tableau IV.8 et la figure IV.5 le diamètre économique est 125 mm avec une vitesse de 1.22 m/s.

B. Le deuxième tronçon type PEHD« Point A-RES »

❖ Les faix d'exploitation

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q=15$ l/s sur une longueur de 2070 ml et les ajouter a la hauteur géométrique $H_g = 1560 - 1413 = 147$ m (1560 cote du plan d'eau de réservoir trois moineaux et 1413 cote de point A le début de la conduite en PEHD PN20).

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (IV.4)

A.N :

$$D_{ec} = \sqrt{0.015} \Rightarrow D = 0.122 = 122 \text{ mm}$$

**Tableau IV.9:** Calcul de la HMT « Point A-RES »

Dext (mm)	Dint (mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Re	λ	Lg (m)	ΔHL (m)	ΔHt (m)	Hg (m)	HMT (m)
110	85,4	0,015	2,62	223750,35	0,01616	2070	137,046	157,603	147	304,603
125	97	0,015	2,031	196992,58	0,01686	2070	75,633	86,978	147	233,978
160	130,2	0,015	1,127	146760,99	0,01747	2070	17,987	20,685	147	167,685
200	155,2	0,015	0,793	123120,36	0,01852	2070	7,923	9,112	147	156,112

Tableau IV.10: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel « Point A-RES »

D _{ext} (mm)	Puissance(kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
110	66,4	484745,16	727117,74
125	51,01	372353,18	558529,78
160	36,56	266853,52	400280,28
200	34,03	248436	372654,01
250	32,72	238887,42	358331,13

❖ Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Les calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11: Calcul de frais de pose de la conduite pour un mètre linéaire « Point A-RES »

Dext(mm)	Déblais (m ³)	cout déblais (DA)	Remblais (m ³)	cout remblais (DA)	Evacuation (m ³)	cout d'évacuation(DA)	lit de sable(m ³)	cout de lit de sable(DA)	grillage	prix de grillage	Prix de pose (DA)
110	0,568	2200	0,331	280	0,35	1250	0,35	350	1	30	1802,59
125	0,58	2200	0,333	280	0,363	1250	0,363	350	1	30	1850,82
160	0,608	2200	0,337	280	0,393	1250	0,393	350	1	30	1963,78
200	0,64	2200	0,343	280	0,425	1250	0,425	350	1	30	2093,55
250	0,68	2200	0,353	280	0,463	1250	0,463	350	1	30	2256,83

Tableau IV.12: Cout totale d'investissement. « Point A-RES »

Dext (mm)	Prix ml (DA)	L(m)	Prix totale de pose(DA)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
110	1304,91	2070	3731359,4	6 432 513,67	0,0936788	544415,5
125	1573,74	2070	3831209,4	7 088 846,94	0,0936788	664074,53
160	2071,43	2070	4065021,6	8 352 886,77	0,0936788	782488,23
200	3242,24	2070	4333656,8	11 045 097,89	0,0936788	1034691,3
250	5043,49	2070	4671582,5	15 111 601,97	0,0936788	1415636,4



❖ Bilan du cout (Exploitation+investissement)

Tableau IV.13:Bilan du cout total (exploitation+investissement) « Point A-RES »

D (mm)	Frais d'exploitation(DA)	Amortissement (DA)	Bilan(DA)
110	727117,74	544415,5	1271533,3
125	558529,78	664074,53	1222604,3
160	400280,28	782488,23	1182768,5
200	372654,01	1034691,3	1407345,3
250	358331,13	1415636,4	1773967,6

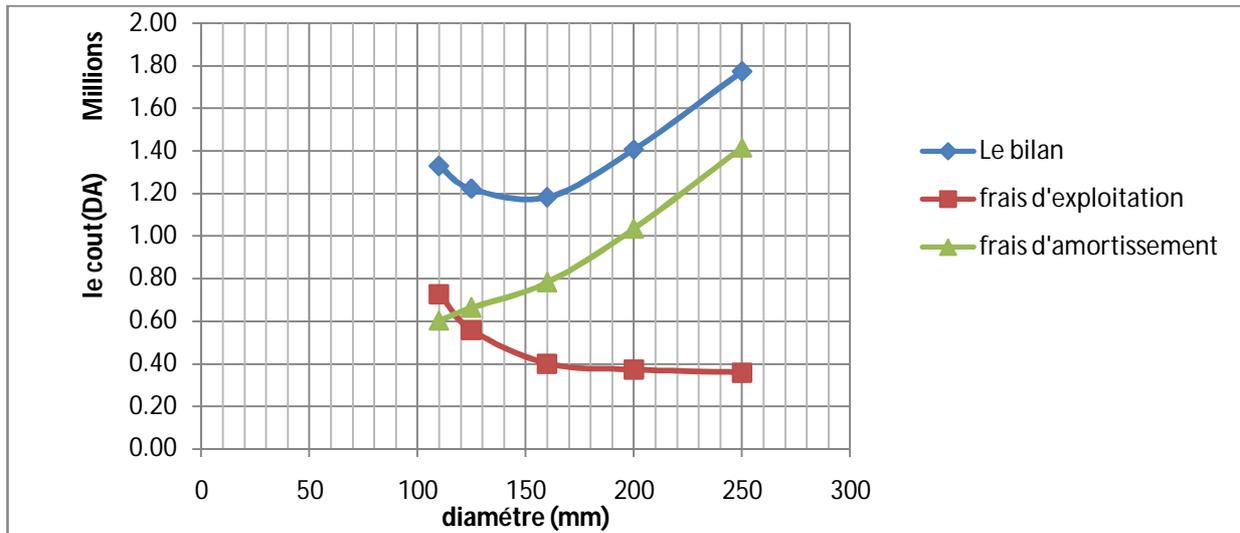


Figure IV.6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation. « Point A-RES »

D'après le tableau IV.13 et la figure IV.6 le diamètre économique est 160 mm. Avec une vitesse de 1.127 m/s.

IV.5.11 Calcul hydraulique de la 2^{ème} variante

A.Le premier tronçon type acier « SP-Point B »

❖ Les faix d'exploitation

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q=15$ l/s sur une longueur de 187 ml et les ajouter a la hauteur géométrique $H_g= 1375-1232.6=142.4$ m (1374 cote géométrique du point B la fin de la conduite en acier et 1232.6 cote de niveau minimum de la bêche d'aspiration de la station). Pour cette différence les pertes de charges sur l'aspiration sont très faibles en général donc elles seront négligées.

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (V.4)

A.N :

$$D_{ec} = \sqrt{0.015} \Rightarrow D = 0.122 = 122 \text{ mm}$$



On calcule les hauteurs manométriques totales correspondants aux différents diamètres normalisés sont regroupés dans les tableaux suivant:

Tableau IV.14: Calcul de la HMT. « SP-Point B »

D (mm)	Q(m³/s)	v(m/s)	Re	λ	Lg(m)	ΔHL(m)	ΔHt(m)	Hg(m)	HMT(m)
80	0,015	2,99	238853,5	0,0222	187	23,577	27,114	142,4	169,514
100	0,015	1,91	191082,8	0,0215	187	7,482	8,604	142,4	151,004
125	0,015	1,22	152866,24	0,02103	187	2,398	2,758	142,4	145,158
150	0,015	0,85	127388,54	0,02083	187	0,955	1,098	142,4	143,498

Tableau IV.15: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel. « SP-Point B »

D (mm)	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
80	37,23	271777,06	414731,79
100	33,16	242101,8	369447,34
125	31,88	232728,14	355143,14
150	31,52	230066,57	351081,58

Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Avant que la conduite sa sera posé sur les socles en béton (22 socles), elle sera posé dans une tranchée de 33 m du la station de pompage jusqu'au talus passant la piste existante.

Les calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.16: Calcul de frais de pose de la conduite sur des socles « SP-Point B »

D (mm)	Béton (m ³)	cout de béton (DA)	Ferrailage(Kg)	cout de ferrailage (DA)	Prix total des socles (DA)
80	0,919	40000	74	75	936100
100	0,919	40000	74	75	936100
125	0,919	40000	74	75	936100
150	0,919	40000	74	75	936100

Tableau IV.17: Calcul de frais de pose de la conduite dans un tranché « SP-Point B »

D(mm)	Déblais (m ³)	cout déblais (DA)	Remblais (m ³)	cout remblais (DA)	Evacuation (m ³)	cout d'evacuation(DA)	lit de sable (m ³)	cout de lit de sable(DA)	grillage	prix de grillage	Prix totale de pose (DA)
80	0,551	2200	0,33	280	0,331	350	0,227	1250	1	30	40004,02
100	0,566	2200	0,331	280	0,348	350	0,244	1250	1	30	41194,49
125	0,586	2200	0,333	280	0,37	350	0,267	1250	1	30	42682,83
150	0,607	2200	0,336	280	0,392	350	0,291	1250	1	30	44171,45

Tableau IV.18: Cout totale d'investissement« SP-Point B »

D (mm)	prix ml (DA)	L(m)	Prix totale de pose(DA)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
80	2284	187	976104,02	1403212	0,0936788	131451,19
100	2509	187	977294,49	1446413,1	0,0936788	135498,21
125	3212	187	978782,83	1579340,9	0,0936788	147950,73
150	3643	187	980271,45	1661563,2	0,0936788	155653,22



Bilan du cout (Exploitation+investissement)

Tableau IV.19: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « SP-Point B »

D (mm)	Frais d'exploitation(DA)	Amortissement (DA)	Bilan(DA)
80	414731,79	131451,19	546182,98
100	369447,34	135498,21	504945,55
125	355143,14	147950,73	503093,86
150	351081,58	155653,22	506734,80

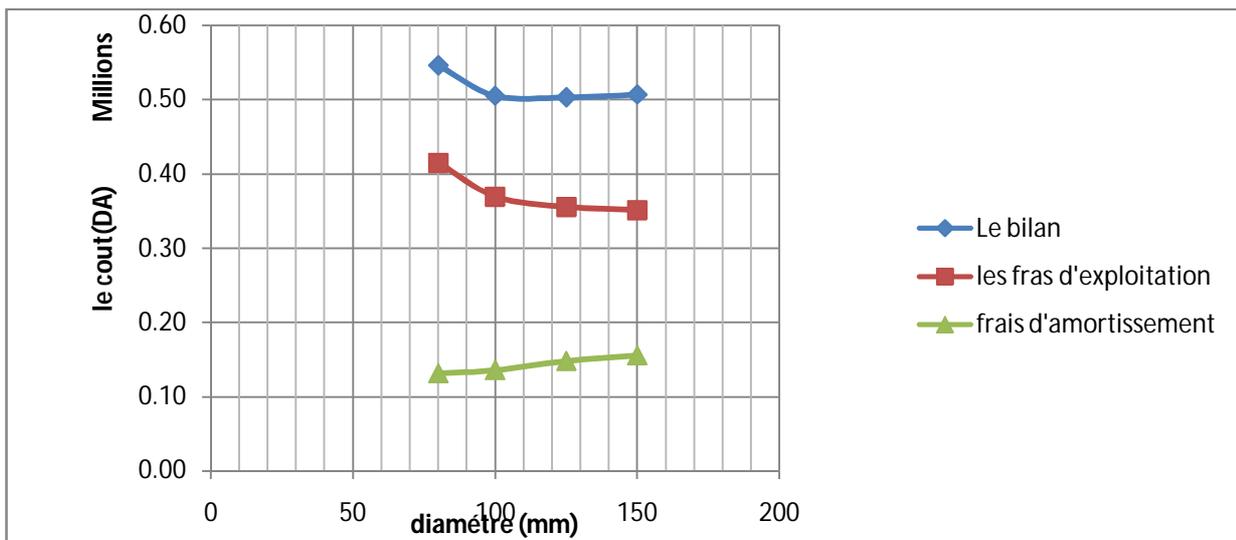


Figure IV.7: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation « SP-Point B »

D'après le tableau IV.19 et la figure IV.7 le diamètre économique est 125 mm . avec une vitesse de 1.22 m/s.

B. Le deuxième tronçon type PEHD « Point B-RES »

❖ Les faix d'exploitation

Pour déterminer les frais d'exploitation, il faut d'abord rechercher les pertes de charge dans les différents diamètres pour $Q=15$ l/s sur une longueur de 2432 ml et les ajouter a la hauteur géométrique $H_g = 1560 - 1375 = 185$ m (1560 cote du plan d'eau de réservoir trois moineaux et 1375 cote du point B le début de la conduite en PEHD PN25).

Calcul du diamètre préliminaire en utilisant la formule de Bonin (V.4)

A.N :

$$D_{ec} = \sqrt{0.015} \Rightarrow D = 0.122 = 122 \text{ mm}$$

On calcule les hauteurs manométriques totales correspondants aux différents diamètres normalisés sont regroupés dans les tableaux suivant:

**Tableau IV.20:** Calcul de la HMT « Point B-RES »

$D_{ext}(mm)$	$D_{int}(mm)$	$Q(m^3/s)$	$v(m/s)$	Re	λ	$Lg(m)$	$\Delta HL(m)$	$\Delta Ht(m)$	$Hg(m)$	HMT(m)
110	79,8	0,015	3	239452,13	0,01617	2432	226,154	260,077	185	445,077
125	90,8	0,015	2,32	210443,62	0,01687	2432	123,707	142,263	185	327,263
160	116,2	0,015	1,42	164443,03	0,01748	2432	37,344	42,945	185	227,945
200	145,2	0,015	0,91	131599,73	0,01852	2432	12,987	14,935	185	199,935
250	181,6	0,015	0,58	105221,81	0,01941	2432	4,448	5,115	185	190,115

Tableau IV.21: Consommation en KWH du moteur et prix d'exploitation annuel « Point B-RES »

$D_{ext}(mm)$	Puissance (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation(DA)
110	97,03	566635,84	864686,3
125	71,34	416644,86	635800,05
160	49,69	290201,82	442847,97
200	43,59	254541,61	388430,5
250	41,45	242039,3	369351,98

Frais d'amortissement

Pour le calcul des frais d'investissement on prend la même gamme de diamètre prise dans le calcul des frais d'exploitation et on évalue le cout total de la pose de la canalisation.

Les calculs sont données dans les tableaux suivants :

Tableau IV.22: Calcul de frais de pose de la conduite pour un mètre linéaire « Point B-RES »

D(mm)	Déblais (m ³)	cout déblais (DA)	Remblais (m ³)	cout remblais (DA)	Evacuation (m ³)	cout d'evacuation(DA)	lit de sable(m ³)	cout de lit de sable(DA)	grillage	prix de grillage	Prix de pose (DA)
110	0,568	2200	0,331	280	0,35	1250	0,35	350	1	30	1802,589
125	0,58	2200	0,333	280	0,363	1250	0,363	350	1	30	1850,826
160	0,608	2200	0,337	280	0,393	1250	0,393	350	1	30	1963,779
200	0,64	2200	0,343	280	0,425	1250	0,425	350	1	30	2093,554
250	0,68	2200	0,353	280	0,463	1250	0,463	350	1	30	2256,803

Tableau IV.23: Cout totale d'investissement « Point B-RES »

D (mm)	prix ml (DA)	L(m)	Prix totale de pose(DA)	prix totale (DA)	A	Amortissement (DA)
110	1 185,01	2432	4 383 896,65	7 265 829,73	0,0936788	680654,06
125	1 808,08	2432	4 501 208,30	8 898 466,64	0,0936788	833597,49
160	2 464,49	2432	4 775 909,46	10 769 552,83	0,0936788	1008878,6
200	3 778,74	2432	5 091 523,33	14 281 429,51	0,0936788	1337866,9
250	5 895,75	2432	5 488 545,20	19 827 013,29	0,0936788	1857370,4



Bilan du cout (Exploitation+investissement)

Tableau IV.24: Bilan du cout total (exploitation+investissement) « Point B-RES »

D (mm)	Frais d'exploitation(DA)	Amortissement (DA)	Bilan(DA)
110	864686,3	680654,06	1545340,4
125	635800,05	833597,49	1469397,5
160	442847,97	1008878,6	1451726,5
200	388430,5	1337866,9	1726297,4
250	369351,98	1857370,4	2226722,4

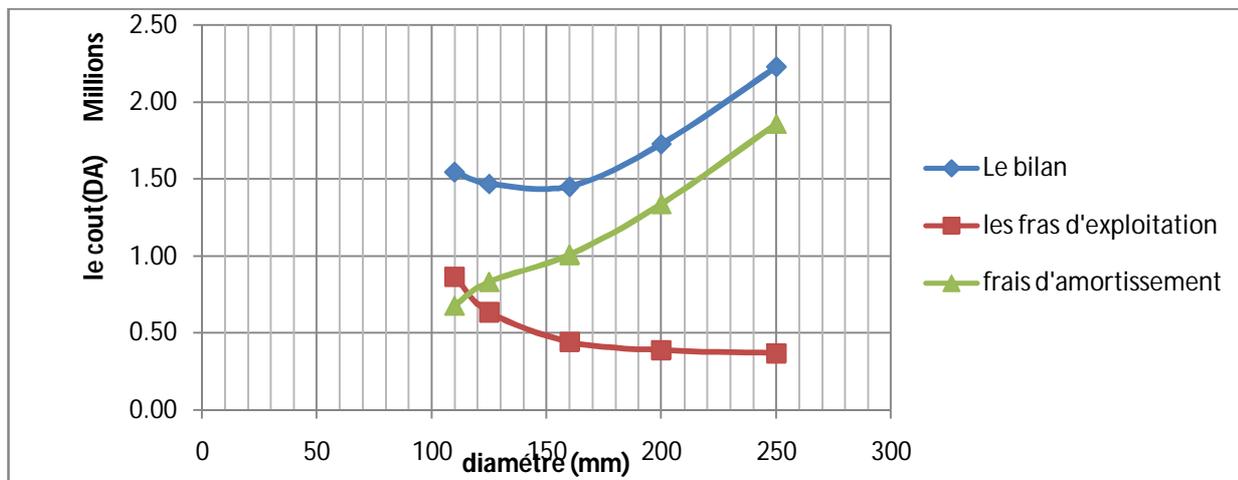


Figure IV.8 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation « Point B-RES »

D'après le tableau IV.24 et la figure IV.8 le diamètre économique est 160 mm.

IV.6 Bilan totale des frais d'adduction

Tableau IV.25 : Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes

les variantes	Acier		PEHD		Total
	Exploitation	Amortissement	Exploitation	Amortissement	
variante N°1	451289,15	213461,04	400280,28	782488,23	1847518,7
variante N°2	355143,14	147950,73	442847,97	1008878,6	1954820,4

Sur la base du bilan total, notre proche se portera sur la première variante (une vue économique). par ailleurs ce choix nous permet d'éviter le passage sur la partie serrée du la piste c'est-à-dire moins de perte de charge singulière (vue technique).

Conclusion

A travers ce chapitre Nous avons pu faire la rénovation de notre système d'adduction, nous avons opté pour un réseau de refoulement qui répond aux critères souhaités. On a dimensionné une conduite de refoulement avec deux diamètres économique un pour le premier tronçon en acier et l'autre pour ce qui reste en PEHD PN20.

CHAPITRE V :
Etat actuel de la
station du pompage



Figure V.2 : photo illustré d'ouvrage de captage

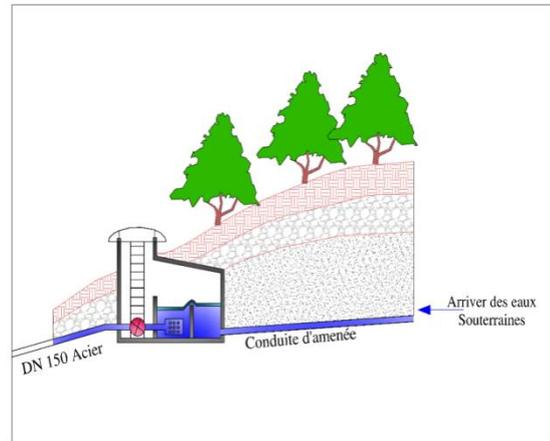


Figure V.3 : Schéma de principe de l'ouvrage de captage

L'ouvrage de captage dont les dimensions sont 3 x 3 m comporte une petite porte d'accès, mal placé pour accéder à l'intérieur de l'ouvrage. Le génie civil de l'ouvrage comme le montre la figure ci-dessus est en bonne état, même la conduite d'amenée ne présente aucune dégradation apparente ou d'usure de l'acier malgré son ancienneté (30 ans).

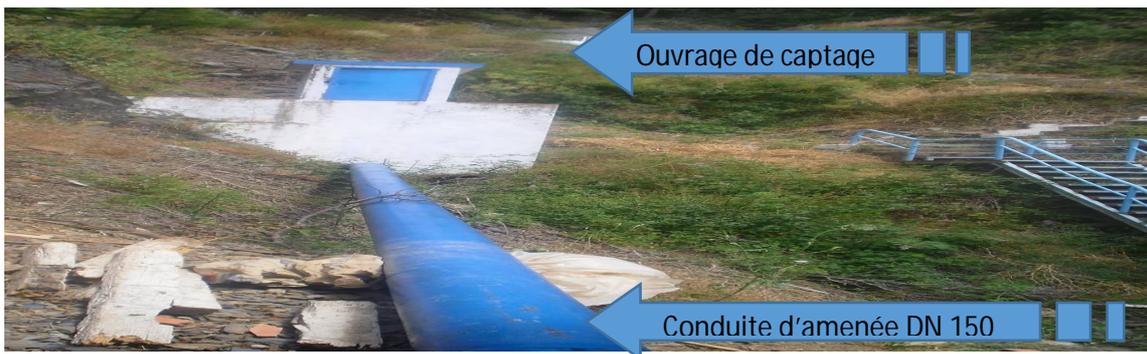


Figure V.4 : Photo illustrée d'une vue générale de l'ouvrage de captage

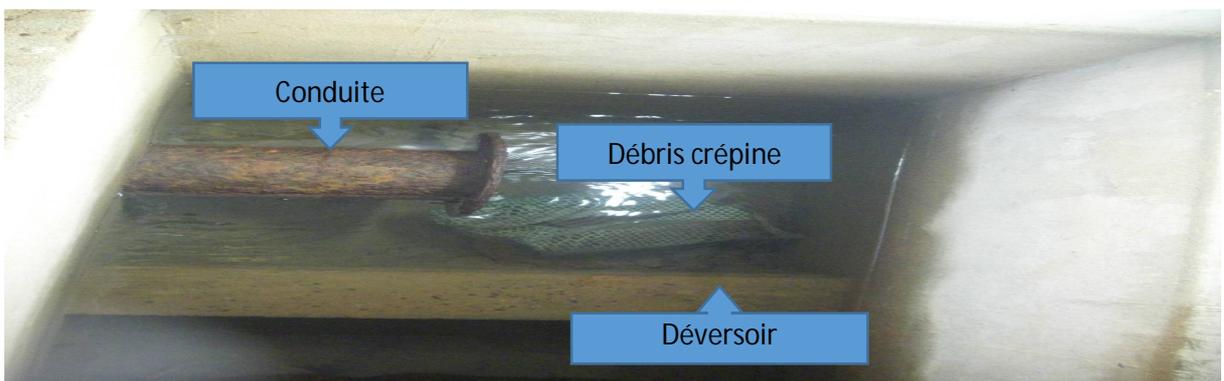


Figure V.5: Photo illustré d'une vue en plan de l'intérieur du captage.

D'après la Figure V.5 l'ouvrage de captage comporte une crépine détérioré totalement, une usure très avancé de la conduite en acier, un déversoir en très bonne état qui sert a stoppé l'arrivée du transport solide vers la crépine, jouant un rôle de décanteur. Le génie civil de l'intérieur de l'ouvrage est en bonne état.

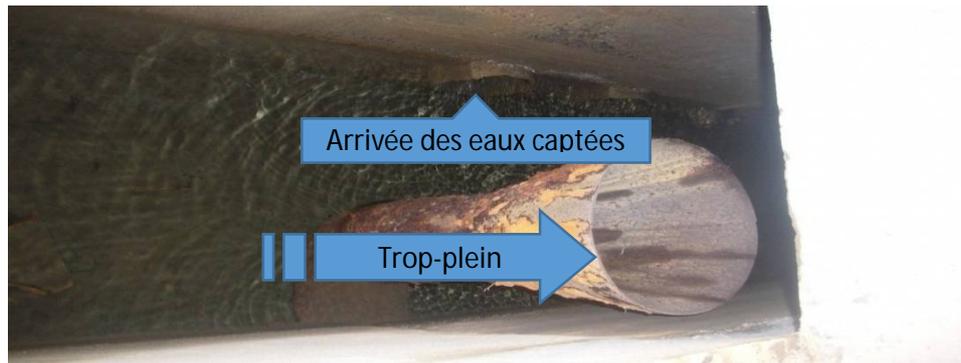


Figure V.6 : Photo illustré d'une vue en plan de l'intérieur du captage (trop-plein).

Le trop-plein muni d'un entonnoir 300/150 présente des traces de détérioration et d'usure de son état.

V. 3 Description de la station de pompage

La station de pompage Tallaizid est située à environ 3 km au sud-est du centre de Chréa. Elle été construite dans les années 80. Cette station à une cote 1236.00m NGA. La station de pompage a été rénovée en 2011 après un arrêt total de production de 14 ans à cause des dégâts subit par une bombe terroriste en 1997. Le génie civil de la station a été repris en démarrant des anciennes fondations existantes de la station, la bête d'eau n'a pas été rénovée. Tous les équipements hydromécaniques et électriques ont été rénovés par des nouveaux équipements.

La station de pompage Tallaizid est constituée par :

- D'une salle de machine.
- D'une bête d'aspiration.

V.4 La salle des machines

La salle des machines de la station est équipée de 2 groupes électropompes, l'un est mise en marche refoule vers le réservoir des trois moineaux et l'autre est un groupe de secours.



Figure V.7 : salle des machines de la station de pompage Tallaizid



V.4.1 Les équipements hydrauliques

Dans une station de pompage on trouve toujours les équipements hydraulique soit du coté refoulement ou coté d'aspiration :

- Les équipements d'aspiration : clapet, joint de démontage, vanne, convergent.
- Les équipements refoulement : joint de démontage, divergent, clapet anti-retour, vanne, appareils de démontage.

Dans notre station de pompage, on a :

- ❖ Dans le coté d'aspiration : L'aspiration des pompes de la station de Tallaizid se fait sur des conduites d'aspirations individuelles pour chaque pompe de diamètre 150 mm. Ces conduites d'aspirations sont reliées directement sur la bêche sous le sol de 100m³.

Dans notre cas on a le diamètre et débits comme données, et on doit calculer la vitesse admissible.

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.015}{3.14 * (.15)^2} = 0.85 \text{ m/s}$$

On prend en considération que pour les diamètre d'aspiration $Da < 250 \text{ mm}$.La vitesse admissible doit être (0.7÷ 1) m/s.

Tableau V.1 : Vitesses admissibles (aspiration)

Diamètre Da (mm)	Vitesse admissible (m/s)
$Da < 250$	0.70÷ 1
$250 < Da < 800$	1 ÷ 1.5
$Da > 800$	1.5 ÷ 1.8

Après vérification et comparaison avec les valeurs admissibles de la vitesse d'aspiration, on constate que la vitesse d'aspiration est dans la plage admissible.

Les canalisations d'aspiration sont constituée par :

- a) Crépine.
Accessoire hydraulique placé à l'extrémité des tuyaux d'aspiration et qui sert à empêcher l'introduction de corps solides dans les tuyaux.
- b) Joints de démontage.
Une attention particulière sera donnée aux joints affins de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air et éventuellement d'agent polluants, en générale en préfère les joints soudée pour les coudes, divergent et convergent ainsi pour les raccordements sur des appareillages (vanne, pompe etc.)
- c) Convergent.
Les convergent est utilisé pour avoir une accélération progressive de l'écoulement et limiter les pertes de charges favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses a l'entrées de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une

perte de charge singulière importante, donc le convergent est l'origine destinée a servir de liaison entre deux conduites de diamètre différents.

- ❖ Dans le coté de refoulement : Les groupes refoulent dans un collecteur en acier de diamètre nominal 150mm.

Chaque collecteur est équipée par :

- Vanne a papillon DN150 PN 16.
- Clapet anti retour
- divergent.

Les canalisations de refoulement sont constituées par :

- a) Divergent

A la sortie et à l'aide d'un divergent, un grande partie de l'énergie cinétique se transforme en pression motrice.

- b) Vanne

Une vanne a papillon est une vanne a survitesse utilisée surtout au niveau des station de pompages, des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau , a ne pas utiliser a l'aval d'une conduite .Elle occasionne une perte de charge.

- c) Joint de démontage

La conduite de refoulement est raccordée a la pompe de manière a ne transmettre aucun effort parasite a la pompe et si la canalisation et non auto-butée alors des joints auto-butant peuvent être utilisés.

En pratique ,on rencontre des manchons a bouts lisses des deux extrémités ,a deux emboitements ,a emboitement et a bout lisse ,a deux brides, a bride et bout lisse, a emboitement et bride ,on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet..)Et au niveau des certains joints.

- d) Clapet anti retour

Il est utilisé pour éviter le retour d'eau vers la pompe de ce dernier se ferme pour empêcher l'écoulement en sens inverse a la pompe arrêté, il protège la pompe contre les vibrations et les survitesses causée par l'écoulement inverse.

Enfin, les conduites d'aspiration et de refoulement en acier à l'intérieur de la station présente en certains endroits des corrosions et de déformation de la conduite.



Figure V.8 : Etat des conduites d'aspiration et de refoulement a l'intérieur de la station.



Figure V.9: Etat des conduites de refoulement à l'intérieur de la station après application de peinture sur les parties corrodées

D'après la figure (V.9) le collecteur de refoulement subit a une dépression.

V.4.2 Les équipements hydromécaniques

❖ Les pompes

Les deux pompes installées au niveau de la station de pompage de TALLAIZID sont des pompes horizontales multicellulaires avec 08 étages (roue), les caractéristiques des pompes existantes sont illustrée dans le tableau suivant ;

Tableau V.2 : Les caractéristiques des pompes de la station de pompage Tallaizid

Type	Marque	Q(m ³ /h)	HMT(m)	Mise en marche	Etat physique
APM 65/8	BOMBAS IDEAL	54	360	2011	BON
APM 65/8	BOMBAS IDEAL	54	360	2011	BON

(Source : A.D.E –Blida ,2016)

Les pompes de la série APM sont du type centrifuges, multicellulaires, à arbre horizontal, avec des roues fermées, le corps d'aspiration et de refoulement avec des brides PN 16 à PN 40 selon leurs dimensions, avec fixation extérieure par tirants d'assemblage.

Ces pompes sont destinées au relevage de fluides propres ou légèrement chargés, sans matériaux abrasifs. Les pompes APM peuvent travailler avec des liquides jusqu'à 90-110°C en construction standard, avec tresse de série ou garniture mécanique sur demande. Pour des températures supérieures, ces pompes, peuvent être fournies avec une boîte presse étoupe ou une garniture mécanique spéciale.

Pour supporter les hautes pressions, ces pompes sont munies de bagues d'usure et d'un tambour de compensation Leur sens de rotation standard est horaire.

(Source : Catalogue de distribution BOMBA IDEAL, 2010)



Figure V.10 : Plaque analytique de la pompe de TALLAIZID



Figure V.11.a

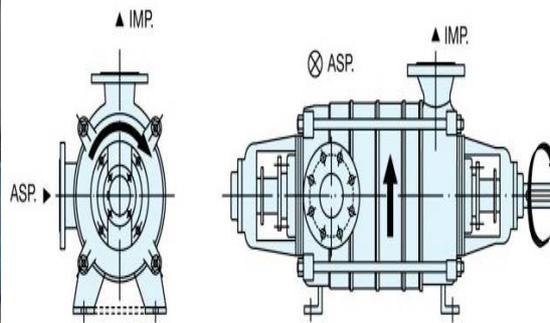


Figure V.11.b

Figure V.11: Les pompes existant dans la station de pompage Tallaizid.

❖ Les moteurs

Les caractéristiques du moteur sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Les caractéristiques des moteurs existantes dans la station de pompage.

Marque	Type	Tension (V)	Puissance (kw)	Intensité (A)	Vitesse de rotation (tr/mn)	Système de démarrage
SIEMENS	3M1LG4	380	110	190	2982	2982
SIEMENS	3M1LG4	380	110	190	2982	2982

(Source : A.D.E –Blida ,2016)



Figure V.12 : Les moteurs existant dans la station de pompage Tallaizid.

V.5. La hauteur manométrique totale

D'après le chapitre précédents la nouvelle conduite d'adduction nous impose une hauteur manométrique de 352.141 m les calculs sont résumées dans les tableaux suivants

Tableau V.4: La hauteur manométrique totale.

conduite	Q(m ³ /s)	D(mm)	V(m/s)	λ	L(m)	Hg(m)	Δh_t (m)	Hmt(m)	Hmt totale(m)
Acier	0,015	125	1,22	0,02103	275	180,4	4,056	184,456	352,141
PEHD	0,015	160	1,24	0,01747	2070	147	20,685	167,685	

Il ya une autre méthode de calcul de la hauteur d'élévation mais elle se base beaucoup plus sur les projections.

Pour le calcul de la hauteur totale on applique la formule suivante:

$$H_p = H_g + \Delta h_{lin} + \Delta h_{sing} \quad (V.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique.

Δh_{lin} : Les pertes de charge linéaire.

Δh_{sing} : Les pertes de charges singulières.

$$H_g = \nabla_{res} - \nabla_{pompe} \quad (V.2)$$

$$H_g = 1560 - 1234.2$$

$$H_g = 325.8 \text{ m}$$

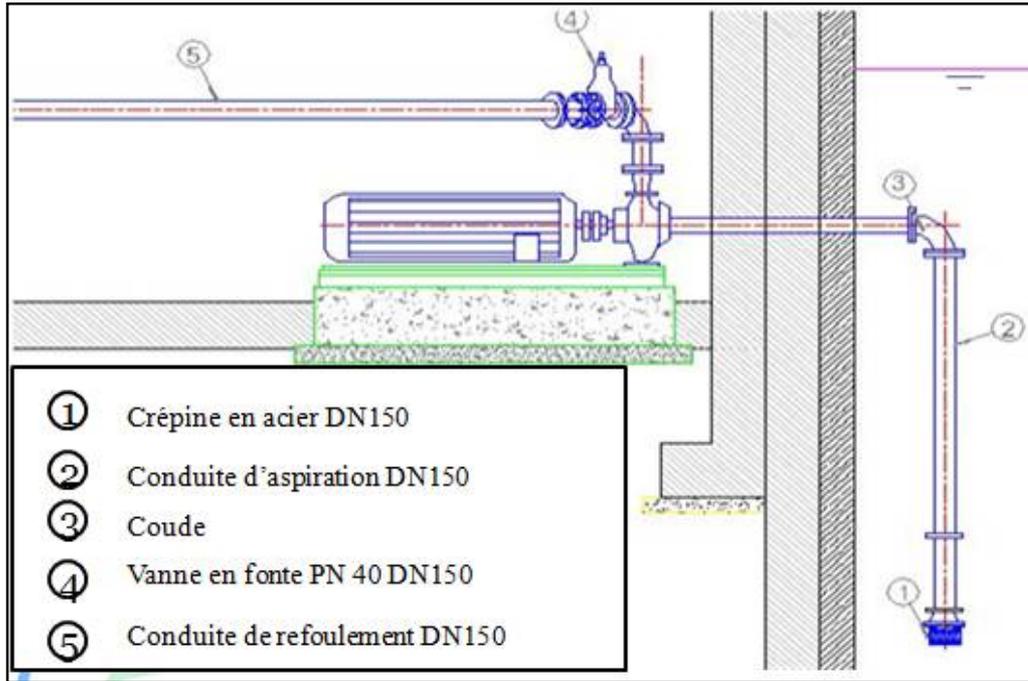


Figure V.13 : Les équipements de la pompe

a) Les pertes de charges linéaires :

• **A l'aspiration**

Pour un débit $Q=54 \text{ m}^3/\text{h}$, une conduite $D_a=150\text{mm}$. La perte de charge sa sera de l'ordre de $1.03 \text{ mm}/100\text{m}$ de conduite. (Annexe V.1)

Donc :

$$\Delta h_{lin}^{asp} = \frac{1.03 \times 3}{100} = 0.0309 \text{ mce}$$

• **Au refoulement**

Pour un débit $Q=54 \text{ m}^3/\text{h}$, une conduite $D_r=125\text{mm}$. La perte de charge sa sera de l'ordre de $1.06 \text{ mm}/100\text{m}$ de conduite.(partie en acier) (Annexe V.1)

Donc:

$$\Delta h_{lin}^{ref} = \frac{1.06 \times 275}{100} = 2.915 \text{ mce}$$

Pour un débit $Q=54 \text{ m}^3/\text{h}$, une conduite $D_{int}=130.2\text{mm}$ ($D_{ext}=160\text{mm}$, $ep=14.9$). La perte de charge sa sera de l'ordre de $9 \text{ mm}/\text{m}$ de conduite.(partie en PEHD) (Annexe V.2)

Donc:

$$\Delta h_{lin}^{ref} = \frac{9 \times 2070}{1000} = 18.63 \text{ mce}$$



b) Les pertes de charges singulières :

On utilise l'Annexe (V.2) pour avoir le nombre de mètre fictifs de tuyauterie droite pour même diamètre.

➤ La crépine : $D = 150\text{mm} \Rightarrow L_f = 11.1\text{ m}$

D'après l'abaque : 1.03 mm

Donc
$$\Delta h_{lin}^{ref} = \frac{1.03 \cdot 11.1}{100}$$

$$= 0.1445\text{ mce}$$

➤ Le coude :

$$D = 150\text{mm} \Rightarrow L_f = 2\text{ m}$$

D'après l'abaque : 1.03 mm

Donc :
$$\Delta h_{lin}^{ref} = \frac{1.03 \cdot 2}{100}$$

$$= 0.026\text{ mce}$$

➤ La vanne

$$D = 150\text{mm} \Rightarrow L_f = 3.5\text{m}$$

D'après l'abaque : 1.03 mm

Donc:
$$\Delta h_{lin}^{ref} = \frac{1.03 \cdot 3.5}{100}$$

$$= 0.036\text{mce}$$

$$H_p = (1560 - 1234.2) + 0.0309 + 2.915 + 18.63 + 0.1445 + 0.026 + 0.036$$

$$= 347.58\text{m}$$

Calcul d'erreur :

$$\frac{H_1 - H_2}{H_1} * 100 = \frac{352.141 - 347.58}{352.141} * 100$$

$$= 1.3\%$$

L'erreur = 1.3 % < 5% donc elle est admissible.

L'erreur entre les deux hauteurs est minimale d'où on portera sur la première valeur vue que cette méthode tient compte de plusieurs facteurs.



V.6 Etude de pompage :

Les pompes installées sont en bonne état de marche vu sa récente installation.

Les pompes existant dans la station de pompage Tallaizid est le IDEAL donc les courbes caractéristiques des pompes sont tirées a partir le catalogue de IDEAL.

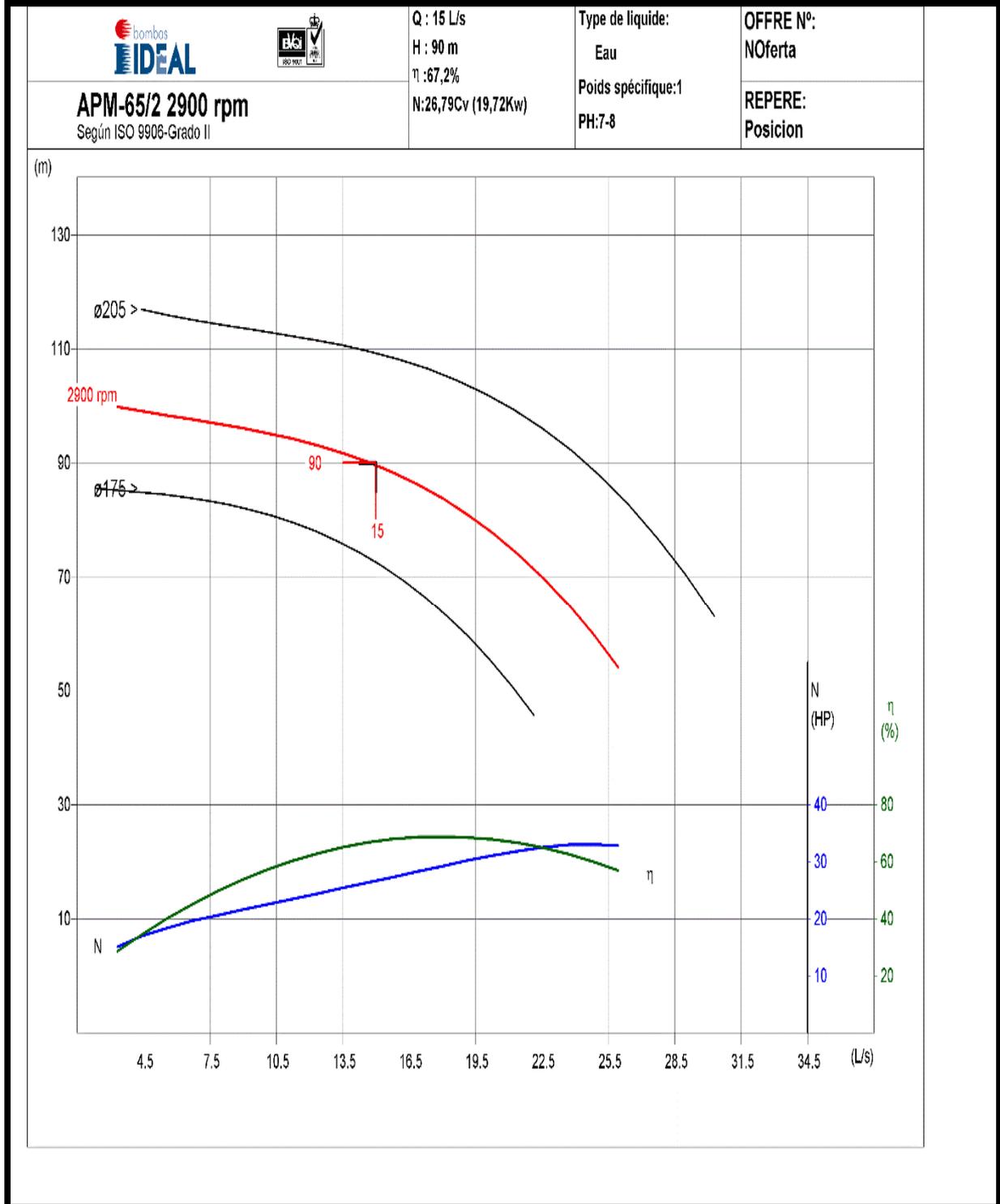


Figure V.14 : Courbe caractéristique de la pompe APM 65/2 (02 roues)

Pour avoir les courbes caractéristiques de notre pompe APN 65/8 (08 roue), on suppose que nous ayons 04 pompes APN 65/2 installé en série ce qui augmente HMT de 4 fois et garde les



débites constatant. Alors on va multiplier les valeurs de la charge (m) de la courbe précédente par 4 et les valeurs des débits (l/s) restent les mêmes.

V.6.1 Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée (H-Q) et la courbe de la conduite refoulant un débit de pompe (H_c-Q).

- La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage. Cette courbe correspond à une vitesse de rotation constante. La hauteur manométrique délivrée sert à vaincre les pertes de charges du réseau hydraulique parcouru.
- la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe, représente l'évolution de la pression demandée par le réseau en fonction de débit transportée.

V.6.2 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit appelée ou demandée, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivant :

1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelée

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

- **Réglage qualitatif** : C'est la variation de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est-à-dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

On applique les lois de similitudes suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Q}{Q'} = k \\ \frac{H}{H'} = k^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{H}{H'} = \left(\frac{Q}{Q'} \right)^2 \Rightarrow H = \frac{H'}{Q^2} Q^2 \quad (\text{V. 3}) \quad \text{Équation de la courbe}$$

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{n'}{n} \right)^2 \Rightarrow n = n' * \sqrt{\frac{H}{H'}} \quad (\text{V. 4})$$

n' : Vitesse de rotation initiale de la pompe (tr/mn).

H' : H app ; La hauteur manométrique appelée (m).

n : La vitesse correspondante au point M'(m).



H : La hauteur correspondante au point' M' (m).

- **Réglage quantitatif** : appelée aussi vannage, C'est la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement.

$$\eta_{ap,van}^{ins} = \eta_{av,van}^{ins} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.5)$$

$\eta_{ap,van}^{ins}$: Rendement de l'installation après vannage.

$\eta_{av,van}^{ins}$: Rendement de l'installation avant vannage.

H_{app} : Hauteur manométrique appelée.

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V.6)$$

H'_c : Hauteur correspondante a la projection de débit appelée sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_r$ (m).

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

Le nouveau temps de fonctionnement est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V..7)$$

t : Temps prévus 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 (m^3/h).

- **Changement de type de pompe.**

2. Débit disponible (point de fonctionnement) < 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.**



Application

La courbe caractéristique de la conduite est déterminée selon l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (V. 8)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m).

Δh_t : Perte de charge totale (m).

On résumera dans les tableaux suivant les calculs des courbes caractéristiques de chaque conduite de refoulement :

Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la pompe APN 65/8 (08 roues)

N	Q(l/s)	H _g	Acier				PEHD				Δh _t	H _c (m)
			L(m)	D(mm)	λ ₁	Δh ₁ (m)	L(m)	D(mm)	λ ₂	Δh ₂ (m)		
1	0	327,4	275	125	0,02103	0	2070	160	0,01747	0	0	327,4
2	4,5	327,4	275	125	0,02103	0,147	2070	160	0,01747	1,876	2,023	329,423
3	7,5	327,4	275	125	0,02103	0,407	2070	160	0,01747	5,211	5,619	333,019
4	10,5	327,4	275	125	0,02103	0,799	2070	160	0,01747	10,214	11,012	338,412
5	13,5	327,4	275	125	0,02103	1,32	2070	160	0,01747	16,884	18,204	345,604
6	16,5	327,4	275	125	0,02103	1,972	2070	160	0,01747	25,222	27,194	354,594
7	19,5	327,4	275	125	0,02103	2,755	2070	160	0,01747	35,227	37,981	365,381
8	22,5	327,4	275	125	0,02103	3,667	2070	160	0,01747	46,900	50,567	377,967
9	25,5	327,4	275	125	0,02103	4,71	2070	160	0,01747	60,240	64,951	392,351

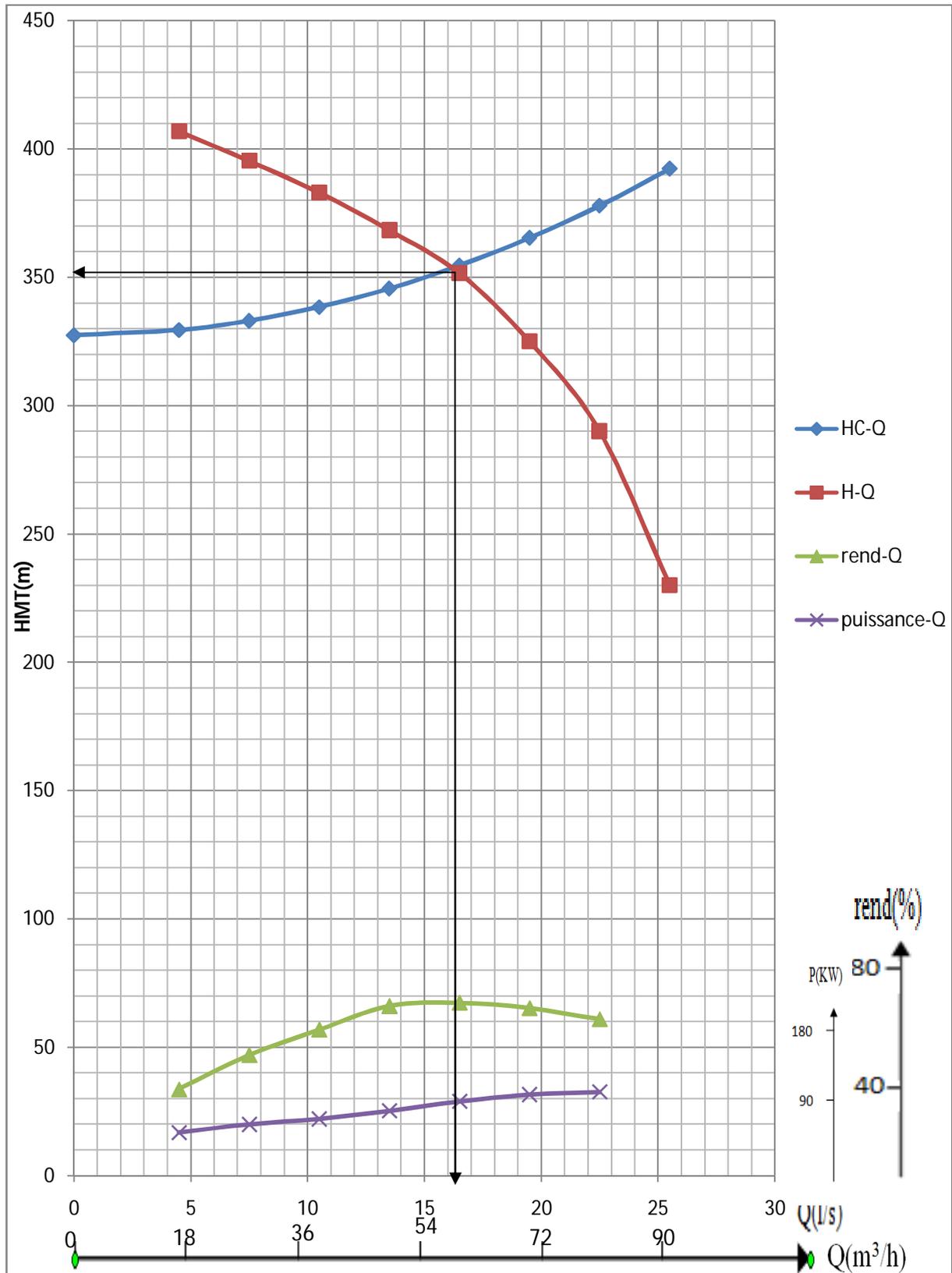


Figure V.15 : Courbes caractéristiques de la pompe APM 65/8 (08 roues)

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



Conclusion

$$\begin{cases} Q_{pf} = 16.25 \text{ l/s} > Q_{app} = 15 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 353.78 \text{ m} > H_{app} = 352.141 \text{ m} \end{cases}$$

- Le débit correspondant au point de fonctionnement est plus grand que le débit souhaité de 8%
- La puissance absorbée est plus grande, mais seulement de 6% (le rendement est légèrement important).
- La hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est peut supérieure à la hauteur manométrique appelée.

Remarque : On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant le rendement le plus élevés et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, la diminution de la vitesse de rotation (le rognage est défavorable parce que le nombre de cellules est supérieur à cinq).

Application

1. Vannage

$$H_{app} = 352.141 \text{ m}$$

$$h_v = 360 - 352.141 = 7.9 \text{ m}$$

$$\eta_{\text{ins av.van}} = 67.5$$

$$\eta_{\text{ins ap.van}} = 67.5\% * \frac{352.141}{352.141 + 7.9} = 66.03 \%$$

Moyennant la formule : $P = \frac{1}{\eta} * \rho * g * Q * HMT$

On détermine la nouvelle puissance absorbée : $Q=16.25 \text{ l/s}$

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 16.25 * 10^{-3} * 353.78}{0.66} = 89.24 \text{ KW}$$

2. Diminution de temps de pompage

$$Q_{app} = 15 \text{ l/s}$$

$$Q_{pf} = 16.25 \text{ l/s}$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{15}{16.25} * 20 = 18.5 \text{ h} \Rightarrow t' = 18 \text{ h} 30 \text{ mn}$$



Moyennant la formule : $P = \frac{1}{\eta} * \rho * g * Q * HMT$

On détermine la nouvelle puissance absorbée : $Q=16.25$ l/s

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 16.25 * 10^{-3} * 353.78}{0.67} = 84.17 \text{ Kw}$$

3. Diminution de vitesse de rotation

$$H = \frac{352.141}{15^2} Q^2 = 1.57Q^2$$

On trace la courbe de proportionnalité $H = 1.57Q^2$

Q(l/s)	0	4,5	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5
H(m)	0	31,7925	88,3125	173,0925	286,1325	427,4325	596,9925

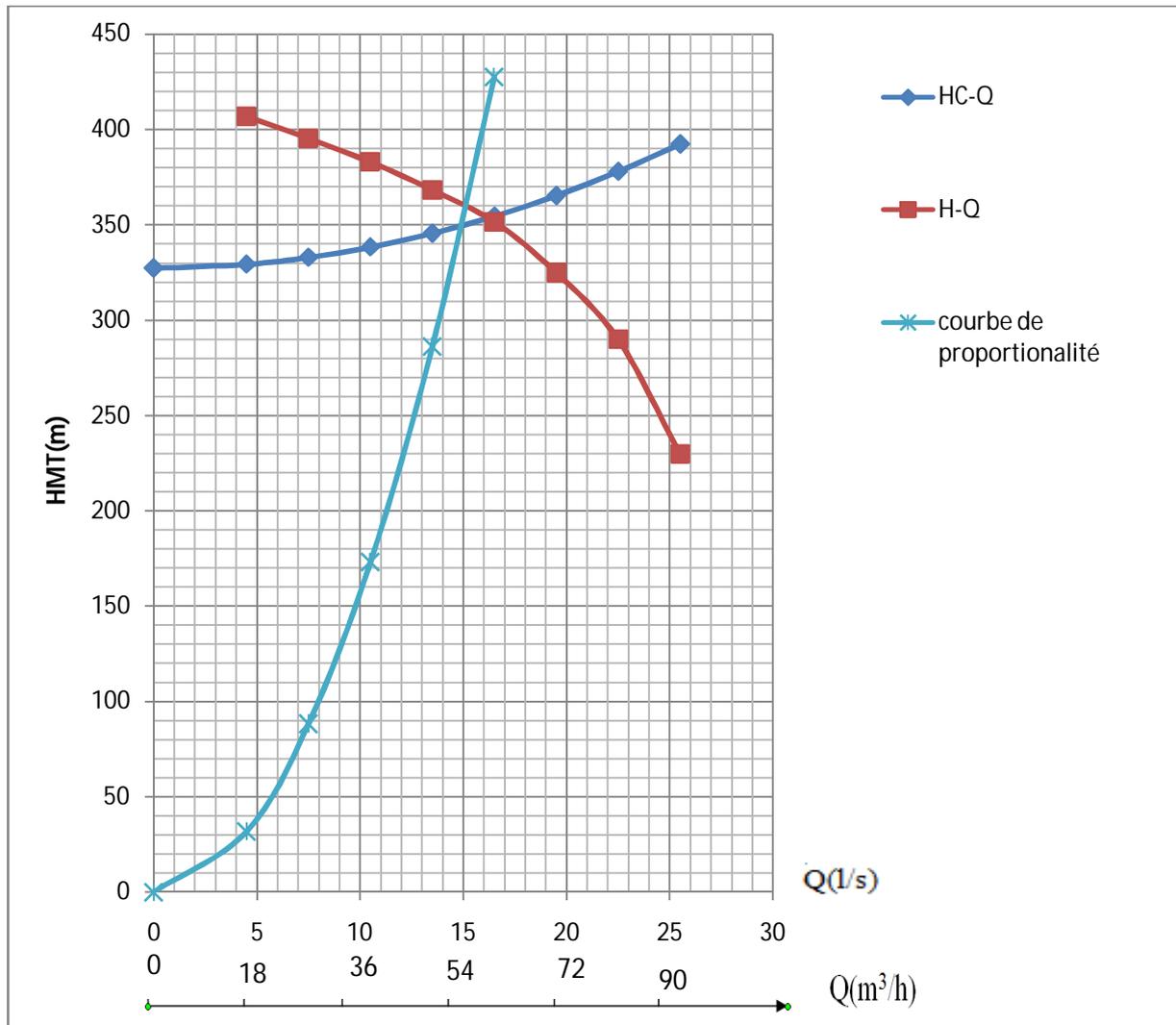


Figure V.16 : tracé de la courbe de proportionnalité.



Donc : $n = 2900 * \sqrt{\frac{352.141}{353.78}} = 2894 \text{ tr/min}$

La nouvelle vitesse de rotation est de l'ordre de 2894 tr/min, cette valeur est dans l'intervalle (2900±200)

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{ap} = \eta_{av} \times \frac{H_{app}}{H_{pf}} = 67.5 \times \frac{352.141}{353.78} = 67.19 \%$$

La puissance absorbée est :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 16.25 \times 10^{-3} \times 353.78}{67.19 \times 10^{-2}} = 84.17 \text{ kw.}$$

Donc on opte pour le réglage par diminution du temps de pompage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible pour un prix d'énergie le moins chère.

V.6.3 Etude de cavitation

La cavitation est la formation des cavités remplies de vapeur ou gaz dans un liquide en mouvement. Dans le cas d'une pompe centrifuge, quand un liquide coule dans un tuyau d'aspiration et qu'il entre dans l'œil de l'impulseur, sa vitesse augmente ce qui amène une réduction de pression. Si cette pression descend en dessous de la tension de vapeur correspondant à la température du liquide, celui ci va se vaporiser et le courant qui s'écoule consistera à la fois de liquides et de poches de vapeur.

➤ Les conséquences de la cavitation

La cavitation peut varier de très légère à très forte :

très légère	très forte
- une baisse de l'efficacité.	- Une cavitation très bruyante. - briser l'impulseur de la pompe ou d'autres parties.



Figure V.17 : Photo illustre le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge et les piqûres de cavitation



Toute pompe centrifuge possède t'elle une capacité pratique d'aspiration en deçà –de laquelle il y a lieu de se tenir ; exprimée en hauteur d'eau en fonction du débit transité, cette capacité se traduit par une courbe affectant la forme d'une parabole, la capacité d'aspiration diminuant quand le débit augmente. La courbe se construit au cours de l'essai en plateforme et n'est valable que pour la vitesse de rotation pour laquelle la pompe a été établie.

A cette notion de capacité pratique d'aspiration se rattache une notion identique, le N.P.S.H (Net positive section head) que l'on peut traduire par charge nette d'aspiration, et qui s'exprime par suit.

L'utilisateur doit donnée aux constructeur le NPSH requis, dont il peut disposer :ce sera par définition , la valeur diminuant de la tenson de vapeur pour la température de l'eau , pression mesurer sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe et qui résultera des disposition ou il auras arrêtées par l'aspiration. C'est le N.P.S.H disponible.

Pour que la cavitation n'apparaisse pas il faut que l'on ait :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V. 9)$$

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

Notre installation est en charge vue que l'axe d'eau est supérieur à l'axe de la pompe

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{atm}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - r \quad (V. 10)$$

r : marge de sécurité $r = (0.3 \div 0.5)m$, On choisit $r=0.5 m$.

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: La hauteur de pression atmosphérique.

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H$$

Avec : H : altitude de la station en (m NGA).

$\frac{P_v}{\varpi}$: La tension de vapeur est a 0.2m.

$\sum h_p^{asp}$: Les pertes de charges de l'aspiration.

h_{adm}^{asp} : La hauteur d'aspiration admissible.

V_{asp} : La vitesse d'aspiration.

Tableau V.6: Calcul des pertes de charges en aspiration

D(mm)	Q(m ³ /s)	λ	L(m)	Leq(m)	Δh (m)
150	0,015	0,02083	3	3,3	0.017

Tableau V.7 : Vérification de non cavitation :

$\frac{P_{atm}}{\omega}$	$\frac{P_v}{\omega}$	h_{asp}	$\frac{V_{asp}}{2g}$	Δh_{asp} (m)	(NPSH) _d	(NPSH) _r	Remarque
8.60	0,2	5.64	0.043	0,017	2.7	2,2	vérifié

D'après le tableau précédent on conclure que la condition de non cavitation est vérifiée pour la pompes existantes dans la station de pompage.

V.7 Dispositif de levage

Les dispositifs de levage doivent être prévus dans le bâtiment afin de permettre de surélever et de transporter les groupes de pompage tel que pompes, vannes, moteurs, ... etc. sur la plate forme de démontage, le choix du dispositif se fait en fonction des pièces lourdes à déplacer et des dimensions du bâtiment.

Le local d'exploitation comporte un pont roulant qui servira à soulever les équipes pour réparation, remplacement des équipements hydromécaniques.

**Figure V.18.a****Figure V.18.b****Figure V.18 :** Photos du pont roulant existant dans la station de pompage TALLAIZID

A l'extérieur, un moteur de soulèvement des équipements depuis le local jusqu' a la piste praticable pour une éventuelle réparation, à l'aide d'un ouvrage en béton qui comporte des barres de guidage.

Le moteur de Model MD800 fabriqué par E. C. E Italie est abrité par une petite chambre en béton armé.



Figure V.19: Photo du Moteur de soulèvement



Figure V.20 : Photo d'ouvrage aide soulèvement

Ce type de montage est très efficace vu la nature du terrain (terrain très accidentée) et vu les grosseurs des pompes existante.

V. 8 Les équipements en électrique

La station de pompage de TALLAIZID est alimente a partir du réseau public SONELGAZ, Le transformateur (250 kva) fournit les 150 kv nécessaires aux pompes.

V.8. 1 Le transformateur

La station de pompage de TALLAIZID est alimenté par un transformateur électrique de 250 KVA et un transformateur basse tension 36 KV / 400 V monté à l'intérieur du premier (250 kva). Le transformateur se situe d'environ 400 ml de station de pompage de TALLAIZID.

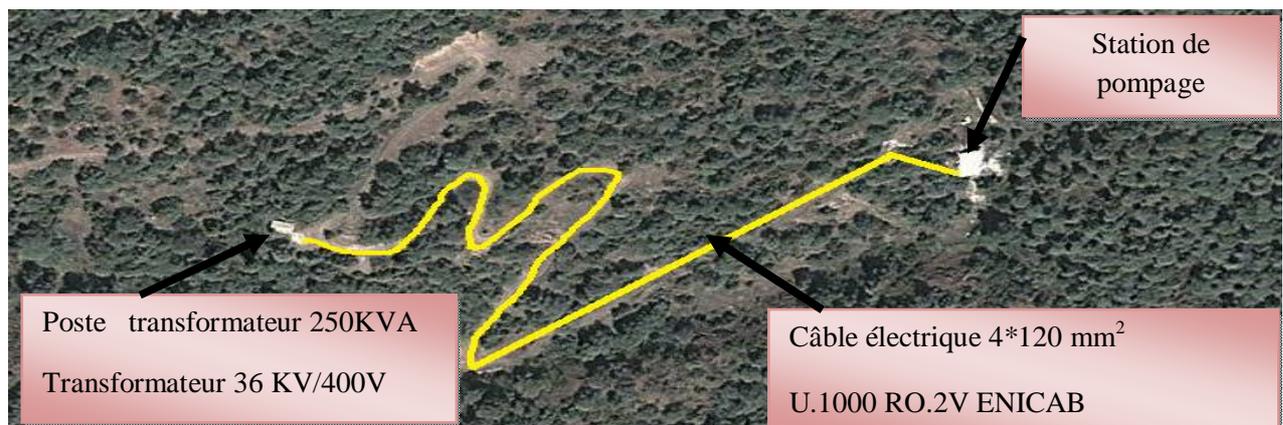


Figure V.21 : Situation du transformateur



Figure V.22: Photo de l'extérieur du transformateur de 250 KVA

V.8.2 Les câbles électriques

Un câble électrique en aluminium de section $4 \times 120 \text{ mm}^2$ U.1000. RO2V alimente depuis le transformateur la station de pompage de Tallaizid.

Signification des symboles :

- U : câble faisant l'objet d'une norme UTE
- 1000 : tension nominale 1000V
- R : enveloppe isolante en polyéthylène réticulé
- O: aucun bourrage
- 2 : gaine de protection épaisse.
- V : gaine de protection en PVC
- $4*120$:4 conducteurs de 120 mm^2 .

V.8.3 Les armoires de commande et le variateur de vitesse

Armoire de commande montée par entreprise SARL SOMAFE, ou tout l'équipement électrique à l'intérieur des armoires (Disjoncteur, compteur ex.) Sont fabriquées par ABB et les armoires métalliques par CONQUEST.



Figure V.23 : Photo des armoires électriques

Tableau V.8 : Les composants d'armoire électrique

Dispositive	Quantité	Etat physique
Sectionneur	2	BON
Disjoncteur Dif	2	BON
Contacteur	2	BON
Démarrateur progressif ALTIVAR 110 kw	2	BON
Voltmètre 0~400v	2	BON
Ampèremètre 0~200A	2	BON

(Source : A.D.E ,2016)

Un variateur de vitesse type ALTIVAR 71 de marque SCHNEIDER ELECTRIC de 110 KW 225 A 4 pole pour permettre un démarrage et un arrêt progressif des pompes ce qui représente une protection très favorable contre la surchauffe des installations électriques au démarrage, évite aussi la fermeture brusque des vannes par les exploitants (les coups de bélier).



Figure V.24 : Variateur de vitesse

V.9 Les appareils de contrôle hydrauliques

Les appareils de mesure présentée sur site sont :

- Un manomètres a aiguille, Ce manomètre est utile pour le contrôle des pressions de refoulement.
- Un débitmètre du marque SIEMENS, destiné pour le contrôle du débit refoulé.



Figure V.25 : Les appareils de contrôles existantes dans la station de pompage.

Mais la conduite d'aspiration ne contient aucun appareil de contrôle.

V.10 Phénomène du coup de bélier

V.10.1 Notion générale

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.



On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines.

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge a écoulement gravitaire.
- La mise en charge ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charges.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition d'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue de coup de bélier.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures des tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale a plusieurs fois la pression de service sur les réseaux a base pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres a limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculer notamment, pour résister a une pression intérieur donnée.

V.10.2 Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

❖ Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au cour de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

❖ Phase 02 :

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

❖ Phase 03 :

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

❖ Phase 04 :

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

Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$, c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

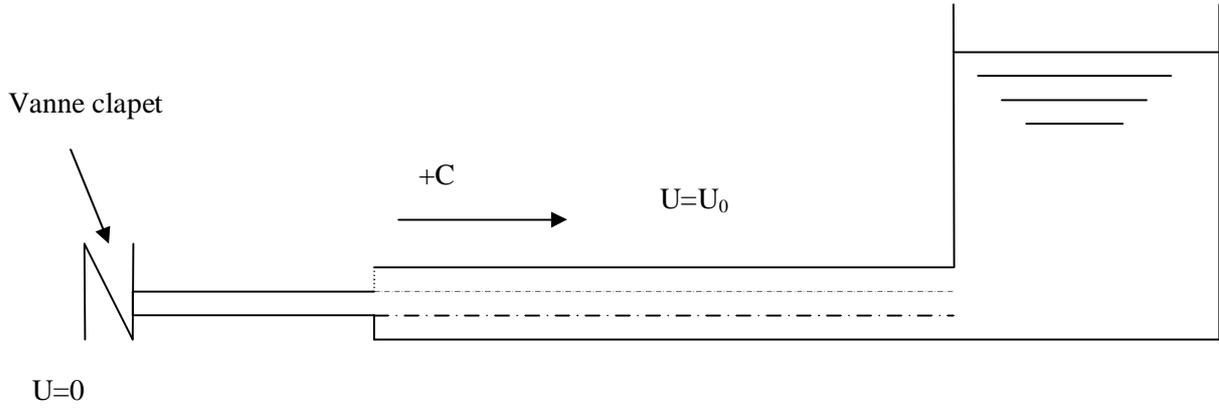


Figure V.26 : Coup de bélier Phase 1, $t = \frac{L}{C}$

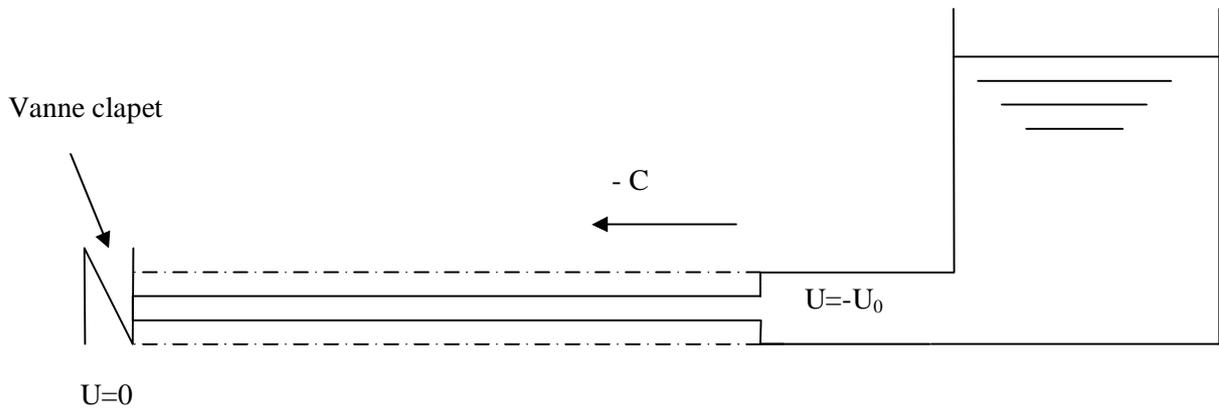


Figure V.27 : Coup de bélier Phase 2, $t = \frac{2L}{C}$

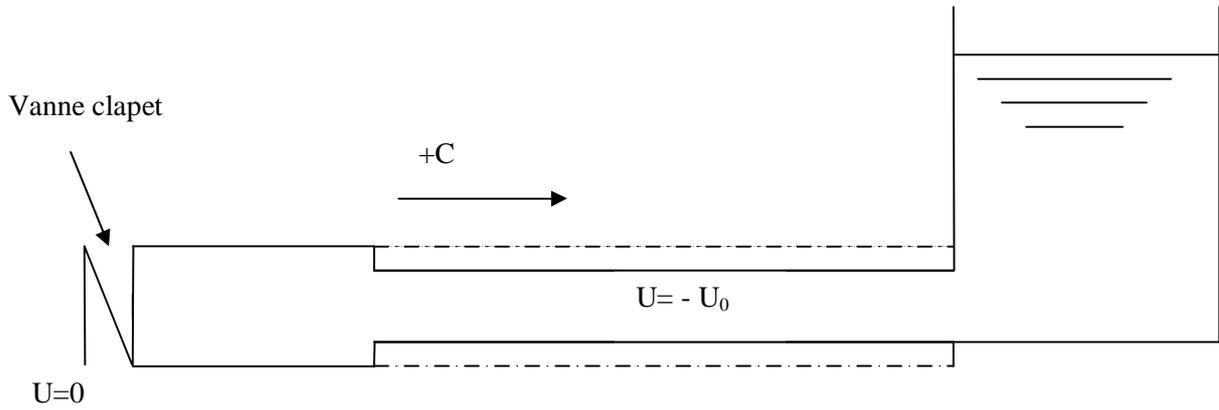


Figure V.28 : Coup de bélier Phase 3, $t = \frac{3L}{C}$

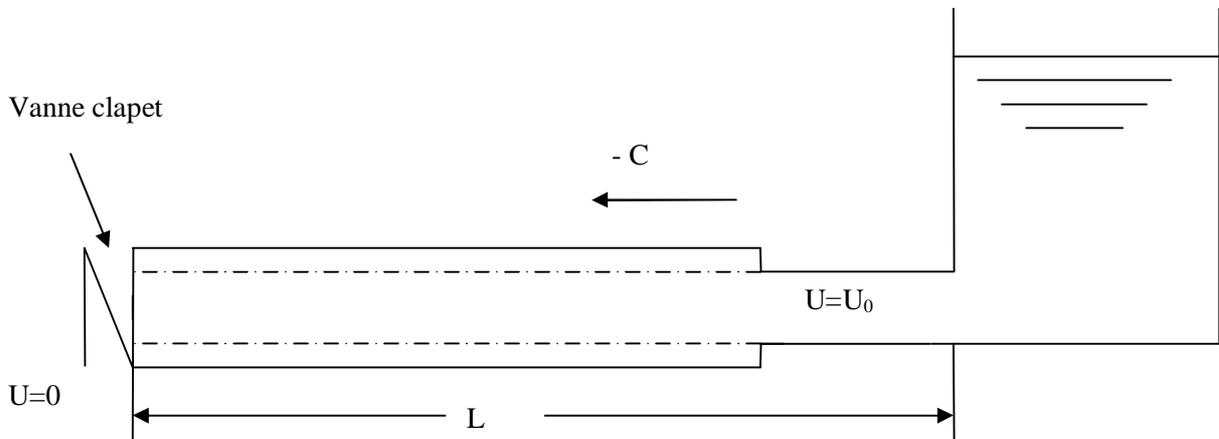


Figure V.29: Coup de bélier Phase 3, $t = \frac{4L}{C}$

V.10.3 Les risques du au coup de bélier

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques a la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manouvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints.



b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

V.11 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protections des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

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

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

b) Cheminée d'équilibre :

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

c) Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

**Tableau V.9:** les avantages et les inconvénients différents appareils

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort . Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme Protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux). Importante durée de vie. Indépendante d'une installation électrique. Pas de pertes d'eau.	Possibilités d'installation Limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement. Bonne sécurité. Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié . Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent..	Consommation d'énergie supplémentaire. Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.	Utilisé comme Protection contre les dépressions

V.12 Le réservoir d'air d'anti bélier

Les rôles principaux d'un réservoir d'air d'anti bélier sont :

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la veine liquide après l'arrêt de groupe.

L'anti bélier installé est un réservoir d'air de Type IBAIONDO Espagne d'un volume de 2000 litre avec une pression de service PN40.

D'après les données trouvées sur les plaques analytiques de l'anti bélier, on a trouvé que ce dernier est produit en 2007 par ABIAONDO Espagne avec une pression maximale de 40 bars et une pression d'essai de 60 bars.

L'anti bélier contient de l'eau pour les dépressions et de l'aire pour les surpressions ou il est alimenté par un compresseur.

D'après nos visites et nos remarques, l'anti bélier présente un bon état, mais vu que la station est toujours en arrêt à cause des déboitements an niveau des conduites de refoulement, on n'a pas pu connaitre l'état de marche de l'anti bélier.



Figure V.30 : Anti bélier volume 2000 l



Figure V.31: L'anti bélier est placé à l'extérieur du bâtiment



Figure V.32 : Compresseur pour l'alimentation de l'anti bélier

L'anti bélier est raccordée à la canalisation principale par une canalisation de même diamètre DN 150 acier enrobé par Té avec système d'isolation par une vanne.



Figure V.33 : Raccordement de l'anti bélier a la canalisation de refoulement



V.12.1 Vérification de volume du réservoir d'air d'anti bélier

Le coup de bélier peut atteindre plusieurs fois la pression de service de la conduite et il est susceptible d'entraîner la rupture du tuyau. Il faut alors limiter ses effets, pour des soucis d'économie et de sécurité dans l'alimentation en eau.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminée les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans la conduites de refoulement et le 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 est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

❖ Méthode de PEUCH et MENIER

La méthode de PEUCH et MENIER est une excellente méthode de dimensionnement d'anti bélier car elle met en évidence les enveloppes de dépression qui permettent de protéger les zones vulnérable.

Dans notre cas on travaille avec la méthode de PEUCH et MENIER vue sa simplicité, On peut les utiliser pour des longueurs de refoulement qui dépasse les 1000 m et pour sa fiabilité de résultat.

➤ **Cas de dépression :**

Nous allons étudier le dimensionnement du ballon anti –bélier afin que la conduite soit Protégée dans l'ensemble dans le cas le plus grave d'arrêt brusque et totale de la station. Pour protéger la conduite contre la dépression, nous calculerons a l'aide de méthode de PEUCH et MENIER le volume U_0 afin que le coussin d'air soit suffisant pour propulser l'eau dans la conduite.

Lorsque il concerner de l'adduction du la station de pompage Tallaizid vers le réservoir trois moineaux, il s'agit de deux conduites en série leur caractéristiques sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Type de matériaux	Q (m ³ /s)	DN (mm)	V (m/s)	L (m)
acier	0,015	125	1,22	275
PEHD	0,015	160	1,24	2070

Calcul de la célérité des ondes la loi d'Alleivei (A. Morel, 1994)



$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k * \frac{D}{E}}} \quad \text{V. 12}$$

Avec :

K : Coefficient qui dépend de la nature de la conduite voir le tableau V.10

D : diamètre de la conduite (mm).

E : épaisseur de la conduite (mm) , $\begin{cases} E = 8.6 \text{ mm pour l'acier (DN125).} \\ E = 21.8 \text{ mm pour le PEHD PN20 (DN160).} \end{cases}$

Tableau V.11: Coefficient dépendant de la nature de conduite.

Matériau	K
Acier	0,5
Fonte	1
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33
PHED	83

(A.Morel,1994)

A.N :

Calcul de la célérité “a” pour la conduite en acier :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 0.5 \frac{125}{8.6}}} = 1328.08\text{m/s}$$

Calcul de la célérité “a” pour la conduite en PEHD:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83. \frac{160}{21.8}}} = 386.09\text{m/s}$$

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : Coefficient qui caractérise les pertes de charge ; $K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} \quad \text{(V.13)}$



A : Coefficient qui caractérise la conduite de refoulement ; $A = \frac{a.V_0}{g.H}$ (V.14)

B : Coefficient qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculer A et K , Nous superposant la famille des courbes B au profil en long absolu (figure V.30) de la conduite , et nous choisisons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m absolue au dessus du point le plus défavorable du profil. La valeur de B permet de calculer U_0 qui sera ainsi déterminée.

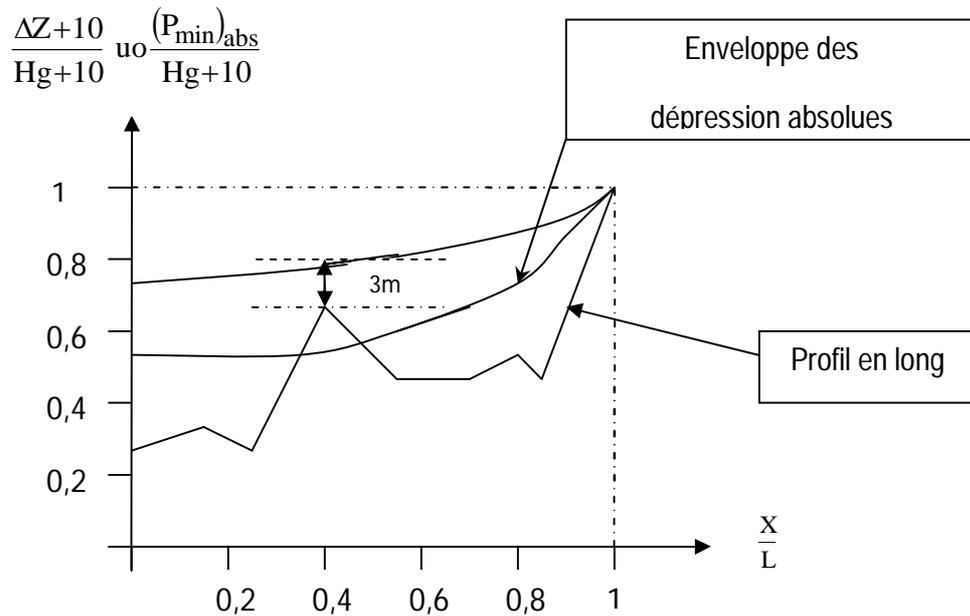


Figure V.34 : Profil en long absolue d'une conduite.

On aussi $\left\{ \begin{array}{l} H_g = 327.4\text{m.} \\ H_{mt} = 352.141\text{ m} \end{array} \right.$

Tell que :

La hauteur de refoulement absolue $H_{abs} = H_{mt} + 10 = 362.141\text{m}$

La pression minimale $H_0 = H_g + 10 = 337.4\text{m}$

❖ Caractéristique de la conduite "A"

Pour $a = 1328.08\text{ m/s} \rightarrow A = 0.49$

$\Rightarrow A = 0.5$

Pour $a = 386.09\text{ m/s} \rightarrow A = 0.16$



❖ Caractéristique de perte de charge “K”

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{362.14 - 337.4}{337.4} = 0,07 \qquad K = 0.1$$

Complétant d’abord le tableau de profil en long

Tableau V.12 : Tableau de profil en long absolu.

points	Cote z (m)	Longueur (m)	$\frac{\Delta z + 10}{Hg + 10}$	x/L
0	0	0	0,03	0
1	163,9	234,5	0,52	0,1
2	198,4	469	0,62	0,2
3	228,4	703,5	0,71	0,3
4	249,8	938	0,77	0,4
5	262,6	1172,5	0,81	0,5
6	270,4	1407	0,83	0,6
7	277,4	1641,5	0,85	0,7
8	270,2	1876	0,83	0,8
9	279,9	2110,5	0,86	0,9
10	327,4	2345	1,00	1

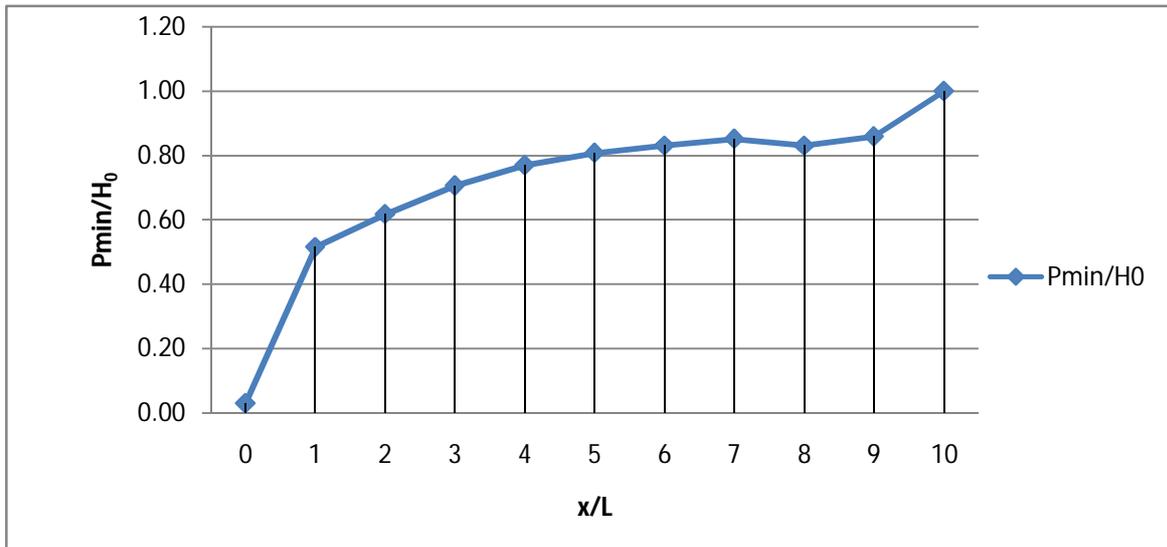


Figure V.35: Profil en Long absolu.

Après la superposition avec des abaques en Annexe V.4, le point le plus défavorable est le point au-dessous la courbe de pression B= 0.1.

Cette valeur nous permet de calculer le volume d’air comprimée U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{B} \qquad (V.15)$$

A.N :

$$U_0 = 0.23 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera calculer pour la faible pression et nous lisons sur le graphique $\frac{P_{min}}{H_0} = 0.81$

L'évolution de volume d'air est intermédiaire entre les trois isothermes et adiabatiques, nous avons

$$P_{min} U_{max}^{1.2} = H_{abs} U_0^{1.2} \quad (V.16)$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 0.27 \text{ m}^3$$

Le volume sera majoré de 20% et normalisé $V = 0.32 \text{ m}^3$

D'après les calculs on a trouvé que le volume de l'anti bélier est de 320 litre alors que notre réservoir anti bélier est de 2000 l, donc on a de problème de dimensionnement vu que ce dernier est sur dimensionné de 6 fois.

Selon la brochure de Hydrofort CHARLATTE le volume disponible est de 500 l

Détail sur le reservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air pour laquelle nous avons opté est donnée dans la figure suivante.

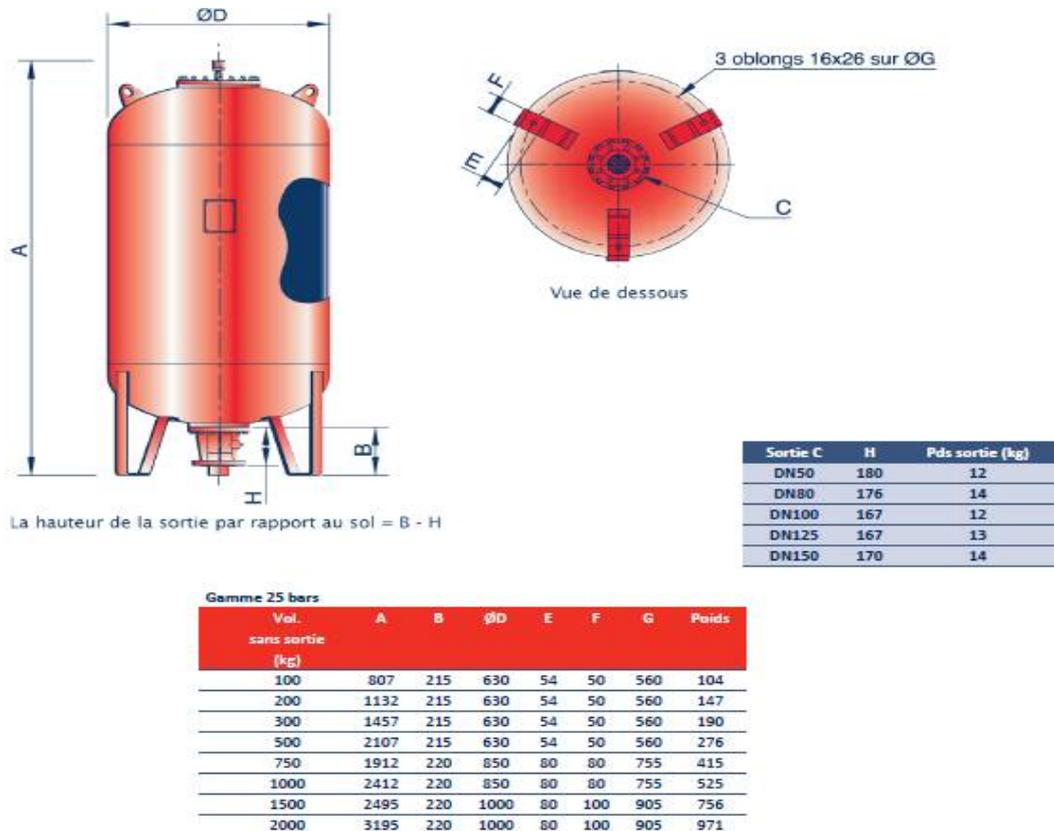


Figure V.36:Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

Selon la figure V.33, les dimensions du réservoir d'air seront :

Tableau V.13 : Dimensions du réservoir d'air

Capacité (L)	A	B	D	E	F	G	Poids
500	2107	215	630	54	50	560	276

➤ Cas de surpression

Nous nous servons de l'abaque de DUBAIN et GENEAU (Annexe V.5)

$$\begin{cases} A = 0.5 \\ B = 0.1 \end{cases} \text{ Nous lisons } \begin{cases} \alpha \cdot \frac{V_0^2}{H_0} = 0.6 \\ \frac{P_{\max}}{H_0} = 1.05 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0.6d^2} - 1 \right]^2$$

$$\Rightarrow d = 22.51 \text{ mm}$$

$$d = 23 \text{ mm}$$

La valeur de la surpression $\frac{P_{\max}}{H_0} = 1.05 \Rightarrow P_{\max} = H_0 * 1.05$

$$P_{\max} = 354.27$$

Donc la conduite de refoulement peut résister à cette surpression.

V.13 Les anomalies en aspects génie civil

Malgré les travaux de réhabilitation effectués, la bache de 100 m³ existante souffre toujours de fuite d'eau importante surtout quand l'eau atteint le niveau du trop-plein.

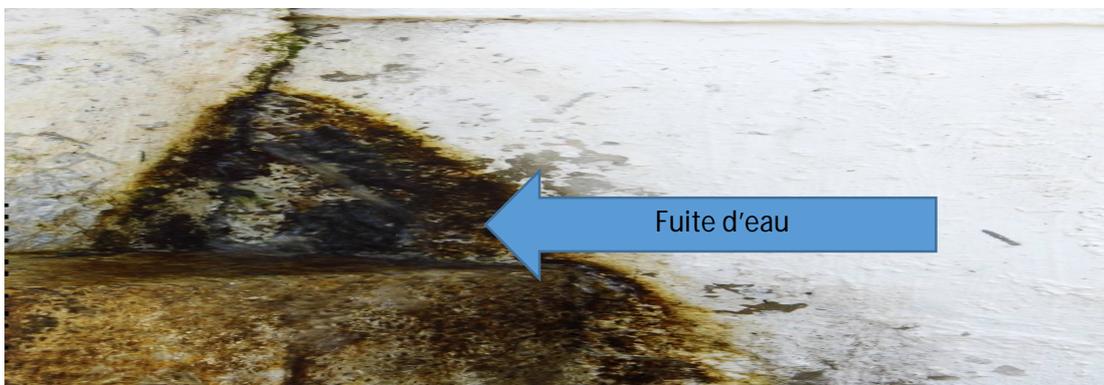


Figure V.37: Etat de la bache d'eau fuite à l'extérieur de la station.



Figure V.38: Etat de la bâché d'eau fuite a l'intérieur de la station.



Figure V.39 : Photo de la trappe et d'échelle d'accès.

L'échelle d'accès pour la bâché est en mauvaise état, et il doit être remplacé par un nouveau en acier galvanisé.

D'après nos constatation, la bâché d'eau doit être soit réfectionnée, ou remplacer par une autre mais, La réfection sera difficile surtout quand on ignore l'ampleur des dégâts qui a subit la station (un expertise approfondi du génie civil de la bâché). Aussi pour faire démolir la bâché et de la remplacé sera très difficile vu son emplacement (absence d'accès) qui rend les travaux de réalisation et de démolition très complexe.

Donc, on préconise de construire une nouvelle bâché a l'intérieur de l'ancienne sans la faire démolir c'est-à-dire de l'utilisé comme coffrage perdus.

En ce qui concerne la maçonnerie des murs de la station sont en bonne état.

Remarque :

Il faut signaler que la toiture de la station a été faite en TN40 avec une Chappe en béton et de la pax pour l'étanchéité contre la neige est en bonne état.



Figure V.40: Photo prise a l'extérieur de la station de pompage.

V.14 Les anomalies du système d'évacuation :

Le système d'évacuation des eaux a l'intérieur de la station ne peut pas prendre en charge les fuites vu son état actuelle qui ne répond pas à la norme techniques des stations de pompage pour cela on prévoit de crée un caniveau avec un puisard a l'intérieur de la station.

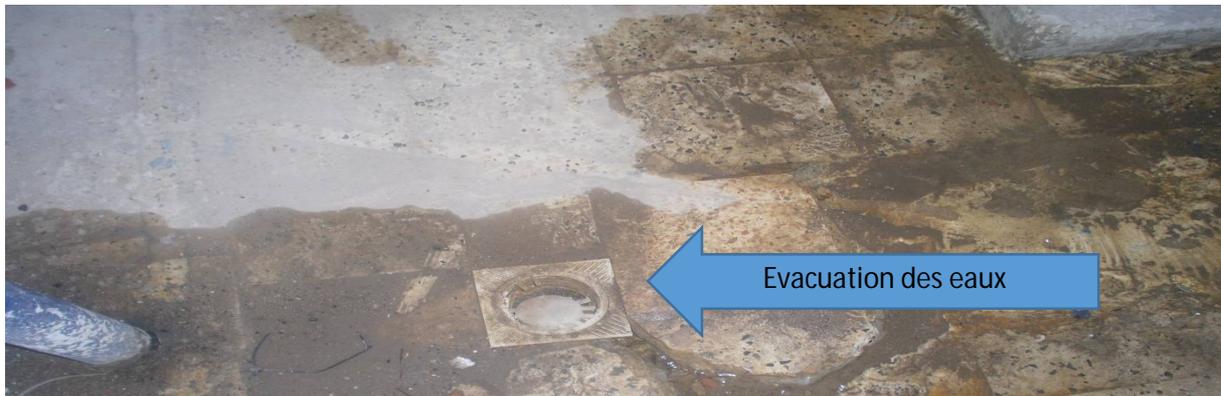


Figure V.41 : Système de drainage à l'intérieur de la station.

V.15 Les anomalies des équipements en électrique :

D'après la figure ci-dessous les câbles électriques sont disposés sans protection (gainés) dans le sol de la station.



Figure V.42: Câbles électriques sans protection

V.16 Système de protection contre l'incendie

Lors de notre visite, nous avons pu constater qu'aucun dispositif de protection contre l'incendie n'est présent dans la station.

V.17 Les déchets

Il y a des déchets sont stockés à l'intérieur de la station.



Figure V.43 : déchet et eau stagnant dans la partie haute de locale

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait un diagnostic global de la station Tallaizid des point de vue équipements et structure du bâtiments ,ce qui nous a permis d'évaluer l'état détériorer des pompes , des moteurs, des équipements hydraulique ainsi la structure du bâtiment, donc l'évaluation de taux de détérioration de la station qui nécessite des travaux de réhabilitation, et de penser aux solutions et méthodes fiables pour cette opération.

Chapitre VI :

Calcul du devis

estimatif

Introduction

Ce chapitre consiste à faire une estimation quantitative et financière globale du projet.

VI.1 Calcul de volume de terrassement

VI.1.1 décapage de la couche végétale

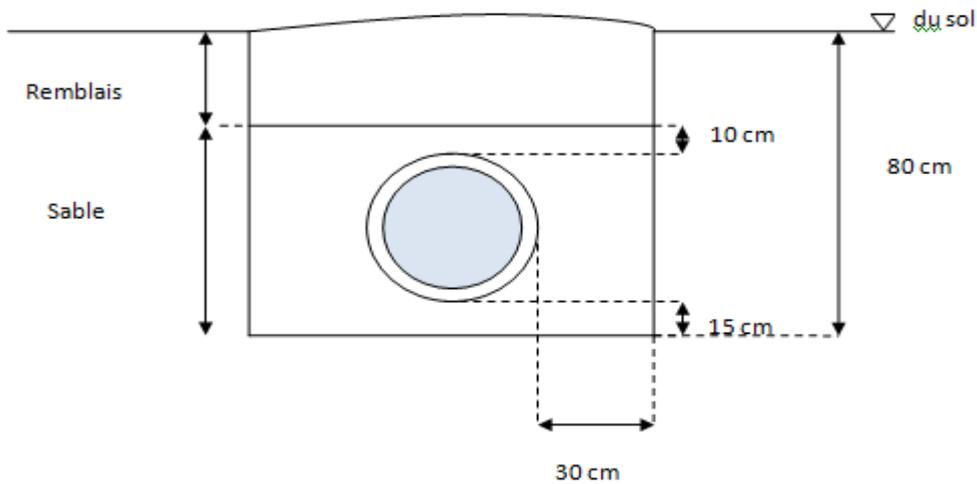


Figure VI.1 : pose de la conduite en tranchée dans un terrain peu accidenté.

Le volume de la couche à décapier est : $V=B \cdot h \cdot L$ (m^3).

B : largeur de la couche végétale (m) $B=\phi + 0.60$

h : hauteur de la couche (0.1m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

Tableau VI.1 : calcul du volume de la couche végétale pour l'adduction

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur du tranché (m)	Volume de la couche végétale (m^3)
160	2070	0,76	157,32
125	33	0,76	2,508
Total			159,828

VI.1.2 Calcul de volume de déblais

La surface à calculer est une surface rectangulaire.

$$S=B \cdot H$$

H : la profondeur de la tranchée (m).

Tableau VI.2 : calcul du volume de déblais pour l'adduction

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur du tranché (m)	profondeur du tranché (m)	Volume de déblais (m ³)
160	2070	0,76	0,8	1258,56
125	33	0,76	0,8	20,064
Total				1278,624

VI.1.3 Calcul de volume de sable

Pour notre cas le sable occupe une section assez importante (Figure VI.1) pour beaucoup plus de protection de la conduite projetée contre les contraintes du sol connaissons que le terrain est peu accidentée (Schiste marneux), On calcule cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = (e * B) - (3.14 * \phi^2 / 4)$$

$$Tq : e = 0.15 + \phi + 0.1$$

Tableau VI.3 : calcul du volume de sable pour l'adduction

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur du tranché (m)	section du sable (m ²)	Volume Du sable (m ³)
160	2070	0,76	0,29	604,44
125	33	0,76	0,26	8,58
Total				613,02

VI.1.4 Calcul de volume de remblais

Ce volume est déduit a partir du volume de déblai. C'est le volume qu'occupe la conduite avec le volume occupée par le sable. $V_r = V_d - (V_s + V)$

V_r : Volume de remblais compacté (m³).

V_d : Volume du déblai (m³).

V_s : Volume de sable (m³).

V : Volume occupée par la conduite, $V = L * \frac{\pi * \phi^2}{4}$

Tableau VI.4 : calcul du volume de remblais pour l'adduction

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur du tranché (m)	Volume de déblais (m ³)	Volume Du sable (m ³)	Volume Du remblais (m ³)
160	2070	0,76	1258,56	604,44	612,52128
125	33	0,76	20,064	8,58	11,079234
Total					623,60051

VI.1.5 Calcul de volume excédentaire

$$V_{ex} = V_f - V_r$$

V_{ex} : volume du sol excédentaire (m³).

V_f : volume du sol foisonné (m³).

Avec : $V_f = V_d * K_f$

V_d : Volume de déblai en (m³).

K_f : Coefficient de foisonnement de sol pour notre cas on a : $K_f = 1.32$

Tableau VI.5 : calcul du volume excédentaire pour l'adduction

Diamètre (mm)	Volume de déblais (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblais (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
160	1258,56	1661,2992	612,52	1048,78
125	20,064	26,48448	11,079234	15,405246
Total				1064,1852

VI.2 Calcul de volume de massif d'ancrage

VI.2.1 Calcul de volume du béton

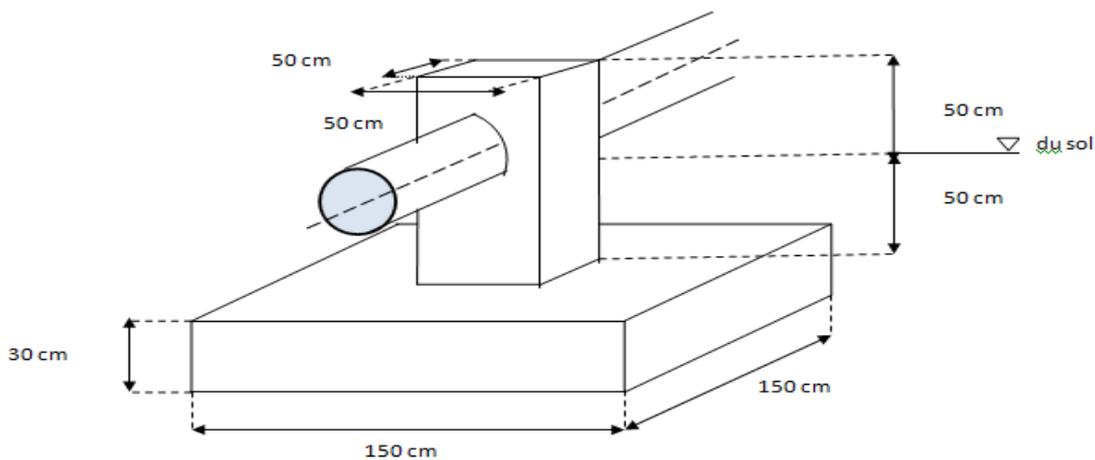


Figure VI.2 : pose de la conduite sur un socle en béton.

Le volume du béton utilisé est le volume occupé par l'appui et la semelle moins le volume de la conduite.

$$V_b = (V_{app} + V_{sm}) - V$$

V_b : Volume du béton (m³).

V_{app} : Volume d'appui (m³).

V_{sm} : Volume occupée par la semelle (m³).

V : Volume occupée par la conduite, $V = 0.5 * \frac{\pi * \phi^2}{4}$

Tableau VI.6 : calcul du volume de béton

Diamètre (mm)	nombre d'appuis	Volume de la semelle (m ³)	Volume d'appui ancré (m ³)	Volume de béton (m ³)
125	32	0,675	0,25	29,6

Remarque : On prendra la valeur 80 Kg de fer / m³ de béton

Donc la masse de fer totale est estimée par 2426 Kg.

VI.2.2 Calcul de volume de la couche végétale

Le volume de la couche a décaper est :

$$V = S_{sm} * h * N \text{ (m}^3\text{)}.$$

S_{sm} : La section de la semelle (m²)

h : hauteur de la couche (0.1m)

N : nombre des appuis (m).

Tableau VI.7 : calcul du volume de la couche végétale pour l'adduction

Diamètre (mm)	nombre d'appuis	Section de la semelle (m ²)	Volume de la couche végétale (m ³)
125	32	2,25	7,2

VI.2.3 Calcul de volume de déblais

D'après la figure VI.2 le volume de déblais est dépend de la profondeur d'ancrage d'appui dans le sol.

$$V_d = S_{sm} * H * N \text{ (m}^3\text{)}.$$

S_{sm} : La section de la semelle (m²)

H : hauteur d'ancrage d'appuis.

N : nombre des appuis (m).

Tableau VI.8 : calcul du volume de déblais pour l'adduction

Diamètre (mm)	nombre d'appuis	profondeur d'ancrage(m)	Volume de déblais (m ³)
125	32	0,8	57,6

VI.2.4 Calcul de volume de remblais

Ce volume est déduit a partir du volume de déblai. C'est le volume qu'occupe la semelle avec le volume occupée par le tronçon d'appui ancré dans le sol .

$$V_r = V_d - (V_{app} + V_{sm})$$

V_r : Volume de remblais compacté (m³).

V_d : Volume du déblai (m³).

V_{app} : Volume d'appui ancré (m³).

V_{sm} : Volume occupée par la semelle (m³).

Tableau VI.9: calcul du volume de remblais pour l'adduction

Diamètre (mm)	nombre d'appuis	Volume de la semelle (m ³)	Volume d'appui ancré (m ³)	Volume de remblais (m ³)
125	33	0.675	0.125	32

VI.2.5 Calcul de volume excédentaire

$$V_{ex} = V_f - V_r$$

V_{ex} : volume du sol excédentaire (m³).

V_f : volume du sol foisonné (m³).

Avec : $V_f = V_d * K_f$

V_d : Volume de déblai en (m³).

K_f : Coefficient de foisonnement de sol pour notre cas on a : $K_f = 1.32$

Tableau VI.10 : calcul du volume excédentaire pour l'adduction

Diamètre (mm)	Volume de déblais (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
125	57,6	76,032	32	44,032

VI.3 Calcul de volume total des travaux

Tableau VI.11: Le volume totale des travaux pour l'adduction.

Diamètre (mm)	Volume de béton (m ³)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de déblais (m ³)	Volume Du sable (m ³)	Volume Du remblais (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
125	29.6	9.71	77.66	8.58	43.08	59.43
160	0	157,32	1258,56	604,44	612,52	1048,78
Totale	29,6	167,03	1336,22	613,02	655,6	1108,21

VI.4 Devis estimatif des travaux

Tableau VI.12: volumes et couts total des travaux.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	décapage de la couche végétale	m ³	167,03	200	33406
2	Déblai	m ³	1336,22	400	534488
3	Sable	m ³	613,02	1250	766275
4	Béton	m ³	29,6	40000	1184000
5	Ferraillage	Kg	2426	30	72780
6	Remblai compacté	m ³	655,6	280	183568
7	Volume excédentaire	m ³	1108,21	350	387873,5
				Totale (hors taxe)	3162390,5

VI.5 Calcul des couts des conduites et accessoires

VI.5.1 Cout des conduites

Tableau VI.13 : cout des conduites

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Prix unitaire (DA)	Prix totale (DA)
160	2070	2071,43	4287860,1
125	275	3212	883300
Total			5171160,1

VI.5.2 Evaluation et cout des accessoires

Tableau VI.14: Estimation des coudes

Type des coudes	Diamètre 125	Diamètre 160	Total
1/4	1	0	1
1/8	15	6	21
1/16	7	5	12
1/32	9	8	17

Tableau VI.15: couts des coudes

Type des coudes	La somme	Prix unitaire	Total (DA)
1/4	1	14391,62	14391,62
1/8	21	15036	315756
1/16	12	1554	186480
1/32	17	26531,44	451034,48
			967662,1

Tableau VI.16: Estimation des vannes

Type	Diamètre 125	Diamètre 160	Total
Vanne	5	9	14

Tableau VI.17: cout des vannes

Type	Prix unitaire DN 125	Prix unitaire DN160	Cout total (DA)
Vanne	45151,72	64737,12	808392,68

Tableau VI.18: Estimation des ventouses et couts

Type	Prix unitaire DN80mm	La somme des ventouses	Cout des ventouses (DA)
Ventouse	28202,5	23	418657,5

Tableau VI.19: Estimation des ventouses et couts

Type	Volume béton armée dosé a 350 Kg /m ³	Prix du béton armée dosé a 350 Kg /m ³ (DA)	le nombre des regards	cout totale (DA)
Regard de ventouse	0,25	40000	23	230000
Regard de vidange	0,25	40000	14	140000
				370000

Tableau VI.20 : cout de grillage avertisseur

Type	Longueur totale	Prix unitaire	cout total (DA)
Grillage avertisseur	2100	30	63000

Tableau VI.21 : cout totale des accessoires

Type	Cout (DA)
coude	967662,1
vanne	808392,68
ventouse	418657,5
regard de ventouse	230000
regard de vidange	140000
Grillage avertisseur	63000
Total	2627712,28

VI.6 estimation de cout des travaux de réhabilitation la station de pompage**Tableau VI.22** : cout estimatif de réhabilitation des équipements hydromécanique

Désignation	unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
une conduite de refoulement en Acier epoxie DN150	ml	10	3212	32120
un clapet anti retour coté refoulement DN 150 PN 40	u	2	200000	400000
joint de démontage coté refoulement DN 150 PN 40	u	2	150000	300000
une vanne papillion coté refoulement DN 150 PN 40	u	2	400000	800000
une vanne papillion coté refoulement DN 150 PN 40	u	1	250000	250000
Total				1782120

Tableau VI.23 : Estimation d'anti bélier

Type	volume (litre)	cout (DA)
réservoir anti bélier	500	2500000

Tableau VI.24 : Estimation des couts de rénovation d'ouvrage de captage

Désignation	quantité	Prix unitaire (DA)	cout total (DA)
un nouvel accès pour l'ouvrage de captage et pose une porte métallique	1	250000	250000
remplacement de cône de trop plein (300/150) en acier noir a revêtement	1	22000	22000
remplacement de vanne en fonte revêtement époxy de sectionnement (opercule) DN 150 PN 16	1	54000	54000
			326000

Tableau VI.25 : cout de rénovation de la bache en eau

Désignation	unité	quantité	Prix unitaire (DA)	cout total (DA)
Démolition de dalle de Couverture de la bache a eau	m ³	8	20000	160000
Construction d'une bache a eau en béton armé dosé a 400 kg/m ³ avec adjuvant antigel à l'intérieur de la bache existant	m ³	31	40000	1240000
une conduite de vidange en acier DN 150	ml	10	3245	32450
une vanne a revêtement époxy(opercule) DN 150 PN 16 de vidange	u	1	42000	42000
une conduite de Trop plein en acier DN 150	ml	10	3245	32450
cône de réduction (300/150)	u	1	22000	22000
un échelle en en aluminium inoxydable d'une hauteur de 5,00 m	1	1	15000	15000
				1543900

Tableau VI.26 : estimation de cout de réhabilitation de la station de pompage

Désignation	cout (DA)
les équipements hydromécaniques	1782120
réservoir anti bélier	2500000
l'ouvrage de captage	326000
la bache en eau	1543900
	6 152 020,00

VI.10 Cout totale de projet

Le tableau VI.27 présente le cout total de notre projet de réhabilitation de système de pompage

Le tableau VI.27 : Cout totale du projet

cout de terrassement	3 162 390,50
cout de conduite	5 171 160,10
cout des accessoires	2 627 712,28
cout de réhabilitation de la station de pompage	6 152 020,00
Total hors taxe en DA	17 113 282,88

Conclusion

Après une estimation des travaux, des conduites et des accessoires..etc, on a évaluée le cout totale de notre projet de réhabilitation a **17 113 282,88 DA** prix hors taxes

Chapitre VII :
Impact de la station
sur l'environnement
et sécurité de travail



Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages génie civil occupent une place privilégiée et spécifique Elles servent à pomper l'eau d'un point à un autre d'une façon sécuritaire, tout le long d'une conduite de refoulement pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation, l'assainissement ou pour d'autres activités industrielles.

D'une façon générale Les stations de pompage présentent un milieu peu de danger pour les opérateurs si les précautions et les dispositions de protections sont prises dès la conception.

VII.1 Les facteurs d'ambiances d'une maladie professionnelle

On peut dire que la station de pompage est un milieu qui favorise les conditions liées aux procédés, machines (vibrations, bruit...), donc ces derniers vont créer des ambiances sonores dangereuses

VII.1.1 Définition de bruit

Le bruit est une vibration qui se propage dans l'air. Il provoque une sensation auditive qui peut être agréable ou devenir désagréable, voire dangereuse si son niveau est excessif. Il se mesure en décibels (dB).

Il se caractérise par :

- ❖ son intensité dépend de l'amplitude de la vibration : plus elle est importante, plus le son est fort ; plus l'amplitude est faible, plus le son est faible. On l'exprime couramment en décibel (dB). au-delà de 85 décibels (dB), il y a un risque pour l'audition.
- ❖ sa fréquence correspond au nombre de vibrations par seconde : un son grave ou aiguë : les bruits aigus sont plus dangereux que les graves.
- ❖ sa pression acoustique, qui quantifie l'amplitude d'un son.
- ❖ sa durée : dépend du temps pendant lequel le milieu est perturbé.

Le problème de bruit existants dans une station de pompes est causée par les vibrations des installations (moteurs, pompes..) il apparaît d'une façon propagée en raison de l'exigence de confort qui se développe pour le personnel d'exploitation que le voisinage.



VII.1.2 Origine de bruit

Dans une station de pompage, le bruit provient du :

❖ Groupes électropompes :

Les phénomènes de génération de bruits et vibrations par un groupe électropompe sont très complexes mais peuvent être grossièrement classés en quatre groupes suivant leurs origines.

➤ Origine hydraulique

Différents mécanismes de production de bruits et vibrations se manifestent comme le bruit de cavitation et le bruit de turbulence.....

➤ Origine électromagnétique

Le bruit d'origine électromagnétique est aussi souvent appelé "ronflement du moteur". Il est créé par le champ magnétique d'entrefer qui, par l'intermédiaire de forces alternatives radiales (prépondérantes), tangentielles ou longitudinales, génère des vibrations qui se transmettent aux structures environnantes (tôlerie et carcasse moteur, corps de pompe, tuyauterie, ...).

➤ Origine mécanique

Les bruits mécaniques sont générés par le contact entre deux pièces en mouvement relatif, l'une par rapport à l'autre.

Les principaux éléments concernés dans un groupe électropompe sont la garniture mécanique et les paliers.

➤ Origine aéraulique

Le bruit aéraulique (ou aérodynamique) est dû à l'écoulement de l'air nécessaire pour refroidir le moteur.

❖ Groupes électrogène

Les groupes électrogènes sont des dispositifs autonomes capables de produire de l'électricité (alimentation de secours), Ils sont trop bruyants, leur bruit se transmet généralement par l'échappement.

❖ Canalisation et appareils hydrauliques

Bien évidemment la source principale de bruit est le groupe électropompe lui-même. Mais on ne doit toutefois pas négliger l'influence du bruit rayonné par les tuyauteries et celui généré au niveau du bâti.

Aux vitesses élevées, Les mouvements des tuyauteries peuvent se présenter sous la forme de dilatation.



La cavitation dans les vannes et d'autres appareils hydrauliques constituent généralement la source la plus importante de bruit permanent dans la canalisation.

VII.2 Les méfaits du bruit

Les méfaits du bruit dans la vie professionnelle, sont trop souvent méconnus et négligés. Pourtant les conséquences peuvent être graves et irréversibles.

Les nuisances sonores ont pour conséquences les effets auditifs comme la surdité avec déficit auditif temporaire ou définitif, les acouphènes, mais également non auditifs comme les impacts sur la fatigue et le stress.

Les nuisances sonores ont les deux effets principaux suivants :

- ❖ Effets sur les organes de l'ouïe (effets auditifs), par lésions auditives dues au bruit.
- ❖ Effets sur l'organisme en général (effets extra-auditifs). Les effets extra-auditifs concernent le bien-être, en particulier le système nerveux central (troubles du sommeil, etc.), le psychisme (rendement, concentration, nervosité, agressivité, etc.) et le système neurovégétatif (pression artérielle, irrigation sanguine, fréquence cardiaque, système digestif, métabolisme, « réactions de stress », etc.).

VII.3 Lutter contre le bruit

Pour éviter les nuisances de bruit de vois sont possible :

- Empêcher le bruit de ce produire.
- Empêcher le bruit de ce propagé.

VII.3.1 Actions sur les sources de bruits

Agir sur la source du bruit, est le moyen le plus efficace de lutter contre le bruit sur les lieux de travail... Mais c'est aussi le plus rarement mis en œuvre car :

- il est parfois techniquement difficile.
- il demande parfois la collaboration du constructeur de la machine. Ceux-ci ne sont pas encore assez sensibilisés, et peu possèdent le savoir-faire adapté.

Lors de l'achat d'une machine ou d'un outil bruyant, il faut prendre en compte la protection des travailleurs. Il faut en particulier préciser dans le cahier des charges que le niveau de bruit doit être aussi bas que techniquement possible.



La réglementation et la normalisation imposent aujourd'hui aux constructeurs de machines de fournir une information sur le bruit de leurs produits pour faciliter le dialogue constructeur-utilisateur.

(Source : I.N.R.S ,2014)

Empêcher le bruit de ce propagé conduit donc a éloigné les travailleurs des sources de bruit aux moins une partie de la journée, par exemple l'abri du gardien de la station de pompage doit êtres éloignée a la station de pompage.

Les bruits hydrauliques qu'on peut observer dans les pompes et canalisations peuvent être éliminés, moyennant quelques précautions, dont nous citons :

- L'élimination des risques de cavitation.
- L'amélioration des coups de clapets.

VII.4 Les risques à considérer lors de conception de ces ouvrages

Avant tout chose, les installations doivent être dans un endroit clo ou clôturée dont l'accès sera formellement et explicitement interdit au service.

La chute est une cause très fréquente d'accident de travail, le constructeur doit donc chercher a réduire ce risque : sol anti- déparant, rambardes, gardes corps, mains courantes, signalisations des obstacles...

Sur le plant d'hygiène la nature de revêtement doit être d'un entretien facile tant dans les stations de pompages .L'évacuation des eaux de nettoyage des murs et des sols doit êtres prévue pour des lavages au jet, plus commodes et plus l'hygiéniques que les nettoyages a l'air serpillière.

Le personnel chargée de l'entretien doit prévoir travailler sans faire d'acrobatie et en toute sécurité ,il doit donc pouvoir atteindre facilement tous les points de contrôle et de réglage , tels que le compteurs ,les graisseurs, les vannes, les capteurs de niveau.

VII.5 Les risques provenant des matériels et machines

VII.5.1 Les installations électriques

Les réglementations en matière de prévention du risque électrique est abondante.

Cependant une bonne conception des ouvrages contribue à la prévention des accidents d'origine électrique.

Si les interventions sur les pompes doivent se faire à l'aide de grues auto-tractées, Il est déconseillé d'installer cette station a proximité de ligne électrique aérienne.



Quand cela est possible, il est conseillé de prévoir un arrêt de la lignes a quelque dizaines de mètre de l'ouvrage et de réaliser une alimentation souterraine.

Quand la station a une certain importance, on prévoira un éclairage de secours (batteries, groupe électrogènes, onduleurs..). Dans les endroits humides, a proximités d'enceintes conductrices (cuve-anti bélier), on prévoira des alimentations de basse tensions.

Certains gaz sont très corrosifs, principalement l'hydrogène sulfuré et il y a lieu de placer les installations électriques dans les endroits ventilés ou ces gaz ne risquent pas de s'accumuler..le matériel antidéflagrant pourra, dans certain cas, être utilisée.

Sur le plan de l'exploitation l'accès de matériel sous tension sera réserve au personnel électricien.

La procédure oblige a ne permettre les manœuvres des installations qu'a des salariés dont on auras vérifier les connaissances des matières de sécurités électriques, Ils ne devront intervenir sur des machines tournantes qu'après s'être assurer et avoir signalé la mise a l'arrêt. La condamnation par cadenas est vivement souhaitable, a défaut, des pancartes doivent clairement indiquée l'interdiction de remise en marche.

La condamnation de circuit de commande ne peut être jamais considérée comme un verrouillage de sécurité par défauts d'isolement possible de circuit..

L'ouverture de sectionneur, le débrogage de disjoncteur, l'enlèvement des fusibles sont réellement sûrs.

L'attention des personnels doit être attirée sur les risques des machines tournantes a démarrages automatique ou cyclique Enfin, lorsque les capots ou cartes de protection sont retirées, les machines doivent êtres verrouillée a l'arrêt.

VII.5.2 Appareils de levage

Les appareils de levages sont des machines et équipement conduit par un opérateur qui agisse sur les mouvements au moyen d'organe de service dont il conserve le contrôle (Les ponts roulants, les potences, les palans, les poulies..), dont au moins une des fonctions est de déplacer une charge, Ces équipements peuvent être l'origine d'accidents graves.

Les appareils et les accessoires de levages sont soumis réglementairement à des vérifications lors des mises ou remises en service .

Les vérifications périodiques et avant mise ou remise en service doit être réalisées par des personnes qualifiées, Ces personnes sont compétant dans le domaine de la prévention de risques présentées par les équipements de travail et connaissant les dispositions réglementaires différents.



VII.5.3 Appareils de pression

Les appareils à pression sont présents, tant dans les stations de pompage sous la forme d'un réservoir de compresseur, la cuves d'anti bélier.

Un défaut de maintenance ou une mauvaise manipulation peuvent conduire à une explosion, ou à la rupture d'éléments fragiles (joints, ...) qui auront pour effet des projections d'éclats à grande vitesse, des ondes de chocs, des fuites de liquide ou de gaz.

Avant de commercialiser d'appareils à pression, les fabricants et les installateurs doivent soumettre chaque appareil à pression à une procédure globale d'évaluation de la conformité. Les risques présentés par ces appareils ont amené très tôt le législateur à les réglementer en les soumettant à des conditions relatives à leur construction et à une obligation de surveillance régulière durant leurs périodes d'utilisation..

VII.6 Les travaux dans la station de pompage

Avant toute intervention dans une station le personnel doit connaître les risques qu'il peut y rencontrer, la réglementation impose d'ailleurs d'informer les salariées exécutant des travaux d'entretien sur les règles de sécurité à respecter.

Il faut notamment indiquer les règles de circulation (les endroits dangereux ou interdits) les modes opératoires les plus sûrs, le fonctionnement des dispositifs de protection et de secours, la conduite à tenir en cas d'accidents.

Lors de l'intervention des entreprises extérieures l'exploitant est tenu de les informer des risques particuliers de la station et d'organiser une coordination entre les activités des divers simultanément. Ne pas oublier d'insister sur les exigences dues à la potabilité de l'eau ni sur les risques de communications par les eaux usés.

Pour la sécurité du personnel d'intervention, il est souhaitable que celui-ci quelques notions élémentaires qui lui permettent de conserver son sang froid en cas d'accident. Il est utile, par exemple, d'avoir enseignée le maintenant d'un extincteur, d'afficher à proximité du téléphone la liste des numéros d'urgence et, si possible, de former de personnel au secourisme. Cette formation est d'ailleurs indispensable pour les électriciens.

Dans le cas d'utilisation de protections individuelles, il serait illusoire de penser qu'il suffit de les remettre à l'agent pour qu'elles soient bien illustrées ; un harnais de sécurité, un appareil respiratoire ne sont pas d'un usage facile. L'encadrement a dans ce domaine un rôle important à jouer, il doit être informé de l'obligation de faire porter ces équipements, il doit connaître les méthodes d'enseignement et de démonstration de leurs utilisations.



Les stations de pompages ne sont pas des endroits plus ou moins dangereux que d'autre, elles ont leurs risques particuliers et ceux-ci doivent être connus à la fois des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent. L'amélioration de la sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants, mais elle est aussi et, avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

Conclusion

L'amélioration des conditions de travail et des sécurités est un sujet faisant l'objet des recherches dans plusieurs organisations tant étatiques et non étatiques

En effet, la sécurité et les conditions de travail dans une entreprise sont devenues, avec la prise de conscience face aux risques, un domaine incontournable. Chaque activité, de toute nature que ce soit, engendre des risques plus ou moins prononcés pour l'homme, ses biens ou son environnement qui l'entoure. Afin de réduire au minimum l'occurrence de ces risques et des accidents mortelles.

Pour mieux garantir la sécurité de la station de pompage et la santé des travailleurs, il est impératif de les doter de ces différents équipements, et de :

- ✓ Choisir un personnel et opérateurs qualifiés dans ce stade.
- ✓ Faire entretien quotidien de la station de pompage.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers cette étude, il a été fait une réhabilitation de système de pompage d'eau afin d'alimenter en eau potable la commune de Chréa d'où les résultats obtenus sont cités ci-dessus :

Les besoins maximums a long termes (pour l'horizon 2041) en eau potable de la population de la zone d'étude s'élèvent a 13.98 l/s soit de 1207.27m³/j.

L'adduction rénovée par refoulement avec une longueur de la conduite 2345 m, dont 275 m an acier avec un diamètre de 125 mm posée sur des socles en béton armée et le reste en PEHD PN 20 et le diamètre de 160 mm posée dans une tranché.

Pour la réhabilitation de la station de pompage Tallaizid Nous avons fait un diagnostic de l'état actuel de la station de pompage qui se caractérise par la nouveauté des matériels et le surdimensionnement de dispositif de protection contre le coup de bélier , et dans le but d'augmenter la durée de vie des conduites et d'assurer un bon fonctionnement l'anti bélier est remplacé par un autre qui reprend aux système existant .Nous avons constaté qu'elle présente une bonne état du bâtiment de l'intérieur et de l'extérieur , tel que la bâche existante souffre de fuite d'eau importante, en plus des différents déchets existant.

L'étude du devis estimatif nous a permis d'avoir une idée sur le cout de réalisation de notre projet avec un bilan atteignant les **17 113 282,88 DA** (prix hors taxe)

Dans cette étude nous avons donné un intérêt particulier a l'environnement de la station de pompage de Tallaizid dont le facteur essentiel est le bruit ainsi qu'a la sécurité du travailleur.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

Référence Bibliographique

DRE (direction des ressources en eau) Données hydraulique. Données topographique. Document interne. Direction des ressources en eau. Blida. Algérie. 2016

ANRH (Agence Nationale des ressources hydrique) Données pluviométrique, pluviographique. Document interne. Agence Nationale des ressources hydrique. Alger. Algérie.2016

ONM (Office Nationale de météorologie) Données climatologique. Document interne. Office Nationale de météorologie. Alger.2016

Dupont,A. Hydraulique urbaine, Tome II,4^{ème} édition ,Eyrolles. Paris. France.1970.484p.

Lencastre,A. Hydraulique générale,1^{er} édition, Eyrolles. Paris. France.1999.633p.

Salah,B. Cour d'Alimentation en Eau Potable, support de cours, Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique ENSH. Blida. Algérie.2011

Salah,B. Cour d'Alimentation en Eau Potable, support de cours, Ecole Nationale Supérieur d'Hydraulique ENSH. Blida. Algérie.2014

Godart,H.Technique de l'ingénieur (adduction et distribution d'eau),édition T.I.2000.42p

A.Morel ,M Exercices de mécanique de fluides tome2,1^{er} édition, CHIHAB Eyrolles. Batna. Algérie.1994,382p

Sites internet :

Parc national de Chrea [en ligne]. [http:// www.parcnationalchrea.dz /](http://www.parcnationalchrea.dz/) [page consultée le 3 Février2016].

Bombas Ideal [en ligne]. [http:// www.bombasideal.com/](http://www.bombasideal.com/) [page consultée le 29 Mars 2016].

Catalogues

Bombas Ideal .catalogue de distribution, Méditerranéo.Massalfassar.Espagne.2010

Annexes :

Annexe II.1 :

Bulletin d'analyse physico-chimique de l'eau de la source Talaizid Chr ea :

E.P.I.C ALGERIENNE DES EAUX		
UNITE DE BLIDA	LABORATOIRE DES EAUX	
BULLETIN D'ANALYSE PHYSICO-CHIMIQUE DE L'EAU		
Analyse n� 1796		
Pour le compte de:		
Prélèvement de l'échantillon:		
Lieu: <i>Eau brute, source Tala-Izit Chr�ea .</i>		
Nature: <i>Eau de Surface</i>		
Réception de l'échantillon:		
Date: 22/09/11	Heure: 14 H 15	
Analyse de l'échantillon:		
Date: 22/09/11	Heure: 14 H 25	
Par: <i>M. Yahiaoui</i>		
<i>PARAMETRES RECHERCHES</i>	<i>UNITE</i>	<i>RESULTATS</i>
Turbidité	NTU	4,15
PH	-	7,72
Température	�C	21,7
Conductivité	�S/cm	753
Oxygène dissous	mg/l	-
Chlore résiduel	mg/l	-
Extrait sec	mg/l	420
Dureté totale	mg CaCO ₃ /l	335
Calcium	mg/l	32,4
Magnésium	mg/l	80
Sodium	mg/l	-
Potassium	mg/l	-
Alcalinité	mg CaCO ₃ /l	225
Chlorures	mg/l	88,75
Sulfates	mg/l	131,36
Nitrates	mg/l	2,39
Nitrites	mg/l	0,02
Matières organiques	mg/l	2,1
Phosphates	mg/l	< 0,01
Ammonium	mg/l	-
<i>Observations</i>	<i>Visa du laboratoire</i>	
Eau de bonne qualité physico-chimique.		

Annexe III.1 :

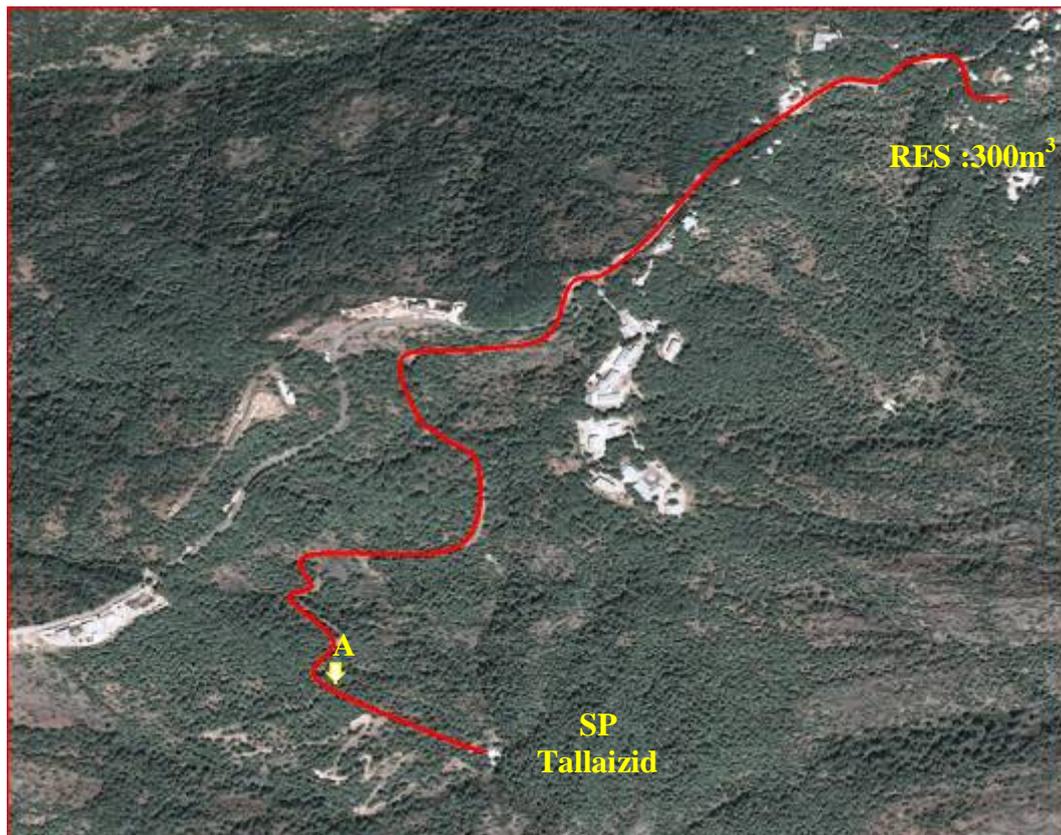
Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitant :

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agg.de type rural
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'AEP d'Abramov (édition 1982).

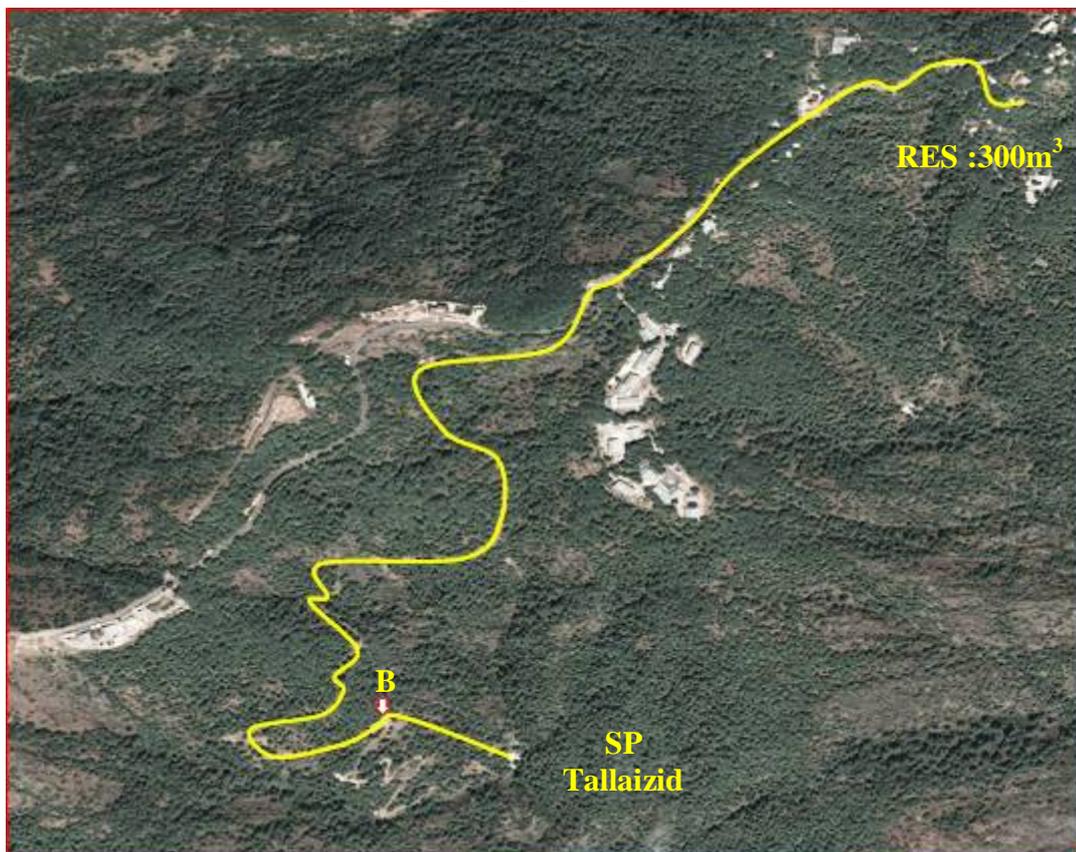
Annexe IV.1:

Schéma de principe de la variante N°1



Annexe IV.2:

Schéma de principe de la variante N°2



Annexe IV.3 :

Les prix des tubes en PEHD PN20

				
Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès				
Téléphone : 048 70 31 90				
Télécopie : 048 70 35 58				
Site Web : www.groupe-chiali.com e-mail : info@groupe-chiali.com				
<u>Tube PEHD eau</u>				
Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110091101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 304,91	1 526,74
110091251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 573,74	1 841,27
110091601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN20 EP. 14.9 mm	ML	2 071,43	2 423,58
110092001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24	3 793,42
110092501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49	5 900,88

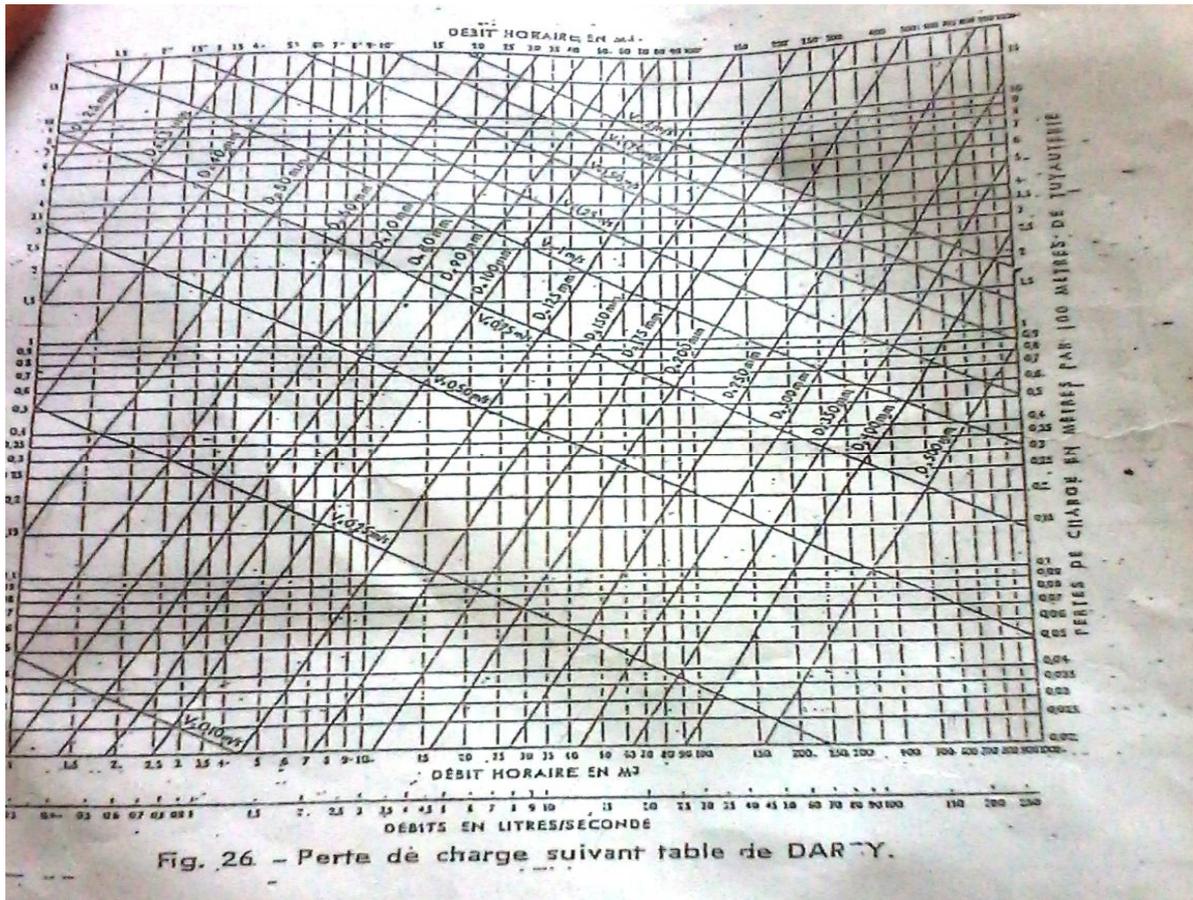
Annexe IV.4 :

Les prix des tubes en PEHD PN25

				
Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès				
Téléphone : 048 70 31 90				
Télécopie : 048 70 35 58				
Site Web : www.groupe-chiali.com e-mail : info@groupe-chiali.com				
<u>Tube PEHD eau</u>				
Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110241101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN 25 EP 15.1 mm	ML	1 185,01	1 386,46
110241251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN 25 EP 17.1 mm	ML	1 808,08	2 115,46
110241601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN 25 EP 21.9 mm	ML	2 464,49	2 883,46
110242001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN 25 EP 27.4 mm	ML	3 778,74	4 421,13
110242501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN 25 EP 34.2 mm	ML	5 895,75	6 898,03

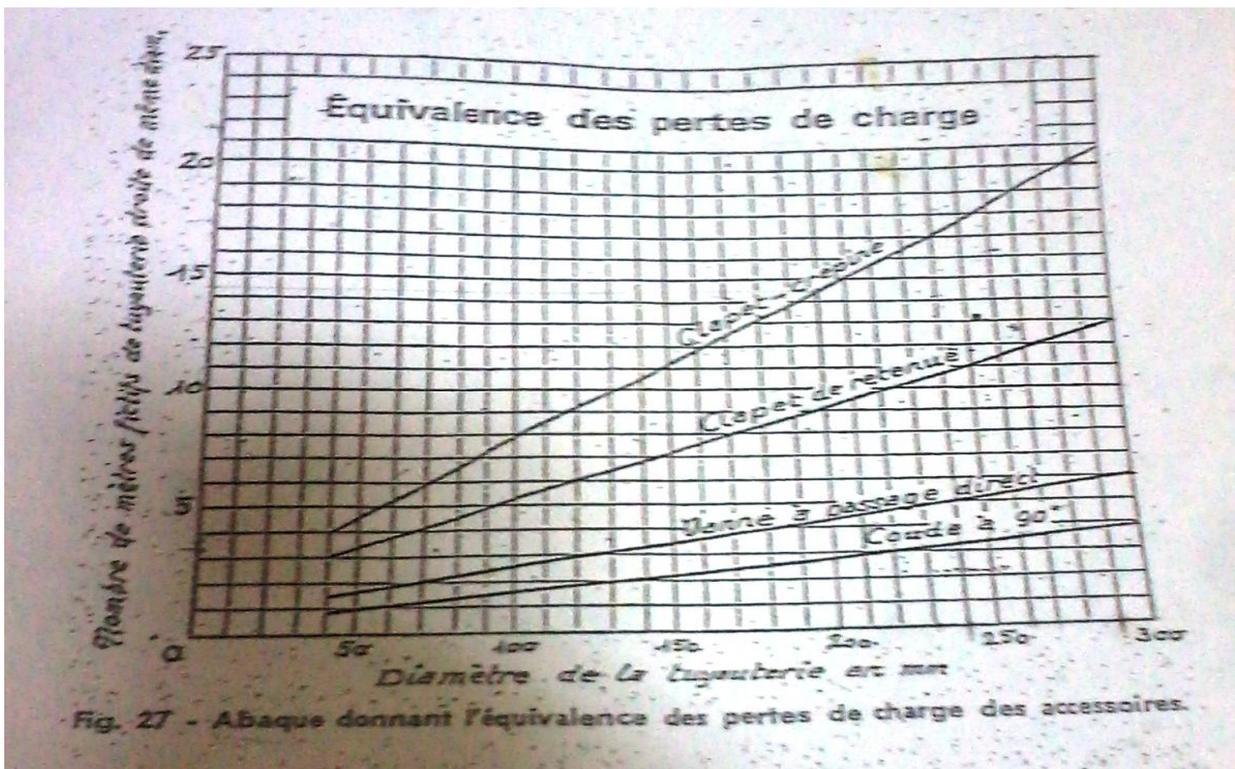
Annexe V.1 :

Abaque pour le calcul des pertes de charge suivant la table de darcy.



Annexe V.2 :

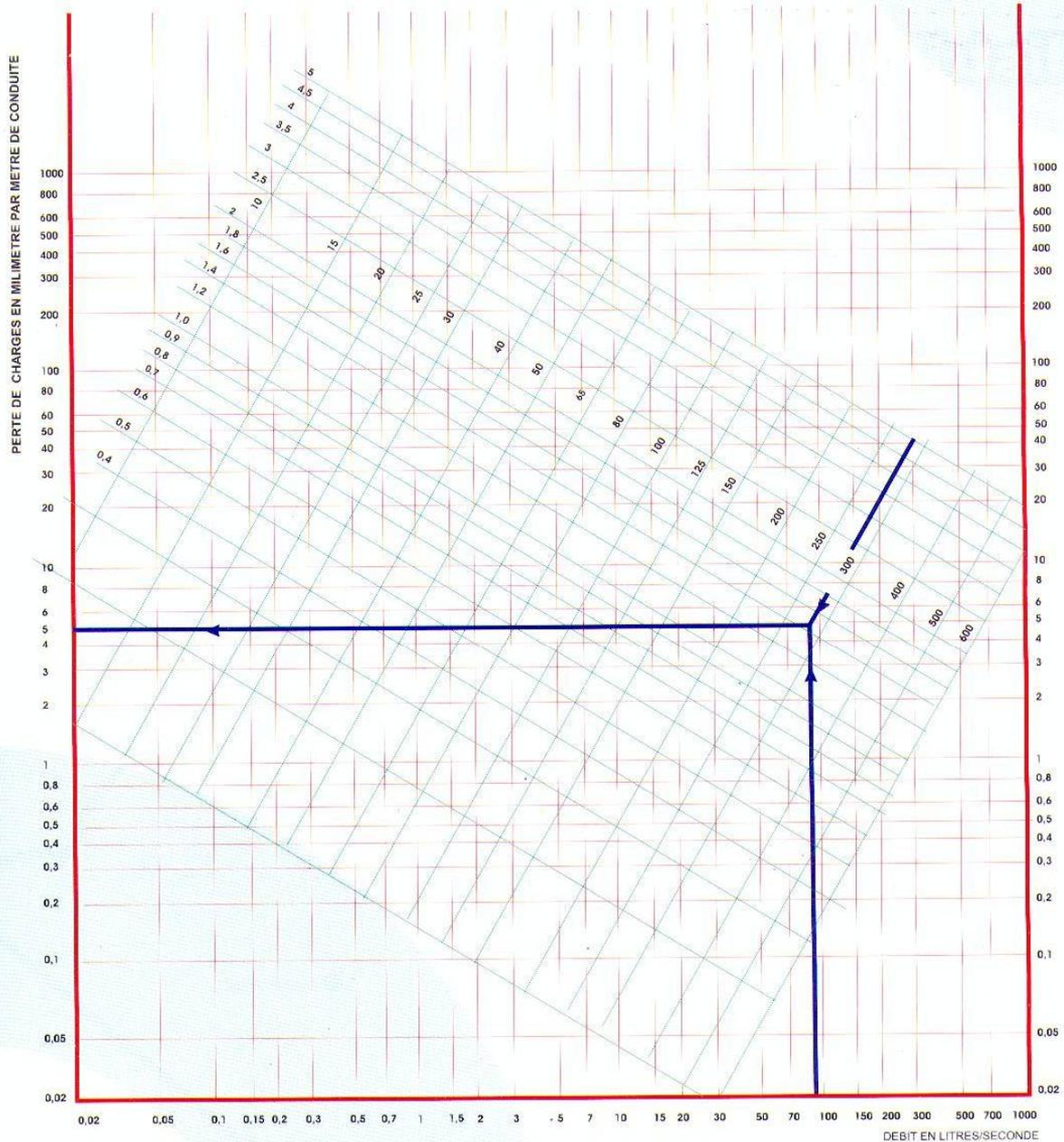
Abaque donnant l'équivalent des pertes de charge des accessoires



Annexe V.3 :

Abaque pour le calcul des pertes de charge dans les tuyaux d'eau en PEHD

ABaque POUR CALCUL DES PERTES DE CHARGE DANS LES TUYAUX D'ADDUCTION ET DISTRIBUTION D'EAU EN POLYETHYLENE



Cet abaque a été établi en considérant les diamètres intérieurs des tuyaux

Mode d'emploi de l'abaque :

Détermination de la perte de charge pour un diamètre D_i et un débit Q_0 donnés.

On trace une verticale qui passe par Q_0 jusqu'au point d'intersection avec la droite D_i de ce point on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée.

Exemple : pour un débit $Q_0 = 90$ l/s, une conduite $D_i = 290,8$ mm (D_e 315, ép. 12,1)

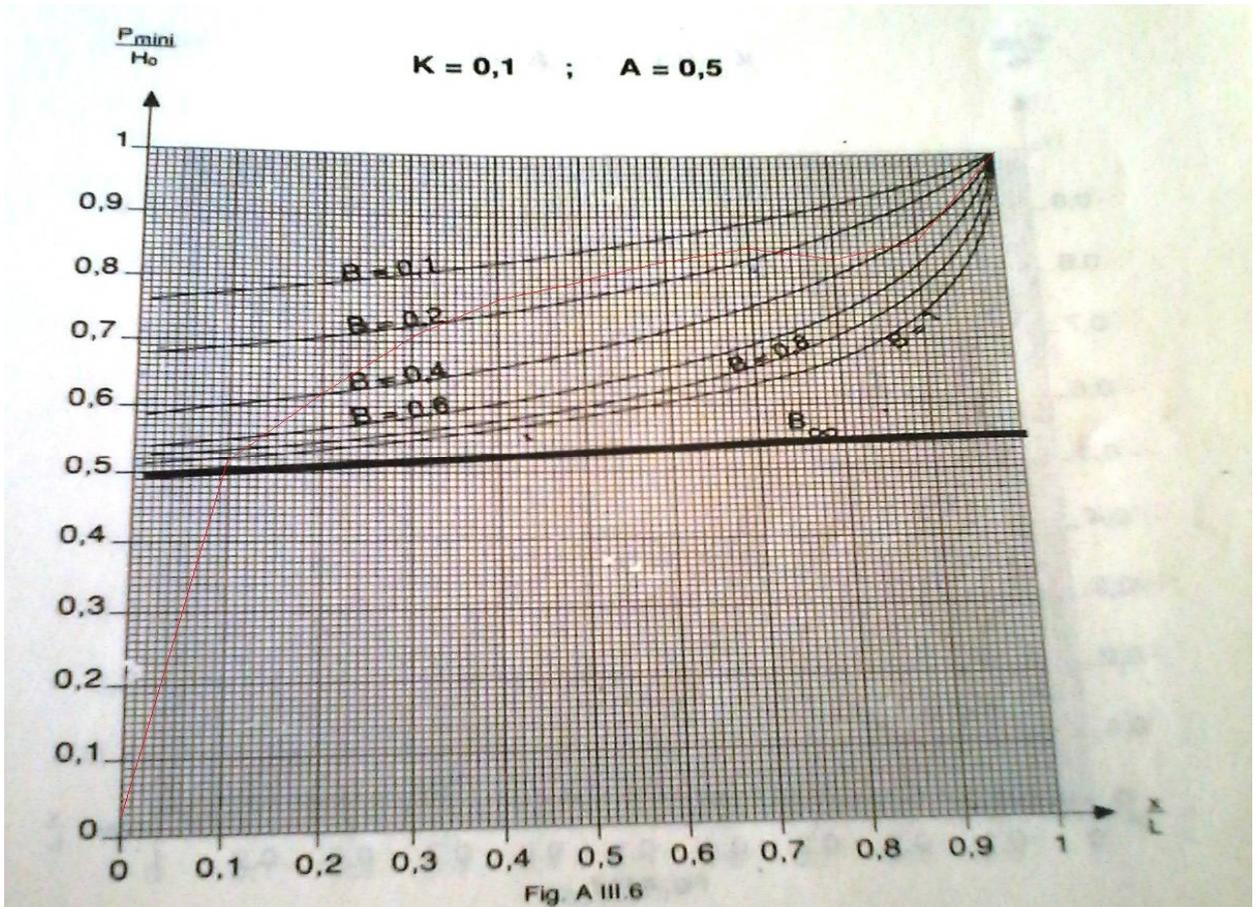
- la perte de charge J_0 est de : 5 mm/m.

- la vitesse d'écoulement V_0 est voisine de : 1,45 m/s.



Annexe V.4 :

Abaque PEUCH et MENIER (M.A.MOREL, 1994)



Annexe V.5 :

Abaque de DUBIN et GUENEAU (M.A.MOREL, 1994)

