

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Aprovisionnement en eau potable de la ville d'El Ach (w. Bordj Bou Arreridj) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-12

APA Citation (APA توثيق):

Khoudja, Bilel (2012). Aprovisionnement en eau potable de la ville d'El Ach (w. Bordj Bou Arreridj)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE
DE LA VILLE D'EL ACH.
(W. BORDJ BOU ARRERIDJ).**

Présenté par :

M^r : KHOUDJA BILEL.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O. KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y. DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L. TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R. KERID	M A.B	Examineur
M^r M. BELALI	M A.B	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Promotrice

Juillet-2012

Dédicace

Je dédie ce Modest travail au symbole d'affection
et d'amour à ma mère *Aicha*.

à mon père *Ahmed*, qui a tous sacrifiés que J'obtienne de
Fructueuse résultat.

A mes chers frères : *Bachir* et sa *Marie Lila*, *Hamza* et sa *Marie
Amina*, *Moustafa*.

Et ses enfants : *Asma*, *Rabah*, *Hichem*, *Sami*, *Chawki*, *Basma*,
Maria, *Nacim*, *Lamia*, *Imane*, *Hana*, *Asma*, *Mohamed Elamin*,
Malek, *Younasse*, *Hind*, *Abd Elmohssen*, *Mohamed Abd Elbari*,
Mohamed Anness.

A mes cheres sœurs: *Karima*, *Chafia*, *Nassira*, *Sameh*, *Assia*.

A mes meilleurs amis: *Taki*, mon frère *Mohamed*, *Monir*, *Soufaine*,
Lahsen, *Hakim*, *Walid*, *Moleud*, *Faissal*, *Ibrahim*, *Morad*, *yacine*,
Raouf. Et surtout *Abd daime*.

A ma famille *KHOUDJA* et la famille *HOCIN GHARBI*.

A tous les enseignants qui ont participés à ma formation
(*Mr.Khoudjette*, *Mr.Boufakane*, *Mme. Mokrane*...)

A la promotion 5^{ème} année Hydraulique.

de 2012

BILEL

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice M^{me} : MOKRANE.W ainsi que M^f: KHODJET-KESBA .O et M^f: BOUFAKANE. A pour ces orientations et son compréhension.

Mes remerciements également à :

Monsieur Boudjouad Mourad, M^f KSSOURI RACHID, KHOUDJA MOLOUD: ingénieurs en hydraulique pour leurs encouragements et leurs aides ;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;
Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de

Pour suivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amies qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Bilel

:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة شبكة تزويد المياه لثمانية مراكز (تبحمامين، براهيمية، أولاد أحمد، أولاد حامة ،
(من بلدية العرش ولاية برج بوعريريج كمية تدفق ت
30 لتر في الثانية.

هذه الدراسة تهدف إلى التعرف على جميع الهياكل والمعدات اللازمة لضمان وجود الإمدادات الكافية من مياه
وتحسين قدرات الإنتاج, التوزيع وإدارة الموارد المائية لـ

Résumé :

La présente étude a pour objet d'étudier le réseau d'adduction des (08) centres (Tihammamine, Brahmia, Ouled ahmed, Ouled hama, Eltouama, Boumerouane, El mesrah, El merdja) de la commune d'El ACH, Wilaya de BORDJ BOU ARRIVEDJ, en eau potable à partir du forage d'EL MEDJAZ avec un débit d'exploitation de 30 l/s.

Cette étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, pour améliorer les capacités de production, de distribution et de gestion des ressources hydriques des communes en question.

Abstract

Our dissertation aims is studying the network of the adduction of the (08) centers (Tihammamine, Brahmia, Ouled ahmed, Ouled hama, Eltouama, Boumerouane, El mesrah, El merdja) of El ACH, of BORDJ BOU ARRIVEDJ, starting with dam of EL MEDJAZ with the flow capacity of 30 l/s.

This study aims is defining all the necessary works and the equipment to assure an adequate supply in drinking water, to improve capacities of production, distribution and management of the water resources of the municipalities in question.

Sommaire

Introduction Générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Donnés de Départ.

Introduction	02
I-1. Situation géographique.....	02
I-2. Situation topographique.....	02
I-3. Conditions climatiques.....	02
I-4. Hydrographie.....	03
I-5. Situation actuelle des ressources en eaux.....	03
I-6. Description du réseau d'AEP existant.....	04
I-6.1. Production actuel d'eau	04
I-6.2. Ouvrages de stockage existants	04
I-6.2.1. État des ouvrages de stockage existants	06
I-6.3. Forage existant.	07
I-6.2.1 Caractéristiques du forage.	07
I-6.2.2 Etat du forage.....	08
Conclusion.....	08

Chapitre II : Estimation des besoins en eaux.

Introduction.....	09
II-1 : Orientation spatiale et perspective socio-économique.....	09
II-2 : Démographie.....	09
II-3 : Estimation de la population future.....	09
II-4 : L'estimation de la consommation moyenne journalière.....	11
II-4-1 : Les besoins domestiques	11
II-4-2 : Besoins des équipements	13
II-4-3 : Débit moyen journalier	15
II-4-4 : Variation de la consommation journalière	17
1 /Coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{max,j}$).....	18
2 /Cœfficient d'irrégularité journalière minimale ($K_{min,j}$).....	18
3 /Consommation minimal journalière ($Q_{min j}$).....	18

4/Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$).....	18
Conclusion	26

Chapitre III : Positionnement de problème.

Introduction.....	27
III-1 : Analyse des ressources en eaux existant.....	27
III-2 Comparaison entre les besoins en eau et la production (Forage d'ELMEDJEZ).....	28
Conclusion.....	29

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

Introduction.....	30
IV-1. Etude technique (choix du tracé).....	30
IV-2. Condition économique.....	30
IV .3. Proposition des variantes	30
IV.3.1. Variante N°01	30
IV.3.2. Variante N°02	31
IV-4. Types d'adduction.....	32
IV-5. Choix de type des conduites.....	33
IV-5-1- Assemblage et diamètre	33
a) Electro soudage	33
b) Soudage bout à bout.....	33
IV-6. Calcul des conduites.....	33
IV- 6-1: Etude technico-économique de l'adduction par refoulement.....	34
1) Choix de la gamme des diamètres	34
2) Calcul des pertes de charge	34
3) Calcul de la hauteur manométrique totale.....	35
4) Puissance absorbée par la pompe.....	36
5) Energie consommée par la pompe.....	36
6) Frais d'exploitation	36
7) Frais d'amortissement.....	36
IV-6.2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement	37
a) Conduite d'adduction par pompage (forage –bâché de la station de reprise N°01).....	37

b) Conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02.....	39
c) Conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.....	40
IV .7.Calcul des diamètres de la conduite gravitaire	42
IV .7.1. Détermination des diamètres avantageux de la conduite principale.....	42
IV.7.1.1. Calcul des longueurs des différents tronçons.....	43
IV.7.1.2. Les caractéristiques des différents points.....	44
IV.7.1.3. Calcul de la charge disponible.....	44
IV.7.1.4. Normalisation des diamètres avantageux.....	44
IV.7.1.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	44
IV.7.1.6. La vitesse d'écoulement.....	45
Conclusion.....	45

Chapitre V : Etude de pompage.

Introduction.....	48
V-1-Exigences principales soumises à la station de pompage.....	48
V-2-Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	48
V-3-Type de bâtiment de la station.....	48
V-4-Les pompes.....	49
V-4-1. Critère de choix des pompes.....	49
V-4-2. Association des pompes.....	49
V-4-4. Choix de nombre de pompe secours.....	49
V-4-a. Pompe du forage.....	50
V-4-b. Station de pompage N°01.....	51
V-4 .c. Station de pompage N°02.....	52
V.5.Courbes caractéristiques des pompes.....	53
V.5.1.forage –station de pompage N°01.....	53
V.5.2.station de reprise N°01–station de reprise N°02.....	55
V.5.2.Station de reprise N°02–Réservoir tampon.....	56
V.6. Points de fonctionnement des pompes.....	57
V.6.1. Point de fonctionnement de la pompe du forage.....	58
V.6.2. Point de fonctionnement de STP N°01.....	59
V.6.3. Point de fonctionnement de STP N°02.....	60

V.7.Réglage du débit	61
1) Pour la pompe du forage.....	64
2) pour la pompe de la station de reprise N°01.....	66
3) pour la pompe de la station de reprise N°02.....	67
V-8-Phénomène de cavitation.....	69
V-8-1.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration	69
1) pour la pompe de la station de reprise N°01.....	71
2) pour la pompe de la station de reprise N°02.....	71
V-9. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	72
V-9-1.choix du bâtiment.....	72
V-9-2. Partie supérieur (bâtiment).....	73
V-9.3.Système anti-incendie.....	74
V-9 -4- Système d'éclairage.....	75
V-9-5- Equipement sanitaire	75
V-9 -6- Système de ventilation.....	75
V.10.protection contre coup de bélier.....	77
V-10.1.Causes du coup de bélier.....	78
a. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	78
Conclusion.....	81

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage.

Introduction.....	82
VI.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs.....	82
VI.2. Classification des réservoirs.....	82
VI.3. Choix du réservoir.....	82
VI.4. Dimensionnement des bâches d'eau pour les deux stations.....	82
1) Définition de la bache d'aspiration.....	82
2) Calcul du volume tampon.....	82
3) Volume de sécurité.....	83
4) Volume correspondant au signal d'alarme.....	83
5) calcul du diamètre de la bache d'aspiration	83
6) Surface de bache.....	84
VI- 5 .Calcul de la capacité des réservoirs projetés.....	85
VI – 6. Capacité du réservoir.....	86

VI – 6.2. Détermination de la capacité du stockage des réservoirs.....	86
VI-7. Entretien du réservoir.....	89
VI-8. Applications et sécurité	89
VI.9. Equipements du réservoir.....	90
Conclusion.....	93

Chapitre VII : Organisation de chantier.

Introduction.....	94
VII.1- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	94
VII.2- Excavation des tranchées.....	94
VII. 3- Aménagement du lit de pose des conduites.....	96
VII.4- Pose des conduites.....	96
VII.5- Epreuve de joint et de la canalisation.....	97
VII.6- Remblaiement de la tranchée	97
VII.7. Les frais d'investissement.....	97
Conclusion.....	98
Conclusion Générale.....	99

Liste des tableaux.

Tableau I-5 : caractéristiques des forages.....	3
Tableau I-6.1 : production en eau potable des différents centres.....	4
Tableau I-6.2 : Ouvrages de stockage existants des (08) centres de la commune d'EL ACHE	5
Tableau I-6.2.1 : Fiche d'identification.....	7
Tableau I-6.3.1 : Caractéristiques du forage d'EL MEDJEZ.....	7
Tableau II-3.1 : Population des (08) centres de la commune d'EL ACH.(Recensement officiel pour l'année 2008).....	10
Tableau II-3.2 : Estimation de la population des (08) centres de la commune d'EL ACH en différents horizons.....	10
Tableau II-4.1.1 : Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.....	12
Tableau II-4.1.2 : Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à court terme.....	12
Tableau II-4.1.3 : Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à moyen terme.....	13
Tableau II-4.1.4 : Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à long terme.....	13
Tableau II-4.2.1 : Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.....	14
Tableau II-4.2.2 : Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à court terme.....	14
Tableau II-4.2.3 : Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à moyen terme.....	15
Tableau II-4.2.4 : Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH long terme.....	15
Tableau II-4.3.1 : variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.....	16
Tableau II-4.3.2 : variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à court terme.....	16
Tableau II-4.3.3 : variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à moyen terme.....	17
Tableau II-4.3.4 : variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à long terme.....	17
Tableau II-4.4.1 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.....	18

Tableau II-4.4.2 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon 2015.....	19
Tableau II-4.4.3 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon 2020.....	19
Tableau II-4.4.4 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon 2025.....	20
Tableau II-4.4.5 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon 2030.....	20
Tableau II-4.4.6 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon 2035.....	21
Tableau II-4.4.7 : débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à l'horizon 2040.....	21
Tableau II-5.1 : Centre d'EL TOUAMA.....	22
Tableau II-5.2 : Centre de BOUMEROUANE.....	23
Tableau II-5.3 : Centre de TIHAMMAMINE.....	23
Tableau II-5.4 : Centre d'OULED AHMED.....	24
Tableau II-5.5 : Centre d'OULED HAMA.....	24
Tableau II-5.6 : Centre de BRAHMIA.....	25
Tableau II-5.7 : Centre d'EL MESRAH.....	25
Tableau II-5.8 : Centre d'EL MERDJA.....	26
Tableau II-5.8 : les (08) centres de la commune d'EL ACH.....	26
Tableau III-2.1 : le gain en eau potable des (08) centres de la commune d'EL ACH pour différent horizons.....	28
Tableau IV-6.2.1 : Calcul de la HMT du conduite d'adduction par pompage (forage –bâche de la station de reprise N°01).....	37
Tableau IV-6.2.2 : Calcul des frais d'amortissement du conduite d'adduction par pompage (forage – bâche de la station de reprise N°01).....	38
Tableau IV-6.2.3 : Calcul des frais d'exploitation du conduite d'adduction par pompage (forage – bâche de la station de reprise N°01).....	38
Tableau IV-6.2.4 : Bilan du conduite d'adduction par pompage (forage –bâche de la station de reprise N°01).....	38
Tableau IV-6.2.5 : Calcul de la HMT de la conduite d'adduction par pompage (station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02).....	39
Tableau IV-6.2.6 : Calcul des frais d'amortissement de la conduite d'adduction par pompage (station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02).....	39
Tableau IV-6.2.7 : Calcul des frais de la conduite d'adduction par pompage (station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02).....	40

Tableau IV-6.2.8 : Bilan de la conduite d'adduction par pompage (station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02).....	40
Tableau IV-6.2.9 : Calcul de la HMT de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-réservoir tampon.....	41
Tableau IV-6.2.10 : Calcul des frais d'amortissement du conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.....	41
Tableau IV-6.2.11 : Calcul des frais d'exploitation du conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.....	41
Tableau IV-6.2.12 : Bilan du conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.....	42
Tableau IV-7.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	43
Tableau IV-7.1.1 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	43
Tableau IV-7.1.2 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	44
Tableau IV-7.1.5 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	46
Tableau IV-7.1.6 : Diamètres normalisé pour les tronçons de l'adduction.....	46
Tableau IV-7.2.6 : Pressions pour différents points de l'adduction.....	47
Tableau V-4.a : Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres. (Forage –station de reprise N°01).....	50
Tableau V-4.b : Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres. (Station de reprise N°01-station de reprise N°02).....	51
Tableau V-4.c : Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres. (Station de reprise N°02-réservoir tampon).....	52
Tableau V-6.1.a' : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement. (Forage-station de reprise N°01).....	58
Tableau V-6.2.b' : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement. (Station de reprise N°01-station de reprise N°02).....	59
Tableau V-6.3.c' : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement. (Station de reprise N°02-Réservoir tampon).....	60
Tableau V-1.a'' : Détermination de la courbe de proportionnalité. (Pompe du forage).....	64
Tableau V-2.b'' : Détermination de la courbe de proportionnalité. (Pompe de la station de reprise N°01).....	66
Tableau V-3.c'' : Détermination de la courbe de proportionnalité. (Pompe de la station de reprise N°02).....	67
Tableau V-9.1 : choix du type de bâtiment.....	72
Tableau V-9.3 : caractéristiques de la pompe d'incendie.....	75
Tableau V-10.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	79

Tableau V-10.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement...	80
Tableau V-10.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	80
Tableau VI-4: dimensionnement de la bêche d'aspiration.....	84
Tableau VI-6.2.1: capacité du réservoir de stockage projeté pour les centres de TIHAMMAMINE et BRAHMIA en adduction continue.....	87
Tableau VI-6.2.2: capacité du réservoir de stockage projeté pour les centres d'EL MESSRAH, BOUMEROUANE, d'OULED AHMED et d'EL MERDJA en adduction continue.....	88
Tableau VI-6.2: tableau récapitulatif représente les résultats de calcul des réservoirs.....	89
Tableau VII.2.1: Calcul du volume à excaver.....	95
Tableau VII .2.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	95
Tableau VII.7.1: Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	98
Tableau VII.7.2: Frais d'investissement des conduites d'adduction par pompage.....	98

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Réseau existant des deux centres (Tihammamine, Brahmia)	05
Figure I-2 : Réseau existant de (ouled ahmed, El mardja).....	05
Figure I-3 : réseau existant du centre d'Ouled hama).....	06
Figure I-4 : réseau existant des centres (Boumerouane, El touama, El mesrah,).....	06
Figure II-3.2 : évolution de la population des (08) centres de la commune d'EL ACH.....	11
Figure II-4 : variation des débits maximaux journaliers.....	22
Figure III-2.1 : évolution des besoins en fonction de la population.....	29
Figure IV-1 : Schéma de la variante d'adduction N°1.....	31
Figure IV-1 : Schéma de la variante d'adduction N°2.....	32
Figure (V-5.1.a) : Courbe de variation de la hauteur en fonction de débit.....	54
Figure (V-5.1.b) : Courbe de la puissance en fonction de débit.....	54
Figure (V-5.1.c) : Courbe de rendement en fonction de débit.....	54
Figure (V-5.1.d) : Courbe de (NPSH) _r en fonction de débit.....	55
Figure (V-5.2.a) : Courbe de variation de la hauteur en fonction de débit.....	55
Figure (V-5.2.b) : Courbe de la puissance en fonction de débit.....	55
Figure (V-5.2.c) : Courbe de rendement en fonction de débit.....	56
Figure (V-5.2.d) : Courbe de (NPSH) _r en fonction de débit.....	56
Figure (V-5.3.a) : Courbe de variation de la hauteur en fonction de débit.....	56
Figure (V-5.3.b) : Courbe de la puissance en fonction de débit.....	57
Figure (V-5.3.c) : Courbe de rendement en fonction de débit.....	57
Figure (V-5.3.d) : Courbe de (NPSH) _r en fonction de débit.....	57
Figure (V-6.1.a') : La Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage-Station de reprise N°01).....	59
Figure (V-6.2.b') : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (StpN°01-StpN°02).....	60
Figure (V-6.3.c') : La Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (station de repriseN°02-Réservoir tampon).....	61
Figure (V-7.1.a) : courbe de proportionnalité.....	64
Figure (V-7.1.b) : La courbe de point de fonctionnement après vannage.....	65
Figure (V-7.1.c) : la droite de rognage.....	66

Figure (V-7.2.a): courbe de proportionnalité.....	66
Figure (V-7.3.a): courbe de proportionnalité.....	67
Figure (V-7.3. b) : La courbe de point de fonctionnement après vannage.....	68
Figure (V-7.3. c) : la droite de rognage.....	69
Figure VI-9 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré cas des deux réservoirs projetés TIHAMMAMINE (Ctn 983,07m) et OULED AHMED (Ctn 914,77m).....	92

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Tracé de l'adduction.

Planche N°2 : les accessoires dans une adduction.

Planche N°3 : profil en long de l'adduction (Str N°2-réservoir tampon 200m³).

Planche N°4 : profil en long de l'adduction gravitaire (réservoir tampon 200m³ de
Tihamamine-nœud N°1).

Planche N°5 : les équipements des forages.

Planche N°6 : Schémat de la station de pompage.

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau joue un rôle indispensable, dans la subsistance de tous les organismes vivants de la biosphère, avec les progrès industriels et agricoles. La demande en eau est de plus croissante, la mauvaise gestion des eaux est plus menaçante et donc risque d'hypothéquer la source de la vie humaine.

Les ressources en eau en Algérie constituent, un facteur essentiel de développement économique et social, il est donc impératif de les préserver, de les contrôler et si possible, de les accroître.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre étude qui consiste à la contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable des (08) centres de la commune d'EL ACH (Tihamamine, Brahmia, Ouled ahmed, Ouled hama, EL touama, Boumrouane, El messrah ,EL MERDJA) à partir du forage d'EL MEDJAZ, pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2040.

Pour cette étude nous allons commencer par la collecte des données de reconnaissance de la zone d'étude, à fin de proposer les variantes des schémas de notre adduction par pompage et de choisir celui, qui est le meilleur du point de vue technico-économique.

Nous allons dimensionner les différents ouvrages de ce tracé, en donnant une intention particulière aux stations de pompage et leurs équipements.

Introduction Générale

INTRODUCTION

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I-1. Situation géographique

Les (08) centres de la commune d'EL ACH objet de l'étude sont situés au sud ouest du chef lieu de la daïra d'EL HAMMADIA à droite de la route nationale N°45 reliant la ville de BORDJ BOU ARRERIDJ à la ville de M'SILA. Elle figure sur la carte d'état major BORDJ GHDIR (NI-XXII-2 OUEST), échelle 1/50000.

I-2. Situation topographique

La commune d'EL ACH fait partie du tel oriental Algérien, qu'est une montagne typiquement méditerranéenne. Elle l'est effectivement par sa position et son climat, par son relief et sa structure.

La région offre un paysage à relief très accidenté caractérisé par un système de montagne allongée, très complexe entaillés de profondes vallées constituant donc 70 % de sa superficie globale. La plus part de ces montagnes sont localisées au Sud Ouest de la commune.

I-3. Conditions climatiques

Les conditions climatiques se forment sous l'influence des masses d'air provenant de la méditerranée ou le climat est plus doux et plus humide.

I-3-1 .Température

Le régime des températures dans la zone d'étude est caractérisé par l'été sec et l'hiver relativement froid.

-La température la plus basse est enregistrée au mois de Janvier est de **-3 °C**.

-La température la plus élevée est enregistrée au mois d'Aout est de **37,4°C**

I-3-2 .Les vents

Les vents prédominants sont de direction Nord-ouest et nord.

Du mois d'octobre jusqu'au mois de février inclus les vents prédominant sont ceux d'ouest (des directions sud-ouest jusqu'à nord-ouest) sont froids et humides en hiver.

De mars à avril les vents prédominant sont ceux du nord et du nord-ouest, leurs fraîcheurs adoucissent le climat d'été dans la région.

Chapitre I: Donnés de départ.

I-3-3.Humidité

Le mois le plus sec de l'année est juillet avec une humidité relative moyenne de l'air de 48%, les mois les plus humides sont : décembre et janvier dont l'humidité relative varie dans les limites de (78-79)%.

I-3-4. Précipitation

Les précipitations sont observées au mois de juillet, celles maximales sont au mois de décembre. La chute de neige est observée depuis novembre à avril. Le plus souvent, la neige est observée au mois de février ; le nombre de jours d'enneigement maximum est au mois de janvier.

I-4. Hydrographie

Comme la commune d'EL ACH est très riche en eaux superficielles. Elle est montagneuse et drainée par un réseau hydrographique très dense constitué par de nombreux oueds plus ou moins permanant.

I-5. Situation actuelle des ressources en eaux

Les forages constituent les principaux ouvrages de mobilisation des eaux souterraines de la commune d'EL ACH. Ils sont destinés essentiellement à l'alimentation en eau potable des différents centres de la commune. Le forage le plus important est situé à DOUAR EL MEDJEZ d'une profondeur de 180 m avec débit d'exploitation de 30 l/s qui sera apprêté à alimenter en eau souterraine les (08) centres.

Les caractéristiques des forages alimentant actuellement les (08) centres sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. I-5 : caractéristique des forages.

N° des forages	Nom des forages	Débits d'exploitations
Forage N°01	TIHAMAMINE BRAHMIA	00 L/S
Forage N°02	OULED AHMED MERDJA	0,5L/S
Forage N°03	OULED HAMA	2L/S
Forage N°04	MESSRAH SIDI BELABASS EL ACH	6L/S
Forage N°05	BOUMROUANE TOUAMA	6 L/S

I-6. Description du réseau d'AEP existant

I-6.1. Production actuel d'eau

Les (08) centres de la commune d'EL ACH en question d'eau potable et selon les données reçues de subdivision de l'hydraulique de la daïra d'EL HAMMADIA, la production actuelle de l'eau est assurée par des pompages d'environ 06 heures par jour à partir des forages à sec ou à faible débits.

- Forage qui alimente les centres de TIHAMMAMINE et BRAHMIA est à sec (non opérationnelle).
- Forage qui alimente les centres d'OULED AHMED et EL MERDJA est de 0,5 l/s.
- Forage qui alimente le centre d'OULED HAMMA est de 2 l/s.
- Forage qui alimente les centres d'EL MESSRAH, SIDI BELABASS et d'EL ACH est de 6 l/s.
- Forage qui alimente les centres de BOUMEROUANE et EL TOUAMA est de 6 l/s.

Tableau. I-6 .1 : Production en eau potable des différents centres.

centres	Heures de pompages (h)	Volume produit en m ³ par jour
TIHAMMAMINE BRAHMIA	00	00
OULED AHMED EL MERDJA	06	10,80
OULED HAMA	06	43,20
EL MESSRAH SIDI BELABASS EL ACH	06	129,60
BOUMEROUANE EL TOUAMA	06	129,60

I-6.2.Ouvrages de stockage existants

Les (08) centres de la commune de notre étude disposent de trois réservoirs semi enterrés, un réservoir de 100 m³ implanté sur les hauteurs du centre de TIHAMMAMINE non fonctionnelle destiné normalement à alimenter en eau les centres de TIHAMMAMINE et BRAHMIA, un réservoir de 100 m³ OULED AHMED assurant alimentation en eau des centres d'OULED AHMED et d'EL MERDJA et un réservoir de 200 m³ dominant le centre d'OULED HAMA alimentant actuellement celui-ci en eau potable. La capacité totale de stockage des trois réservoirs cité ci-dessous est de (400m³).

Les centres de BOUMEROUANE, TOUAMA et MESRAH sont alimentés en eau potable à partir du réservoir de 300 m³ d'EL ACH.

Chapitre I: Donnés de départ.

Tableau I-6.2: Ouvrages de stockage existants des (08) centres de la commune d'EL ACH.

Nombre des réservoirs	Capacités des réservoirs m ³	Observation
02	100 m ³	Semi enterré
01	200 m ³	
01	300 m ³	

I-6.3. Les schémas des réseaux existants

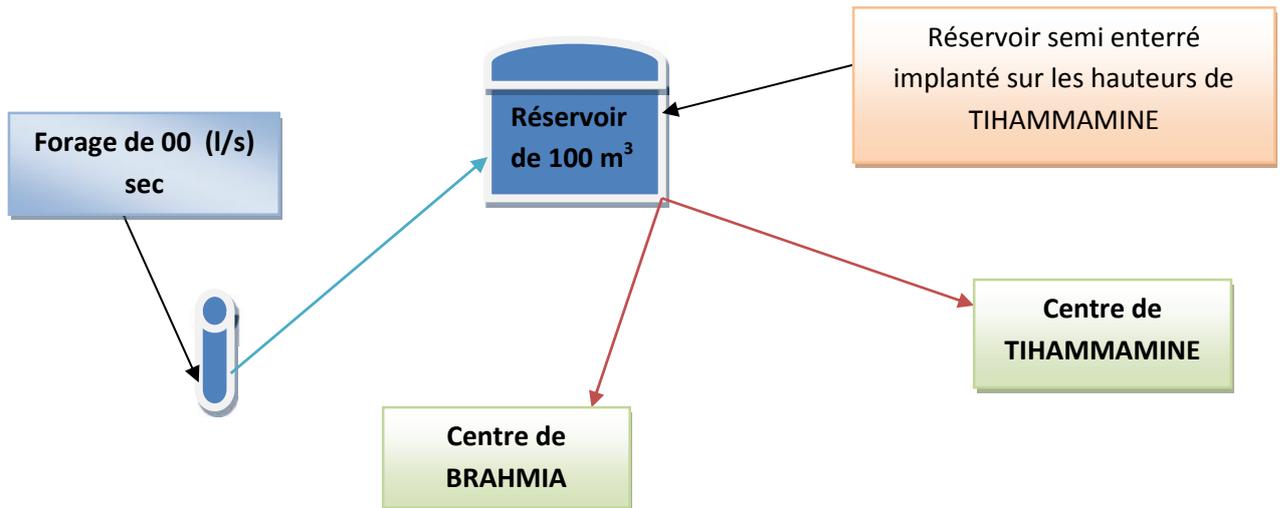


Figure (I-1) : Réseau existant des deux centres (TIHAMMAMINE, BRAHMIA).

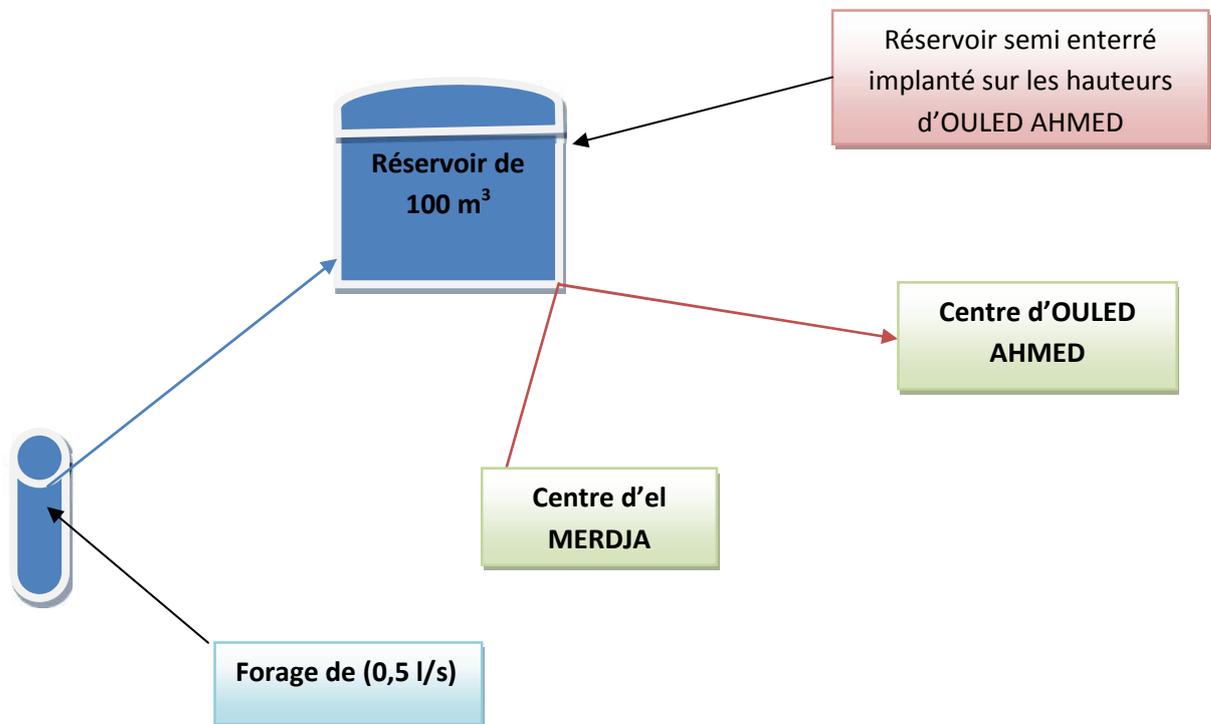


Figure (I-2) : Réseau existant de (OULED AHMED, EL MERDJA).

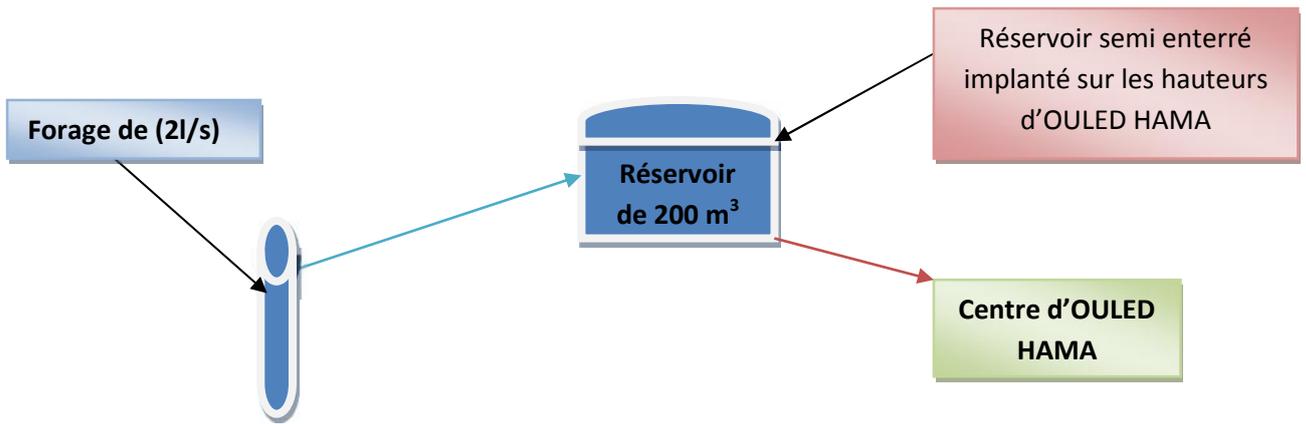


Figure (I-3) : réseau existant du centre d'OULED HAMA

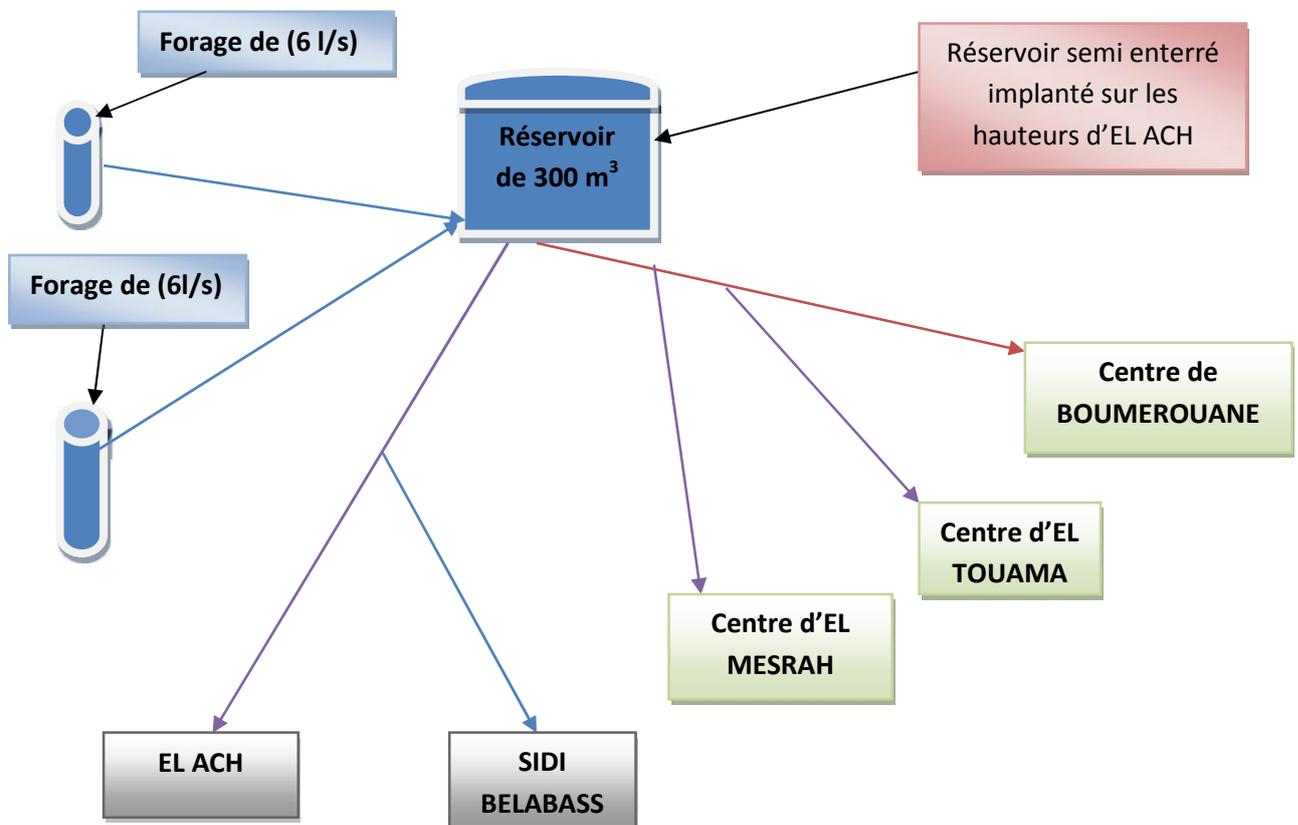


Figure (I-4) : réseau existant des centres (BOUMEROUANE, EL TOUAMA, EL MESSRAH).

I-6.2.1.État des ouvrages de stockage existants

- Le béton et les équipements des ouvrages de stockage existants (réservoirs) sont de bon et moyen états.
- le réservoir de TIHAMMAMINE est de mal état.
- l'absence de d'entretien des équipements et des vanne de vidange.

Chapitre I: Donnés de départ.

Tableau. I-6.2.1. FICHES D'IDENTIFICATION.

Réservoir	Réservoir de TIHAMMAMINE	Réservoir d'OULED AHMED	Réservoir d'OULED HAMA
Wilaya	Bordj Bouarreridj	Bordj Bouarreridj	Bordj Bouarreridj
Daïra	HAMMADIA	HAMMADIA	HAMMADIA
Commune	d'EL ACH	d'EL ACH	d'EL ACH
Centre	TIHAMMAMINE	OULED AHMED	OULED HAMA
Type	Semi enterré	Semi enterré	Semi enterré
Matériau de construction	Béton armé	Béton armé	Béton armé
Nombre des cuves	01	01	01
Géométrie des cuves	circulaire	circulaire	circulaire
Caractéristique	-Volume de la cuve : 100 m ³ -Diamètre : 6,5m - Hauteur d'eau : 3m	-Volume de la cuve : 100m ³ -Diamètre : 6,5m -Hauteur d'eau : 3,2m	-Volume de la cuve : 200 m ³ -Diamètre : 8m - Hauteur d'eau : 4,20m
Clôture de protection	néant	néant	néant
Eclairage	néant	néant	néant
Etat	néant	néant	néant

I-6.3. Forage existant

C'est le forage existant D'EL MEDJEZ non exploité qui alimentera les (08) centres en eau potable avec un débit d'exploitation de 30 l/s.

I-6.3.1. Caractéristiques du forage

Tableau. I-6.3.1 : Caractéristiques du forage d'EL MEDJEZ.

NOM DE FORAGE	Débit d'exploitation (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)
EL MEDJEZ	30	39	16	180

I-6.3.2. Etat du forage

Les équipements et les observations du forage sont :

Forage : EL MEDJEZ. **Équipements** : Néant. **Observation** : bon état.

Conclusion :

D'après ce qui précède, on a constaté que notre zone d'étude est de terrain très accidenté, climat semi aride, Les forages constituent les principaux ouvrages de mobilisation des eaux souterraines, très riche en eaux superficielles. Elle est montagneuse et drainée par un réseau hydrographique très dense.

Introduction

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau, il nous est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateur rencontrées au niveau d'une agglomération.

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires ne peut se faire en toute certitude, car chaque catégorie de besoin en eau dépend de plusieurs paramètres (l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.).

Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II-1 : Orientation spatiale et perspective socio-économique :

Les centres (TIHAMMAMINE, BRAHMIA, OULED AHMED, OULED HAMA, ETOUAMA, BOUMEROUANE, EL MESRAH) sont des zones éparses parmi les pôles urbains de la commune d'EL ACH de la daïra d'EL HAMMADIA wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ, c'est pour quoi son plan d'urbanisme est venu pour dresser un bilan de situation actuelle en prévoyant des solutions futures aux problèmes rencontrés, (habitat et structures urbaines....).

D'après les données fournées par la commune d'EL ACH et la daïra d'EL HAMMADIA ; les habitants sont de type individuelle. Dans cette situation l'intervention à partir du PDAU se limite en des plans d'occupation des soles qui couvrent une grande partie du chef lieu de la commune.

La région est essentiellement à vocation agricole, c'est pourquoi aucun développement économique n'est enregistré.

II-2 : Démographie :

Partant du fait que le mode de vie des habitants des (08) centres sont pratiquement dominés par un certain sédentarisme et que le type de construction est quasi identique, d'une part et que la simulation du développement dans l'avenir d'une région sur plusieurs horizons successif est extrêmement difficile a cause de l'immigration et l'émigration, d'autre part nous avons donc admis certaines hypothèses tout en se basant sur les données de l'enquête menée par le bureau d'étude auprès des services de l'APC d'EL ACH et en tablant l'échelonnement du processus d'aménagement hydraulique sur le court, moyen terme et long terme.

Celles-ci sont données ci après :

- 1- Notre étude démographique se basera sur le taux d'accroissement de la population pris égale à 2%.
- 2- Le nombre d'habitant des centres est passé de 5057 habitants en 2008 à 5474 habitants en 2012 d'après référence l'APC d'EL ACH et la subdivision de l'hydraulique de la daïra d'EL HAMMADIA).
- 3- Le style de vie demeure encore dominé par les anciennes valeurs et tradition.
- 4- Aux différents horizons projetés, on devrait assister à une amélioration des conditions de vie des habitants.

II-3 : Estimation de la population future :

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront Programme pour le de satisfaire les besoins en eau de la population

Pour l'estimation de la population future, on utilise la formule des intérêts composés qui est la suivante :

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Où :

- P_n : la population à l'horizon de calcul (2012,2040);
- P_0 : la population de l'année de référence (2012);
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage ; $T=2\%$
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

L'horizon de calcul considéré est : 2040 (une durée de 28 années).

**Tableau II-3.1. Population des (08) centres de la commune d'EL ACH
(Recensement officiel pour l'année 2008).**

Centres	Nombre d'habitants
EL TOUAMA	375
BOUMEROUNE	382
TIHAMMAMINE	1241
OULED AHMED	1197
OULED HAMA	949
BRAHMIA	400
EL MESSRAH	413
EL MERDJA	100
TOTAL	5057

**Tableau II-3 -2 : Estimation de la population des (08) centres de la commune d'EL
ACH en différents horizons.**

centres	Horizon de référence	Court terme		Moyen terme		Long terme	
	2012	2015	2020	2025	2030	2035	2040
EL TOUAMA	406	431	476	525	580	640	707
BOUMEROUANE	414	439	485	536	591	653	721
TIHAMMAMINE	1343	1425	1574	1737	1918	2118	2338
OULED AHMED	1296	1375	1518	1677	1851	2044	2256
OULED HAMA	1027	1090	1203	1329	1467	1619	1788
BRAHMIA	433	460	507	560	618	683	754
MESSRAH	447	474	524	578	638	705	778
MERDJA	108	115	127	140	154	170	188
TOTAL	5474	5809	6414	7081	7818	8632	9530

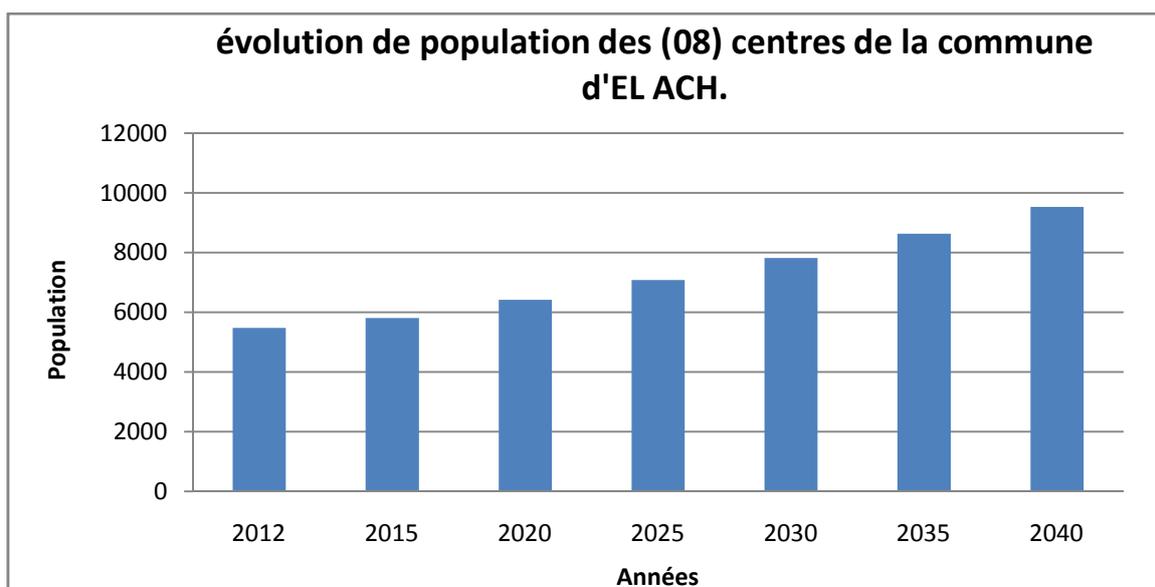


Figure (II-3.2) : évolution de la population des (08) centres de la commune d'EL ACH.

II-4 :L'estimation de la consommation moyenne journalière

II-4-1 : Les besoins domestiques

On peut prendre comme base de calcul:

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant ;

Vu le niveau de vie, nous devons assister à une amélioration des conditions de vie nous adopterons les normes de dotation unitaire journalière suivante :

150 l/s/habitant pour l'horizon actuel, à court terme, à moyen terme, à long terme.

D'où on prend : **Dot= 150 l/j/habitant**

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

$$Q_{moy,j}=(q_i * N_i)/1000 \quad \dots\dots\dots(II-2)$$

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

N_i: nombre d'habitants

Q_{moy,j}:consommation moyenne journalière en m³/j .

Les résultats des calculs des besoins domestiques sont regroupés dans le Tableau suivant :

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau. II-4-1-1. Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.

centres	Horizon actuel 2012			
	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _a (m ³ /j)	Q _a (l/s)
EI TOUAMA	406	150	60,90	0,70
BOUMEROUANE	414	150	62,10	0,72
TIHAMMAMINE	1343	150	201,45	2,33
OULED AHMED	1296	150	194,40	2,25
OULED HAMA	1027	150	154,05	1,78
BRAHMIA	433	150	64,95	0,75
EL MESSRAH	447	150	67,05	0,78
EL MERDJA	108	150	16,20	0,19
TOTAL	5474	150	821,10	9,50

Tableau II-4-1-2 .Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à court terme.

Centres	Horizon 2015				Horizon 2020			
	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _a (m ³ /j)	Q _a (l/s)	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _a (m ³ /j)	Q _a (l/s)
EI TOUAMA	431	150	64,65	0,76	476	150	71,4	0,83
BOUMEROUANE	439	150	65,85	0,78	485	150	72,75	0,84
TIHAMMAMINE	1425	150	213,75	2,53	1574	150	236,1	2,73
OULED AHMED	1375	150	206,25	2,44	1518	150	227,7	2,64
OULED HAMA	1090	150	163,5	1,93	1203	150	180,45	2,09
BRAHMIA	460	150	69	0,82	507	150	76,05	0,88
EL MESSRAH	474	150	71,1	0,84	524	150	78,6	0,91
EL MERDJA	115	150	17,25	0,20	127	150	19,05	0,22
TOTAL	5809	150	871,35	10,30	6414	150	962,1	11,14

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-1-3. Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à moyen terme.

centres	Horizon 2025				Horizon 2030			
	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _d (m ³ /j)	Q _d (l/s)	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _d (m ³ /j)	Q _d (l/s)
EI TOUAMA	525	150	78,75	0,93	580	150	87	1,01
BOUMEROUANE	536	150	80,4	0,95	591	150	88,65	1,03
TIHAMMAMINE	1737	150	260,55	3,08	1918	150	287,7	3,33
OULED AHMED	1677	150	251,55	2,97	1851	150	277,65	3,21
OULED HAMA	1329	150	199,35	2,36	1467	150	220,05	2,55
BRAHMIA	560	150	84	0,99	618	150	92,7	1,07
EL MESSRAH	578	150	86,7	1,02	638	150	95,7	1,11
EL MERDJA	140	150	21	0,25	154	150	23,1	0,27
TOTAL	7081	150	1062,15	12,55	7818	150	1172,7	13,57

Tableau II-4-1-4. Besoins domestiques des (08) de la commune d'EL ACH à long terme.

centres	Horizon 2035				Horizon 2040			
	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _d (m ³ /j)	Q _d (l/s)	population	Dotation (l/j/hab.)	Q _d (m ³ /j)	Q _d (l/s)
EI TOUAMA	640	150	96	1,13	707	150	106,05	1,23
BOUMEROUANE	653	150	97,95	1,16	721	150	108,15	1,25
TIHAMMAMINE	2118	150	317,7	3,76	2338	150	350,7	4,06
OULED AHMED	2044	150	306,6	3,62	2256	150	338,4	3,92
OULED HAMA	1619	150	242,85	2,87	1788	150	268,2	3,10
BRAHMIA	683	150	102,45	1,21	754	150	113,1	1,31
EL MESSRAH	705	150	105,75	1,25	778	150	116,7	1,35
EL MERDJA	170	150	25,5	0,30	188	150	28,2	0,33
TOTAL	8632	150	1294,8	15,30	9530	150	1429,5	16,55

II-4-2 : Besoins des équipements :

Ces équipements représentent les infrastructures sanitaires et les établissements scolaires où il y a une demande de consommation supplémentaire en eau potable.

Les besoins publics et des équipements représentent un taux de 10% à 25% des besoins domestiques selon le degré d'urbanisation dans notre cas on prendra 10%.

Le débit journalier des équipements est :

$$Q_{eq} = Q_d * K_{eq} \dots\dots\dots(II-3)$$

Avec :

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

- Q_d : Débit domestique (l /s).
- K_{eq} : coefficient de majoration variant de 10% à25%
($K_{eq} = 10\%$) donnée de **DHW de BORDJ BOU ARRERIDJ**.

Tableau II-4-2-1. Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.

centres	Horizon actuel 2012			
	population	Q_d (m^3/j)	K_{eq} (%)	Q_{eq} (m^3/j)
EI TOUAMA	406	60,90	10	6,09
BOUMEROUANE	414	62,10	10	6,21
TIHAMMAMINE	1343	201,45	10	20,145
OULED AHMED	1296	194,40	10	19,44
OULED HAMA	1027	154,05	10	15,405
BRAHMIA	433	64,95	10	6,495
EL MESSRAH	447	67,05	10	6,705
EL MERDJA	108	16,20	10	1,62
TOTAL	5474	821,10	10	82,11

Tableau II-4-2-2. Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à court terme.

Centres	Horizon 2015				Horizon 2020			
	population	Q_d (m^3/j)	K_{eq} (%)	Q_{eq} (m^3/j)	population	Q_d (m^3/j)	K_{eq} (%)	Q_{eq} (m^3/j)
EI TOUAMA	431	64,65	10	6,465	476	71,4	10	7,14
BOUMEROUANE	439	65,85	10	6,585	485	72,75	10	7,275
TIHAMMAMINE	1425	213,75	10	21,375	1574	236,1	10	23,61
OULED AHMED	1375	206,25	10	20,625	1518	227,7	10	22,77
OULED HAMA	1090	163,5	10	16,35	1203	180,45	10	18,045
BRAHMIA	460	69	10	6,9	507	76,05	10	7,605
EL MESSRAH	474	71,1	10	7,11	524	78,6	10	7,86
EL MERDJA	115	17,25	10	1,725	127	19,05	10	1,905
TOTAL	5809	871,35	10	87,135	6414	962,1	10	96,21

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-2-3. Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à moyen terme.

Centres	Horizon 2025				Horizon 2030			
	population	Q _d (m ³ /j)	K _{eq} (%)	Q _{eq} (m ³ /j)	population	Q _d (m ³ /j)	K _{eq} (%)	Q _{eq} (m ³ /j)
EI TOUAMA	525	78,75	10	7,875	580	71,4	10	7,14
BOUMEROUANE	536	80,4	10	8,04	591	72,75	10	7,275
TIHAMMAMINE	1737	260,55	10	26,055	1918	236,1	10	23,61
OULED AHMED	1677	251,55	10	25,155	1851	227,7	10	22,77
OULED HAMA	1329	199,35	10	19,935	1467	180,45	10	18,045
BRAHMIA	560	84	10	8,4	618	76,05	10	7,605
EL MESSRAH	578	86,7	10	8,67	638	78,6	10	7,86
EL MERDJA	140	21	10	2,1	154	19,05	10	1,905
TOTAL	7081	1062,15	10	106,215	7818	962,1	10	96,21

Tableau II-4-2-4. Besoins des équipements des (08) centres de la commune d'EL ACH à long terme.

Centres	Horizon 2035				Horizon 2040			
	population	Q _d (m ³ /j)	K _{eq} (%)	Q _{eq} (m ³ /j)	population	Q _d (m ³ /j)	K _{eq} (%)	Q _{eq} (m ³ /j)
EI TOUAMA	640	96	10	9,6	707	106,05	10	10,605
BOUMEROUANE	653	97,95	10	9,795	721	108,15	10	10,815
TIHAMMAMINE	2118	317,7	10	31,77	2338	350,7	10	35,07
OULED AHMED	2044	306,6	10	30,66	2256	338,4	10	33,84
OULED HAMA	1619	242,85	10	24,285	1788	268,2	10	26,82
BRAHMIA	683	102,45	10	10,245	754	113,1	10	11,31
EL MESSRAH	705	105,75	10	10,575	778	116,7	10	11,67
EL MERDJA	170	25,5	10	2,55	188	28,2	10	2,82
TOTAL	8632	1294,8	10	129,48	9530	1429,5	10	142,95

II-4 -3 : Débit moyen journalier:

Le débit total de consommation moyenne journalière est :

$$Q_{\text{moy}} = Q_{\text{eq}} + Q_{\text{d}} \dots\dots\dots(\text{II-4})$$

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-3-1.variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.

Centres	Horizon actuel 2012			
	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)
EI TOUAMA	406	60,90	6,09	66,99
BOUMEROUANE	414	62,10	6,21	68,31
TIHAMMAMINE	1343	201,45	20,145	221,59
OULED AHMED	1296	194,40	19,44	213,84
OULED HAMA	1027	154,05	15,405	169,45
BRAHMIA	433	64,95	6,495	71,44
EL MESSRAH	447	67,05	6,705	73,75
EL MERDJA	108	16,20	1,62	17,82
TOTAL	5474	821,10	82,11	903,21

Tableau II-4-3-2.variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à court terme.

Centres	Court terme							
	Horizon 2015				Horizon 2020			
	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)
EI TOUAMA	431	64,65	6,46	71,11	476	71,4	7,14	78,54
BOUMEROUANE	439	65,85	6,58	72,43	485	72,75	7,27	80,03
TIHAMMAMINE	1425	213,75	21,37	235,12	1574	236,10	23,61	259,71
OULED AHMED	1375	206,25	20,62	226,87	1518	227,70	22,77	250,47
OULED HAMA	1090	163,5	16,35	179,85	1203	180,45	18,04	198,49
BRAHMIA	460	69	6,90	75,90	507	76,05	7,60	83,65
EL MESSRAH	474	71,1	7,11	78,21	524	78,60	7,86	86,46
EL MERDJA	115	17,25	1,72	18,97	127	19,05	1,90	20,95
TOTAL	5809	871,35	87,13	958,48	6414	962,10	96,21	1058,31

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-3-3.variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à moyen terme.

Centres	Moyen terme							
	Horizon 2025				Horizon 2030			
	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)
EI TOUAMA	525	78,75	7,875	86,62	580	87	8,7	95,7
BOUMEROUANE	536	80,4	8,04	88,44	591	88,65	8,86	97,51
TIHAMMAMINE	1737	260,55	26,05	286,60	1918	287,7	28,77	316,47
OULED AHMED	1677	251,55	25,15	276,70	1851	277,65	27,76	305,41
OULED HAMA	1329	199,35	19,93	219,28	1467	220,05	22,00	242,05
BRAHMIA	560	84	8,40	92,4	618	92,7	9,27	101,97
EL MESSRAH	578	86,70	8,67	95,37	638	95,7	9,57	105,27
EL MERDJA	140	21	2,10	23,1	154	23,1	2,31	25,41
TOTAL	7081	1062,15	106,21	1168,36	7818	1172,7	117,27	1289,97

Tableau II-4-3-4.variation des débits moyens journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à long terme.

Centres	Long terme							
	Horizon 2035				Horizon 2040			
	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)	population	Q _d (m ³ /j)	Q _{eq} (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)
EI TOUAMA	640	96	9,6	105,6	707	106,05	10,60	116,65
BOUMEROUANE	653	97,95	9,795	107,74	721	108,15	10,81	118,96
TIHAMMAMINE	2118	317,7	31,77	349,47	2338	350,7	35,07	385,77
OULED AHMED	2044	306,6	30,66	337,26	2256	338,4	33,84	372,24
OULED HAMA	1619	242,85	24,285	267,135	1788	268,2	26,82	295,02
BRAHMIA	683	102,45	10,245	112,695	754	113,1	11,31	124,41
EL MESSRAH	705	105,75	10,575	116,325	778	116,7	11,67	128,37
EL MERDJA	170	25,5	2,55	28,05	188	28,2	2,82	31,02
TOTAL	8632	1294,8	129,48	1424,28	9530	1429,5	142,95	1572,45

II-4-4: Variation de la consommation journalière

Au cours de la journée, le débit d'eau consommé par les installations n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} , et K_{minj}

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

1 / Coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{max,j}$):

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j}$$

Il est compris entre 1,1 et 1,4 ; pour notre cas nous avons choisi : $K_{max,j} = 1,2$.

2/Coefficient d'irrégularité journalière minimale ($K_{min,j}$):

Ce coefficient d'irrégularité caractérise le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j}$$

Il est compris entre 0,7 et 0,9 ; dans notre cas nous avons choisi : $K_{min,j} = 0,7$.

3/Consommation minimal journalière ($Q_{min,j}$):

La consommation minimale journalière est obtenue en affectant le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) d'un coefficient $K_{min,j}$.

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

4/ Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$):

La consommation maximale journalière est obtenue en affectant le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) d'un coefficient $K_{max,j}$.

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots(II-5)$$

Tableau II-4-4-1.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à l'horizon actuel.

centres	Horizon actuel 2012							
	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$ (m^3/j)	$Q_{min,j}$	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
EI TOUAMA	66,99	0,78	1,2	80,39	0,93	0,7	46,89	0,54
BOUMEROUANE	68,31	0,79	1,2	81,97	0,95	0,7	47,82	0,55
TIHAMMAMINE	221,595	2,56	1,2	265,91	3,08	0,7	155,12	1,80
OULED AHMED	213,84	2,48	1,2	256,61	2,97	0,7	149,69	1,73
OULED HAMA	169,455	1,96	1,2	203,35	2,35	0,7	118,62	1,37
BRAHMIA	71,445	0,83	1,2	85,73	0,99	0,7	50,01	0,58
EL MESSRAH	73,755	0,85	1,2	88,51	1,02	0,7	51,63	0,60
EL MERDJA	17,82	0,21	1,2	21,38	0,25	0,7	12,47	0,14
TOTAL	903,21	10,45	1,2	1083,852	12,54	0,7	632,25	7,32

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-4-2.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à court terme.

centres	Horizon de 2015							
	Q _{moyJ}		K _{maxj}	Q _{maxj}		K _{minj} (m ³ /j)	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
EI TOUAMA	71,115	0,823	1,2	85,338	0,988	0,7	49,781	0,56
BOUMEROUANE	72,435	0,838	1,2	86,922	1,006	0,7	50,705	0,58
TIHAMMAMINE	235,125	2,721	1,2	282,15	3,266	0,7	164,588	1,90
OULED AHMED	226,875	2,626	1,2	272,25	3,151	0,7	158,813	1,83
OULED HAMA	179,85	2,082	1,2	215,82	2,498	0,7	125,895	1,45
BRAHMIA	75,9	0,878	1,2	91,08	1,054	0,7	53,13	0,61
EL MESSRAH	78,21	0,905	1,2	93,852	1,086	0,7	54,747	0,63
EL MERDJA	18,975	0,22	1,2	22,77	0,264	0,7	13,283	0,15
TOTAL	958,485	11,094	1,2	1150,182	13,312	0,7	670,94	7,76

Tableau II-4-4-3.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à court terme.

centres	Horizon de 2020							
	Q _{moyJ}		K _{maxj}	Q _{maxj}		K _{minj} (m ³ /j)	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
EI TOUAMA	78,54	0,91	1,2	94,24	1,09	0,7	54,98	0,63
BOUMEROUANE	80,02	0,92	1,2	96,03	1,11	0,7	56,02	0,64
TIHAMMAMINE	259,71	3,00	1,2	311,65	3,60	0,7	181,80	2,10
OULED AHMED	250,47	2,89	1,2	300,56	3,48	0,7	175,33	2,02
OULED HAMA	198,49	2,29	1,2	238,19	2,76	0,7	138,95	1,60
BRAHMIA	83,65	0,96	1,2	100,38	1,16	0,7	58,56	0,67
EL MESSRAH	86,46	1,00	1,2	103,75	1,20	0,7	60,52	0,70
EL MERDJA	20,95	0,24	1,2	25,14	0,29	0,7	14,67	0,17
TOTAL	1058,31	12,25	1,2	1269,97	14,69	0,7	740,81	8,57

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-4-4.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centres de la commune d'EL ACH à moyen terme.

centres	Horizon de 2025							
	Q _{moyJ}		K _{maxj}	Q _{maxj}		K _{minj} (m ³ /j)	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
EI TOUAMA	86,62	1,00	1,2	103,95	1,20	0,7	60,63	0,70
BOUMEROUANE	88,44	1,02	1,2	106,12	1,22	0,7	61,90	0,71
TIHAMMAMINE	286,60	3,31	1,2	343,92	3,98	0,7	200,62	2,32
OULED AHMED	276,70	3,20	1,2	332,04	3,84	0,7	193,69	2,24
OULED HAMA	219,28	2,53	1,2	263,14	3,04	0,7	153,50	1,77
BRAHMIA	92,4	1,06	1,2	110,88	1,28	0,7	64,68	0,74
EL MESSRAH	95,37	1,10	1,2	114,44	1,32	0,7	66,75	0,77
EL MERDJA	23,10	0,26	1,2	27,72	0,32	0,7	16,17	0,18
TOTAL	1168,36	13,52	1,2	1402,03	16,22	0,7	817,85	9,46

Tableau II-4-4-5.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à moyen terme.

centres	Horizon de 2030							
	Q _{MOYJ}		K _{maxj}	Q _{maxj}		K _{minj} (m ³ /j)	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
EI TOUAMA	95,7	1,10	1,2	114,84	1,32	0,7	66,99	0,77
BOUMEROUANE	97,51	1,12	1,2	117,01	1,35	0,7	68,26	0,79
TIHAMMAMINE	316,47	3,66	1,2	379,76	4,39	0,7	221,53	2,56
OULED AHMED	305,41	3,53	1,2	366,49	4,24	0,7	213,79	2,47
OULED HAMA	242,05	2,80	1,2	290,46	3,36	0,7	169,43	1,96
BRAHMIA	101,97	1,18	1,2	122,36	1,41	0,7	71,38	0,82
EL MESSRAH	105,27	1,21	1,2	126,32	1,46	0,7	73,69	0,85
EL MERDJA	25,41	0,29	1,2	30,49	0,35	0,7	17,78	0,20
TOTAL	1289,97	14,93	1,2	1547,96	17,91	0,7	902,97	10,45

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-4-4-6.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à long terme.

centres	Horizon de 2035							
	Q _{moyJ}		K _{maxj}	Q _{maxj}		K _{minj} (m ³ /j)	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
EI TOUAMA	105,6	1,22	1,2	126,72	1,46	0,7	73,92	0,85
BOUMEROUANE	107,74	1,24	1,2	129,29	1,496	0,7	75,42	0,87
TIHAMMAMINE	349,47	4,04	1,2	419,36	4,85	0,7	244,62	2,83
OULED AHMED	337,26	3,90	1,2	404,71	4,68	0,7	236,08	2,73
OULED HAMA	267,13	3,09	1,2	320,56	3,71	0,7	186,99	2,16
BRAHMIA	112,69	1,30	1,2	135,23	1,56	0,7	78,88	0,91
EL MESSRAH	116,32	1,34	1,2	139,59	1,61	0,7	81,42	0,94
EL MERDJA	28,05	0,32	1,2	33,66	0,39	0,7	19,63	0,23
TOTAL	1424,28	16,48	1,2	1709,13	19,78	0,7	996,99	11,54

Tableau II-4-4-7.débits moyens, maximums et minimums journaliers des (08) centre de la commune d'EL ACH à long terme.

centres	Horizon de 2040							
	Q _{moyJ}		K _{maxj}	Q _{maxj}		K _{minj} (m ³ /j)	Q _{minj}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s
EI TOUAMA	116,65	1,35	1,2	139,98	1,62	0,7	81,65	0,94
BOUMEROUANE	118,96	1,37	1,2	142,78	1,65	0,7	83,26	0,96
TIHAMMAMINE	385,77	4,46	1,2	462,92	5,35	0,7	270,03	3,12
OULED AHMED	372,24	4,30	1,2	446,68	5,17	0,7	260,56	3,01
OULED HAMA	295,02	3,41	1,2	354,02	4,09	0,7	206,51	2,39
BRAHMIA	124,41	1,44	1,2	149,29	1,72	0,7	87,08	1,00
EL MESSRAH	128,37	1,48	1,2	154,04	1,78	0,7	89,85	1,04
EL MERDJA	31,02	0,35	1,2	37,22	0,43	0,7	21,71	0,25
TOTAL	1572,45	18,20	1,2	1886,94	21,80	0,7	1100,71	12,70

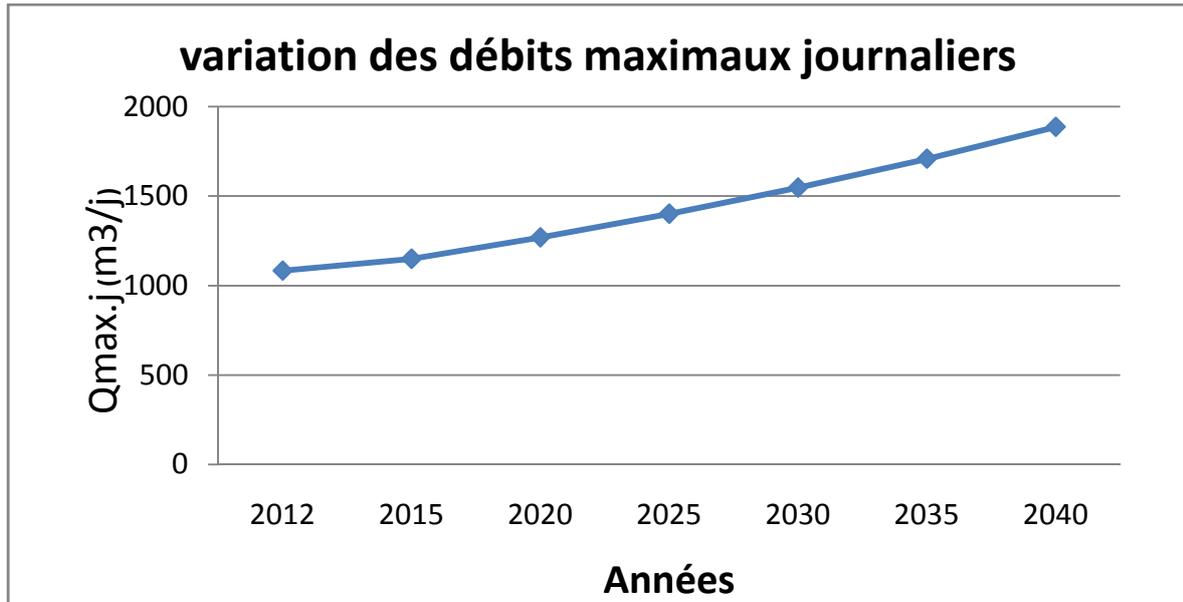


Figure (II-4) : variation des débits maximaux journaliers.

Les résultats des calculs des besoins en eau sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II-5-1.Centre d'EL TOUAMA.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	707
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	106,05
		l/s	1,23
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	10,60
		l/s	0,12
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	126,65
		l/s	1,40
6	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	81,65
		l/s	0,94
7	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	139,98
		l/s	1,62

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-5-2.Centre de BOUMEROUANE.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	727
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	108,18
		l/s	1,25
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	10,81
		l/s	0,13
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	116,18
		l/s	1,34
6	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	83,27
		l/s	0,96
7	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	142,75
		l/s	1,65

Tableau II-5-3.Centre de TIHAMMAMINE.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	2338
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	350,70
		l/s	4,06
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	35,07
		l/s	0,40
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	385,77
		l/s	4,46
6	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	270,03
		l/s	3,125
7	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	462,92
		l/s	5,35

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-5-4.Centre d'OULED AHMED.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	2256
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m^3/j	338,4
		l/s	3,92
4	Besoins des équipements 10%	m^3/j	33,84
		l/s	0,39
5	Débit moyen journalier (Q_{moyj})	m^3/j	372,24
		l/s	4,31
6	Débit minimal journalier (Q_{minj})	m^3/j	260,56
		l/s	3,016
7	Débit maximal journalier (Q_{maxj})	m^3/j	446,69
		l/s	5,17

Tableau II-5-5.Centre d'OULED HAMA.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	1788
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m^3/j	268,20
		l/s	3,92
4	Besoins des équipements 10%	m^3/j	26,82
		l/s	0,31
5	Débit moyen journalier (Q_{moyj})	m^3/j	295,02
		l/s	3,41
6	Débit minimal journalier (Q_{minj})	m^3/j	206,51
		l/s	2,39
7	Débit maximal journalier (Q_{maxj})	m^3/j	354,02
		l/s	4,09

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-5-6.Centre de BRAHMIA.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	754
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	113,1
		l/s	1,31
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	11,31
		l/s	0,13
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	124,41
		l/s	1,44
6	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	87,087
		l/s	1,01
7	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	149,29
		l/s	1,73

Tableau II-5-7.Centre d'EL MESRAH.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	778
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m ³ /j	116,7
		l/s	1,35
4	Besoins des équipements 10%	m ³ /j	11,67
		l/s	0,14
5	Débit moyen journalier (Q _{moyj})	m ³ /j	128,37
		l/s	1,49
6	Débit minimal journalier (Q _{minj})	m ³ /j	89,86
		l/s	1,04
7	Débit maximal journalier (Q _{maxj})	m ³ /j	154,04
		l/s	1,78

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II-5-8.Centre d'EL MERDJA.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	188
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m^3/j	28,20
		l/s	0,33
4	Besoins des équipements 10%	m^3/j	2,82
		l/s	0,03
5	Débit moyen journalier (Q_{moyj})	m^3/j	31,02
		l/s	0,36
6	Débit minimal journalier (Q_{minj})	m^3/j	21,74
		l/s	0,25
7	Débit maximal journalier (Q_{maxj})	m^3/j	37,22
		l/s	0,43

Tableau II-5-9. Les (08) Centres de la commune d'EL ACH.

N°	DÉNOMINATION	UNITÉ	HORIZON 2040
1	Population	habitants	9530
2	Dotation en eau	l/j/habitant	150
3	Besoins domestique en eau	m^3/j	1429,95
		l/s	16,55
4	Besoins des équipements 10%	m^3/j	142,995
		l/s	1,66
5	Débit moyen journalier (Q_{moyj})	m^3/j	1572,45
		l/s	18,20
6	Débit minimal journalier (Q_{minj})	m^3/j	1100,72
		l/s	12,74
7	Débit maximal journalier (Q_{maxj})	m^3/j	1886,94
		l/s	21,84

Conclusion

D'après l'évaluation des besoins en eaux des (08) centres de la commune d'EL ACH, on a constaté que le débit maximum journalier caractérisant la consommation total des (08) centres à l'horizon de calcul **2040** :

$$Q_{max,j} = 1886,94 \text{ m}^3/j$$

On a besoin de faire un bilan entre la production actuelle d'eau et les besoins en eaux pour différents horizons de calcul, qui sera le but du chapitre prochain.

INTRODUCTION

Les centres de la commune d'EL ACH, connaissent actuellement divers problèmes relatifs à son alimentation en eau potable, qui touchent directement la vie quotidienne du citoyen.

Pour cela nous faisons une comparaison entre les besoins en eau des agglomérations des (08) centres et les ressources disponibles pour différents horizons (actuel, à court terme, à moyen terme, à long terme).

III-1 : Analyse des ressources en eaux existants

Pour l'horizon actuel

Les forages existants donnent des faibles débits, et il y a des forages à l'état sec.

Les besoins en eaux pour cet horizon est de : $1083,85 \text{ m}^3$ par jour.

Les forages donnent un volume de : **$313,20 \text{ m}^3$** par jour.

Donc d'après la comparaison entre les deux valeurs on constate que il y a un **déficit** de : **$770,65 \text{ m}^3$** pour l'horizon actuel.

a) À court terme

Les forages existants donnent des faibles débits, et il y a des forages à l'état sec.

Les besoins en eaux pour cet horizon est de :

Pour l'année **2015** : $1150,13 \text{ m}^3$ par jour

Pour l'année **2020** : $1269,97 \text{ m}^3$ par jour

Les forages donnent un volume de : **$313,20 \text{ m}^3$** par jour.

Donc d'après la comparaison entre les deux valeurs on constate que il y a un **déficit** de : **$836,93 \text{ m}^3$** pour l'horizon 2015, et de **$956,77 \text{ m}^3$** pour l'horizon 2020

b) À moyen terme

Les forages existants donnent des faibles débits, et il y a des forages à l'état sec.

Les besoins en eaux pour cet horizon est de :

Pour l'année **2025** : $1402,04 \text{ m}^3$ par jour.

Pour l'année **2030** : $1547,96 \text{ m}^3$ par jour.

Les forages donnent un volume de : **$313,20 \text{ m}^3$** par jour.

Donc d'après la comparaison entre les deux valeurs on constate que il y a un **déficit** de : **$1088,84 \text{ m}^3$** pour l'horizon 2025, et de **$1234,76 \text{ m}^3$** pour l'horizon 2030.

c) À long terme

Les forages existants donnent des faibles débits, et il y a des forages à l'état sec.

Chapitre III : Positionnement du problème.

Les besoins en eaux pour cet horizon est de :

Pour l'année **2035** : 1709,14 m³ par jour.

Pour l'année **2040** : 1886,94 m³ par jour.

Les forages donnent un volume de : **313,20** m³ par jour.

Donc d'après la comparaison entre les deux valeurs on constate que il y a un **déficit** de : **1395936m³** pour l'horizon 2035, et de **1573,74 m³** pour l'horizon 2040.

Conclusion N°01

D'après la comparaison entre la capacité des ressources existants et les besoins en eau des agglomérations pour différents horizons, on a constaté que le renforcement des (08) centres de la commune d'EL ACH est indispensable.

III-2 : Comparaison entre les besoins en eau et la production (forage d'EL MEDJEZ)

d) CALCUL DU GAIN

Le gain en eau potable est la différence entre la production (le débit d'exploitation du forage d'EL MEDJEZ) de différentes sources alimentant la et le débit maximum journalier tel que :

$$D = Q_{\text{exp}} - Q_{\text{max,j}} \dots\dots\dots \text{(III-1)}$$

Avec :

D : déficit (m³/j) ;

Q_{max,j} : débit maximum journalier (m³/j) ;

Q_{exp} : débit d'exploitation de 30l/s ou 2592 m³/j ;

Tableau III-2.1.le gain en eau potable des (08) centres de la commune d'EL ACH pour différent horizons.

horizon	Population (hab)	Q _{max,j} (m ³ /J)	Q _{exp} (m ³ /J)	Gain	
				(m ³ /J)	(l/s)
2012	5474	1083,85	2592	1508,15	17,45
2015	5809	1150,18	2592	1441,82	16,69
2020	6414	1269,97	2592	1322,03	15,30
2025	7081	1402,04	2592	1189,96	13,77
2030	7818	1547,96	2592	1044,04	12,08
2035	8632	1709,14	2592	882,86	10,22
2040	9530	1886,94	2592	705,06	8,16

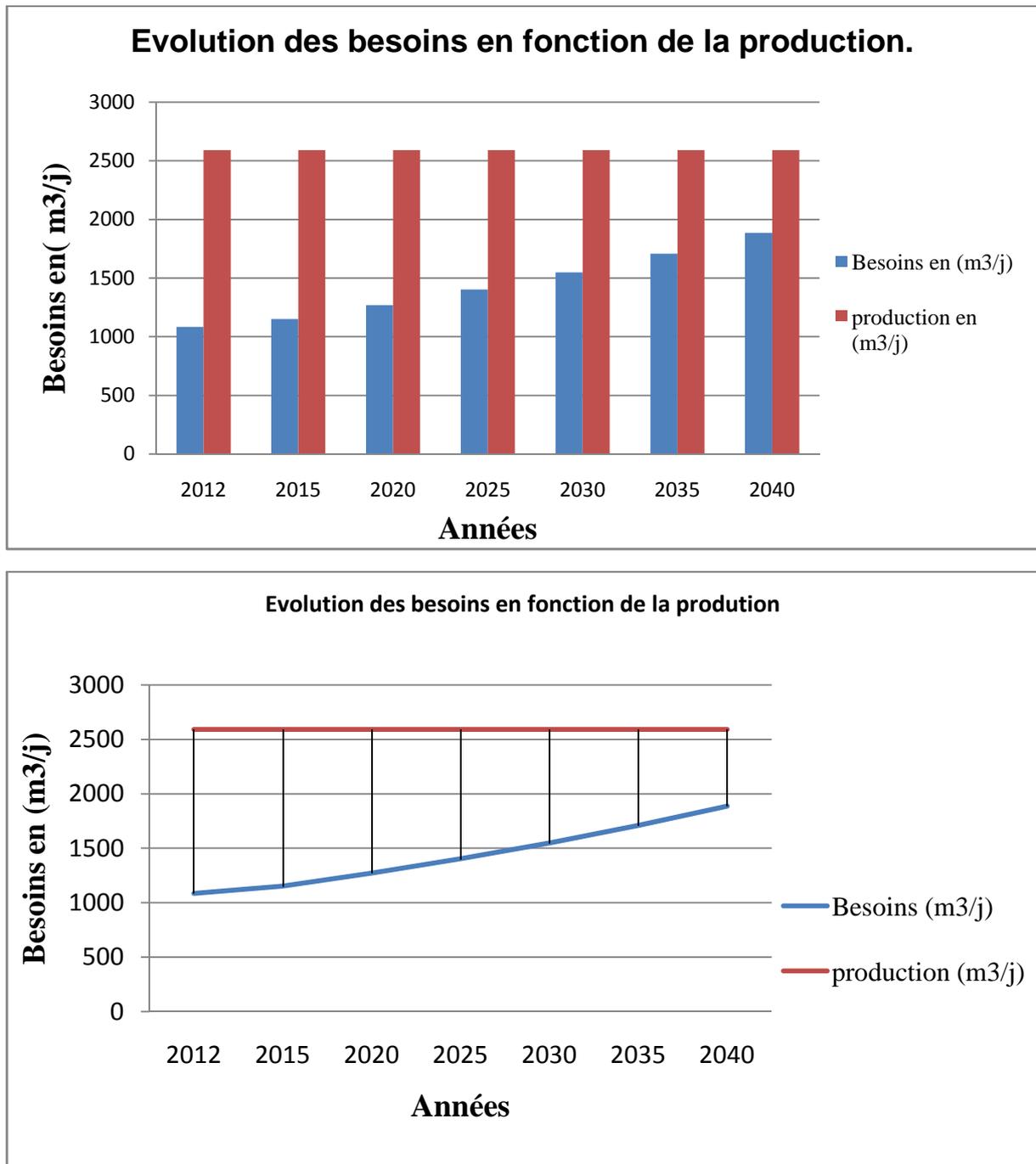


Figure (III-2.1) : évolution des besoins en fonction de la population.

Conclusion

D'après la comparaison entre les besoins en eau et la capacité capable de donner par le forage d'EL MEDJEZ, on a constaté que ce dernier peut satisfaire les besoins en eau des(08) centres de la commune d'El ACH à l'horizon de calcul **2040** avec un gain de **705,06m³**.

Pour combler le déficit en eau potable accusé pour ces centres, on doit lancer une étude globale d'alimentation en eau potable à partir du forage d'EL MEDJEZ avec un débit d'exploitation de **30 l/s**. qui sera le but du chapitre prochain.

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction :

Nous examinerons, à présent, les installations à prévoir pour diriger les eaux vers les réservoirs c.à.d. l'adduction à partir du forage d'EL MEJEDZ vers les (08) centres de la commune d'EL ACH.

IV-1.Etude technique

Choix du tracé.

Le choix du tracé se fait d'après avoir :

- un itinéraire aussi direct que possible,
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles. (traversé rivières, route.....)
- En vue de l'établissement de la conduite de refoulement, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure de possible, de respecter.
- tout d'abord, il importe de rechercher un profile en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

Il est basé sur les reconnaissances du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques.

Après le choix du tracé retenu présente un linéaire total d'environ 28 km:

IV-2.Condition économique

- En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la conduite, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge.
- Pour réduire les frais d'investissement, on doit rechercher le tracé le plus court possible, tout en évitant autant que possible la traverser des obstacles.

IV .3.Proposition des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

IV.3.1.Variante N°01

➤ **Tronçon d'adduction forage d'EL MEDJEZ-réservoir tampon**

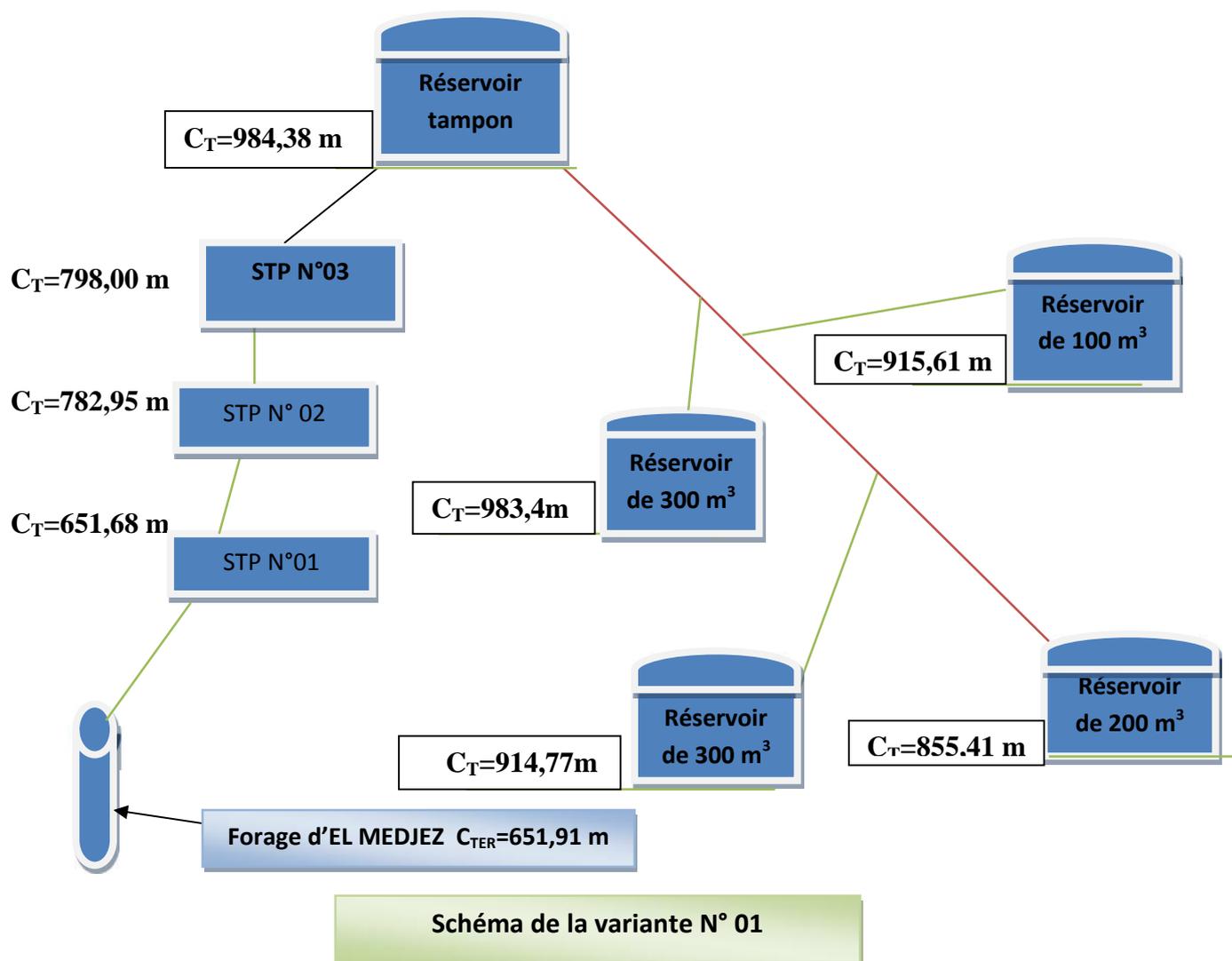
Le tracé de la conduite d'adduction par pompage qui sera projetée débutera du forage d'EL MEDJEZ, station de **reprise N°01** puis station de **reprise N°02** en contournant Douar M'TAOUCHA et en passant par Douar EL ARIKATE jusqu'à la station de **reprise**

Chapitre IV : Etude de l'adduction

N°3, puis vers les hauteurs du centre de TIHAMMAMINE lieu d'implantation du réservoir tampon projeté en traversant KOUDIET THNIET ETORK et RAS BRAIDJAT.

➤ Tronçon d'adduction réservoir tampon – les réservoirs existants et projetés

Le tracé de la conduite d'adduction gravitaire qui sera projetée démarrera du réservoir tampon projetée sur les hauteurs de TIHAMMAMINE, elle se ramifiée vers les réservoirs existants et projetés sur les hauteurs des centres d'OULED AHMED et OULED HAMA en passant par DOUAR EL BRAHMIA et BLED TIMAZRITE, en contournant KOUDITS TAKOUKA et MOULILA.



IV.3.2. Variante N°02

Tronçon d'adduction forage d'EL MEDJEZ-réservoir tampon :

Le tracé de la conduite d'adduction par pompage qui sera projetée débutera du forage d'EL MEDJEZ, station de **reprise N°01** en contournant Douar M'TAOUCHA et en passant par Douar EL ARIKATE jusqu'à la station de **reprise N°02**, puis vers les hauteurs du centre de TIHAMMAMINE lieu d'implantation du réservoir tampon projeté en traversant KOUDIET THNIET ETORK et RAS BRAIDJAT

Chapitre IV : Etude de l'adduction

➤ Tronçon d'adduction réservoir tampon – les réservoirs existants et projetés :

Le tracé de la conduite d'adduction gravitaire qui sera projetée démarrera du réservoir tampon projetée sur les hauteurs de TIHAMMAMINE, elle se ramifie vers les réservoirs existants et projetés sur les hauteurs des centres d'OULED AHMED et OULED HAMA en passant par DOUAR EL BRAHMIA et BLED TIMAZRITE, en contournant KOUDITS TAKOUKA et MOULILA.

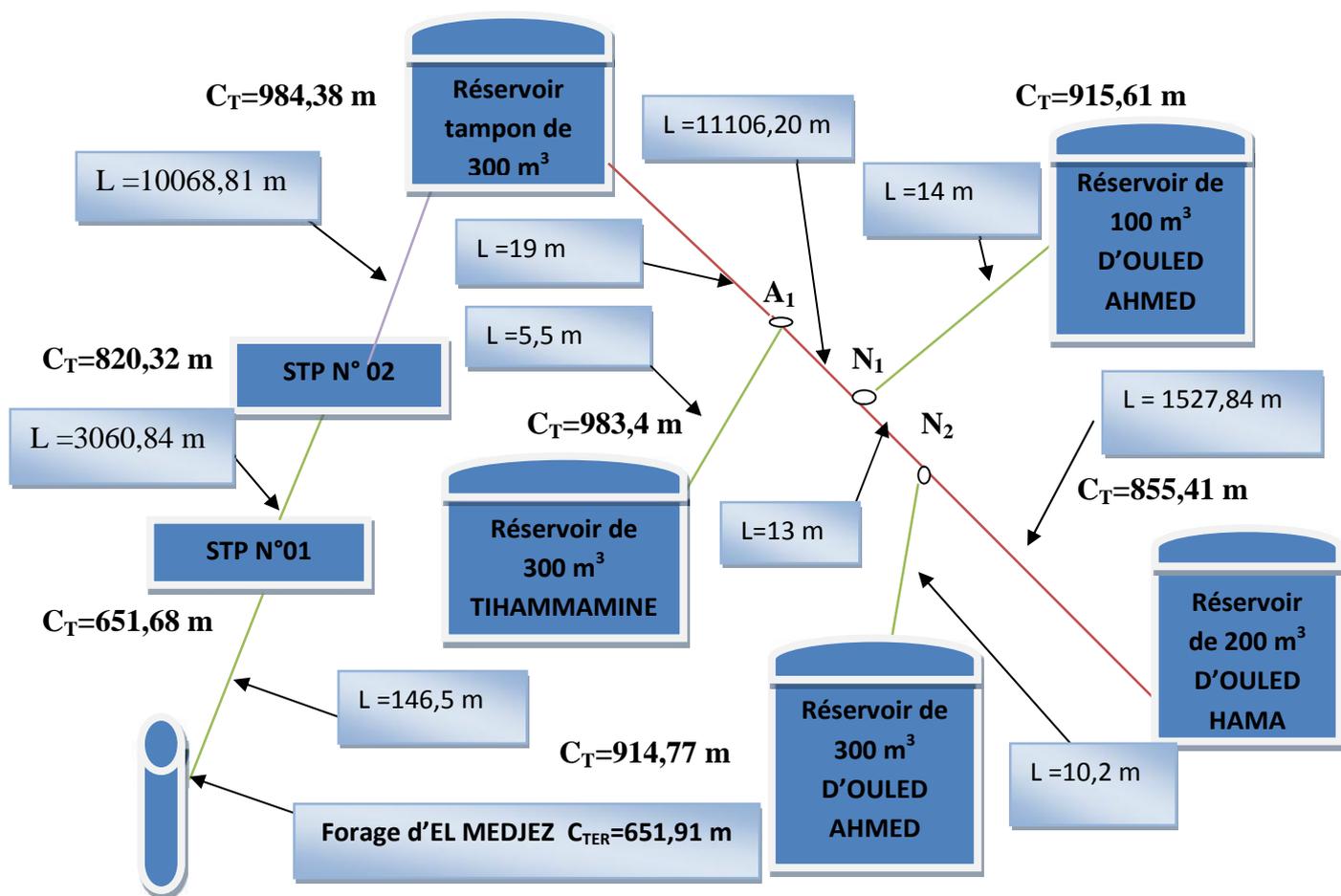


Schéma de la variante N° 02

Conclusion

La différence entre les deux variantes, pour la première variante trois stations de pompes projetées, et pour la deuxième variante deux stations de pompes projetées.

On opte pour la variante N°02 parce qu'elle est plus économique que la première variante.

IV-4.Types d'adduction

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet (terrain très accidenté).

*longueur des adductions par refoulement 13,13 km.

Chapitre IV : Etude de l'adduction

*longueur des adductions gravitaire 12,70 km vers les (08) centres de la commune d'EL ACH.

D'après ce qui précède, il s'avère que le nombre d'obstacles et de singularités à franchir est très important.

IV-5. Choix de type des conduites

Les critères à respecter pour faire le choix du matériau des conduites sont:

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service
- De prix de la fourniture et de transport
- La disponibilité sur le marché (surtout local) ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer; L'acier- la fonte - le béton le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD.

Notre choix s'est porté sur les conduites en **PEHD de PN 16 bars** pour l'adduction principale à partir du forage d'EL MEDJEZ vers le réservoir tampon et l'adduction secondaire à partir de ce dernier vers les réservoirs de distribution des (08) centres de la commune d'EL ACH pour les raisons suivantes:

IV-5-1-Assemblage des diamètres

L'assemblage pour le PEHD se fait par deux techniques :

a) Electro soudage

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qu'après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieure de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

- Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

- La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

b) Soudage bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour :

- assembler les tubes et raccords en **PEHD** d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

- Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.

- Le soudage bout à bout ne peut être effectuée qu'à partir du diamètre 90 mm

IV-6. Calcul des conduites

Les paramètres qui interviennent dans le calcul des conduites sont:

- Le débit Q , Le diamètre D , La vitesse V , Les pertes de charge H

IV- 6-1: Etude technico-économique de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fait après la recherche d'un diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

1) Choix de la gamme des diamètres

Pour obtenir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on en cite :

- **La formule de BONNIN**

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

- **La formule de BRESS**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Q: débit à élever en (m³/s).

D : diamètre de la conduite (m).

On impose une gamme des diamètres normalisés (disponible sur le marché) au voisinage de diamètre économique calculé.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale

2) Calcul des pertes de charge

1/ pertes de charge linéaires

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

- diamètre D de la conduite en (m);
- débit Q en (m³/s);
- la rugosité absolue () exprimée en mm;
- la longueur du tronçon L en (m).

Chapitre IV : Etude de l'adduction

$$\Delta H_i = \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g} = I * L \dots\dots\dots \text{(IV-3)}$$

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

 : coefficient de frottement

-Le coefficient est obtenu par la formule suivante :

$$\epsilon = (1,14 - 0,86Ln \frac{V}{D})^{-2} \dots\dots\dots \text{(IV-4) (Formule de Nikuradzé)}$$

v: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots \text{(IV-5)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: v=0.01 Stocks = **10⁻⁶ m²/s**

On prend la rugosité pour le **PEHD** : = **0,015 mm**.

2/ Pertes de charge singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de **5% à 10%** des pertes de charge linaires (on prend **10%** dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \dots\dots\dots \text{(IV-6)}$$

(Les différentes singularités du réseau sont indiquées dans les profils en long)

3/ Pertes de charge totales (H_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \dots\dots \text{(IV-7)} \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

4) Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est donnée par :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots \text{(IV-8)}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Hg: la hauteur géométrique

H_a : pertes de charge à l'aspiration

H_r : pertes de charge au refoulement

5) Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad \dots\dots \quad \text{(IV-9)}$$

η : rendement de la pompe en (%) (**η=82%**)

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

g: pesanteur (**9.81 m/s²**)

5) Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad \dots\dots \quad \text{(IV-10)}$$

t: le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas **t =20 h**

P: puissance de la pompe en (**kW**)

6) Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad (\text{DA}) \quad \dots\dots \quad \text{(IV-11)}$$

E: énergie consommée par la pompe en (**Kwh**)

e: prix unitaire d'un (Kwh) imposé par la SONELGAZ. (**e=4,67DA**)

7) Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la conduite, on doit tenir compte de l'anuité (A) d'amortissement.

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad (\text{DA}) \quad \dots\dots \quad \text{(VI-12)}$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \dots\dots \quad \text{(VI-13)}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction

i : Taux d'annuité annuel, **i = 8 %**

n : nombre d'années d'amortissement, **n = 28 ans**

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{28} - 1} + 0,08 = 0,0905 = 9,05 \%$$

Donc l'annuité d'amortissement est : **A = 9.05 %**

IV-6.2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

a) conduite d'adduction par pompage (forage –bâché de la station de reprise N°01).

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 1886,94 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{1886,94}{20 * 3600} = 0,0262075 \text{ m}^3/\text{s}$$

-L = 146, 5 m

-Hg = 38, 77 m

-D_{ec Bonnin} = 0,16189 m

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

- **Tableau IV.6.2.1: Calcul de la HMT de la conduite d'adduction par pompage (forage –bâche de la station de reprise N°01).**

Diamètre en (mm)	V (m/s)		I (m/m)	L (m)	H _t (m)	HMT(m)
110	2,76	0,01293	0,0456	146,50	7,35	46,12
125	2,14	0,01261	0,0235	146,50	3,78	42,55
160	1,30	0,01203	0,0065	146,50	1,05	39,82
200	0,83	0,01154	0,0020	146,50	0,33	39,10
250	0,53	0,01108	0,0006	146,50	0,10	38,87
315	0,34	0,01063	0,0002	146,50	0,03	38,80
400	0,21	0,01019	0,0001	146,50	0,01	38,78

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.6.2.2 : Calcul des frais d'amortissement de la conduite d'adduction par pompage (forage –bâche de la station de reprise N°01).

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	885,91	146,46	11742,40
125	1132,44	146,46	15010,07
160	1825,20	146,46	24192,35
200	2892,24	146,46	38335,57
250	4463,55	146,46	59162,70
315	6844,50	146,46	90721,31
400	10904,40	146,46	144533,78

Tableau IV.6.2.3 : Calcul des frais d'exploitation de la conduite d'adduction par pompage (forage –bâche de la station de reprise N°01).

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
110	14,46	105558,57	492958,52
125	13,34	97395,89	454838,82
160	12,48	91140,27	425625,09
200	12,25	89491,62	417925,87
250	12,18	88973,63	415506,89
315	12,16	88807,73	414732,10
400	12,15	88756,76	414494,11

- **Tableau IV.6.2.4: Bilan de la conduite d'adduction par pompage (forage –bâche de la station de reprise N°01).**

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
110	492958,53	11742,40	504700,93
125	454838,82	15010,07	469848,89
160	425625,09	24192,35	449817,44
200	417925,87	38335,57	456261,44
250	415506,89	59162,70	474669,59
315	414732,10	90721,31	505453,41
400	414494,11	144533,78	559027,90

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Le diamètre économique est de **160 mm**, avec une vitesse de **V = 1,30 m/s**.

b) conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02.

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 1886,94 m³/j .

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{1886,94}{20 * 3600} = 0,0262075 \text{ m}^3/\text{s}$$

-L = 3060,84 m

-Hg = 168,64 m

-D_{ec Bonnini} = 0,16189 m

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

Tableau IV.6.2.5: Calcul de la HMT de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02.

Diamètre en (mm)	V (m/s)		I (m/m)	L (m)	H _t (m)	HMT(m)
110	2,75	0,012	0,045	3060,84	153,56	322,20
125	2,13	0,012	0,023	3060,84	79,05	247,69
160	1,30	0,012	0,006	3060,84	21,94	190,58
200	0,83	0,011	0,002	3060,84	6,89	175,54
250	0,53	0,011	0,0006	3060,84	2,17	170,81
315	0,33	0,010	0,0001	3060,84	0,65	169,29
400	0,21	0,010	5,655E-05	3060,84	0,19	168,83

Tableau IV.6.2.6: Calcul des frais d'amortissement de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	885,91	3060,84	245402,40
125	1132,44	3060,84	313692,69
160	1825,2	3060,84	505591,39
200	2892,24	3060,84	801167,89
250	4463,55	3060,84	1236430,22
315	6844,50	3060,84	1895967,70
400	10904,40	3060,84	3020584,44

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.6.2.7: Calcul des frais d'exploitation de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
110	101,021521	737457,10	3443924,67
125	77,6593711	566913,41	2647485,62
160	59,7553609	436214,13	2037120,01
200	55,036799	401768,63	1876259,52
250	53,5542947	390946,35	1825719,46
315	53,0794526	387480,00	1809531,62
400	52,9335992	386415,27	1804559,33

Tableau IV.6.2.8: Bilan de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-bâche de la station de reprise N°02.

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
110	3443924,67	245402,40	3689327,07
125	2647485,62	313692,69	2961178,32
160	2037120,01	505591,38	2542711,4
200	1876259,52	801167,89	2677427,41
250	1825719,46	1236430,22	3062149,68
315	1809531,62	1895967,70	3705499,32
400	1804559,33	3020584,44	4825143,77

Le diamètre économique est de **160 mm**, avec une vitesse de **V = 1,30m/s**.

c) **conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampom.**

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 1886,94 m³/j .

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{1886,94}{20 * 3600} = 0,0262075 \text{ m}^3/\text{s}$$

-L = 10068,81 m

-Hg = 164,06 m

-Dc_{Bonnin} = 0,16189m

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

Chapitre IV : Etude de l'adduction

d) **Tableau IV.6.2.9: Calcul de la HMT de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°01-réservoir tampon.**

Diamètre en (mm)	V (m/s)		I (m/m)	L (m)	H _t (m)	HMT(m)
110	2,76	0,0129	0,045	10068,81	505,16	669,22
125	2,14	0,0126	0,023	10068,81	260,05	424,11
160	1,30	0,0120	0,006	10068,81	72,20	236,26
200	0,83	0,0115	0,0020	10068,81	22,69	186,75
250	0,53	0,0110	0,0006	10068,81	7,14	171,20
315	0,34	0,0106	0,00019	10068,81	2,16	166,22
400	0,21	0,01019	$5,65 \cdot 10^{-5}$	10068,81	0,63	164,69

Tableau IV.6.2.10: Calcul des frais d'amortissement de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	885,91	10068,81	807265,382
125	1132,44	10068,81	1031910,25
160	1825,2	10068,81	1663172,08
200	2892,24	10068,81	2635488,06
250	4463,55	10068,81	4067308,64
315	6844,5	10068,81	6236895,29
400	10904,4	10068,81	9936387,02

e) **Tableau IV.6.2.11: Calcul des frais d'exploitation de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.**

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
110	209,822308	1531702,85	7153052,31
125	132,971167	970689,522	4533120,07
160	74,0748913	540746,706	2525287,12
200	58,5529086	427436,233	1996127,21
250	53,6761257	391835,718	1829872,8
315	52,1141055	380432,97	1776621,97
400	51,6343115	376930,474	1760265,31

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.6.2.12: Bilan de la conduite d'adduction par pompage station de reprise N°02-réservoir tampon.

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
110	7153052,31	807265,382	7960317,69
125	4533120,07	1031910,25	5565030,32
160	2525287,12	1663172,08	4188459,2
200	1996127,21	2635488,06	4631615,27
250	1829872,8	4067308,64	5897181,44
315	1776621,97	6236895,29	8013517,26
400	1760265,31	9936387,02	11696652,30

Le diamètre économique est de **160 mm**, avec une vitesse de **V = 1,30 m/s**.

IV .7. CALCUL DES DIAMETRES AVANTAGEUX DE LA CONDUITE GRAVITAIRE.

IV .7.1. Détermination des diamètres avantageux de la conduite principale.

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^5}{D_{av}^m} \dots\dots (IV-14)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_v} \dots\dots (IV-15)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées **5% à 10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m). ; ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

Chapitre IV : Etude de l'adduction

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

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et S sont donnés dans le tableau IV-

Tableau IV-7.1: Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.

Tuyau	K'	m	S
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^S}{\Delta H_t}} \quad \dots\dots (IV-16)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $S = 2$; $m = 4,772$

IV.7.1.1. Calcul des longueurs des différents tronçons.

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-7.1.1: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Longueur équivalente (m)
Réservoir tampon- Nœud A ₁	19,00	0,02	20,90
Nœud A ₁ - réservoir de 300m ³ (Tihammamine)	5,5	0,0071	6,05
Nœud A ₁ - Nœud N°01	11106,20	0,015	12215,50
Nœud N°01- réservoir existant de 100m ³ (Ouled Ahmed)	14	0,0027	15,40
Nœud N°01- Nœud N°02	13	0,012	13,20
Nœud N°02-réservoir existant 200m ³ (Ouled Hama)	1527,84	0,0041	1683
Nœud N°02-réservoir projeté 300m ³ (Ouled Ahmed)	10,20	0,008	11,22

Chapitre IV : Etude de l'adduction

IV.7.1.2. Les caractéristiques des différents points.

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

Tableau IV-7.1.2: Les côtes de terrain des différents points de l'adduction.

point	Cote de terrain naturel (m)
Réservoir tampon de 200m ³	984,38
Nœud A ₁	983,91
Nœud N°1	915,62
Nœud N°2	915,38
Réservoir projeté de 300 m ³ (Tihammamine)	983,07
Réservoir projeté de 300 m ³ (Ouled Ahmed)	914,77
Réservoir existant 100 m ³ (Ouled Ahmed)	915,61
Réservoir existant 200 m ³ (Ouled Hama)	855,41

IV.7.1.3. Calcul de la charge disponible.

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas le réservoir existant d'OULED HAMA est le point le plus défavorable.

DONC :

$$H_{\text{disponible}} = C_{\text{tp reservoir tampon}} - C_{\text{tp}} = (984,38) - (855,39+5) = 123,99 \text{ m}$$

IV.7.1.4. Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I_1 = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{123,99}{12666} = 0,010 \text{ m/m}$$

IV.7.1.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

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

Avec

$$\Delta H_i = J * L_{eq.i}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Dans notre cas, on prend : : $K' = 0,001052$; $S = 2$; $m = 4,772$ (matériau : PEHD).

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

IV.7.1.6. La vitesse d'écoulement.

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{f * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{f * D^2} \quad \dots\dots\dots \quad \text{(IV-17)}$$

Avec :

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

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV-7.1.5: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

Tançons	Débit (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalent (m)	J(m/m)	ΔH_i	D _{calculé}
Réservoir tampon- Nœud A ₁	0,022	19,00	20,90	0,010	0,21	125,50
Nœud A ₁ - réservoir 300m ³ (Tihammamine)	0,0071	5,50	6,05	0,010	0,06	78,06
Nœud A ₁ - Nœud N°01	0,015	11106,20	12216,82	0,010	122,17	106,11
Nœud N°01- réservoir existant de 100m ³ (Ouled Ahmed)	0,0027	14	15,40	0,010	0,15	51,76
Nœud N°01- Nœud N°02	0,012	13	14,30	0,010	0,14	97,49
Nœud N°02-réservoir existant 200m ³ (Ouled Hama)	0,0041	1527,84	1680,24	0,010	16,80	61,86
Nœud N°02-réservoir 300m ³ (Ouled Ahmed)	0,008	10,20	11,22	0,010	0,11	82,03

IV.7.1.6. Normalisation des diamètres avantageux :

D'après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-7.1.6 : Diamètres normalisé pour les tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	H _i (m)	Vitesse (m/s)
Réservoir tampon- Nœud A ₁	0,022	125	0,214	1,78
Nœud A ₁ - réservoir 300m ³ (Tihammamine)	0,0071	75	0,08	1,6
Nœud A ₁ - Nœud N°01	0,015	110	104,96	1,55
Nœud N°01- réservoir existant de 100m ³ (Ouled Ahmed)	0,0027	50	0,19	1,35
Nœud N°01- Nœud N°02	0,012	110	0,08	1,27
Nœud N°02-réservoir existant 200m ³ (Ouled Hama)	0,0041	63	16,45	1,31
Nœud N°02-réservoir 300m ³ (Ouled Ahmed)	0,008	90	0,08	1,26

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV-7.2.6: Pressions pour différents points de l'adduction.

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (bar)
2	Nœud A ₁	987,14	983,59	3,55
3	Nœud N°1	929,66	915,75	13,91
4	Nœud N°2	929,58	915,5	14,08

Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

-L'adduction par refoulement constituée de deux stations de pompage, La première conduite de refoulement à une longueur de **3060,84 m** et un diamètre de **160 mm**, La deuxième à une longueur de **10068,81 m** et un diamètre de **160 mm**, -L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de **12695,74m** et des diamètres de **125 mm, 75 mm, 50 mm, 110 mm, 63 mm et 90 mm.**

Introduction

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement des stations de pompage : le choix des pompes, la définition des ouvrages et des appareillages, choix du mode de fonctionnement et la protection de l'installation.

V-1-Exigences principales soumises à la station de pompage

Tout projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets – types.
- Eviter les zones instables (sismiques et inondables),

V-2-Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement et le type de la station de pompage sont établis suivant des principaux techniques et économiques :

1. Assurant l'accès des engins, des voitures, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation)
2. Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.
3. Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
4. Prévoir de la verdure autour de la station.
5. La station de pompage doit être située au mieux :

Par rapport :

Aux besoins à satisfaire

- à la ressource en eau.
- aux contraintes liées à la nature de la ressource en eau.
- Et notamment : (des plus basses eaux, des plus hautes eaux).

V-3-Type de bâtiment de la station

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- Appareillage électrique.
- Locaux de personnel, etc.....

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

Chapitre V : Etude de pompage

- Mode de raccordement prise d'eau- station de refoulement.
- Le but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou irrigation)
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- Condition de (climat, relief, géologie,) de la région.
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires.

D'après ces conditions, on distingue les types des bâtiments suivants :

- ✓ Bâtiment type bloc.
- ✓ Bâtiment type bache sèche.
- ✓ Bâtiment type bache mouillée- pompe submersible.
- ✓ Bâtiment type enterrés.
- ✓ Bâtiment type semi enterrée.

V-4-Les pompes

V-4-1. Critère de choix des pompes

Les critères de choix du type des pompes sont :

- ❖ Nombre de pompes n minimal
- ❖ Assurer le débit appelé Q_{app} et la HMT ;
- ❖ Meilleur rendement ;
- ❖ Vérifier la condition de non cavitation (anticavitationnelle),
- ❖ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ❖ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ❖ Puissance absorbé minimal ;
- ❖ Devient répondre a la construction de bâtiment la plus économiques.
- ❖ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimal

V-4-2. Association des pompes

- ❖ **Pompes en parallèle** : Lorsque l'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée.
- ❖ **Pompes en série** : Lorsque les pompes sont en série, il faut ajouter la hauteur manométrique. On retrouve ce cas dans les pompes multicellulaires.

Pour le choix du type de pompe dans notre cas, on utilise un logiciel de (**caprari**).

V-4-4. Choix de nombre de pompe secours

D'après le choix du nombre de pompe. On détermine le nombre de pompe secours.

Les intervalles de nombre de pompe :

Chapitre V : Etude de pompage

Si :

- Nombre de pompe $n = 4$ → une pompe de secours.
- Nombre de pompe $4 < n < 6$ → 2 pompes de secours.
- Nombre de pompe $6 < n$ → 3 pompes de secours.

V-4-a. Pompe du forage

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-4-a: *Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres.*

n	Q Appel é (l/s)	HMT Appel é (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	26,21	39,77	E9S50/3Q+MC620	2900	39,9	77,8	3Q	15	4,47	125
2	26,21	39,77	E6S64/4A+MC610	2900	39,8	74,7	/4A(1)	13,5	4	125
3	8,74	39,77	E6S50/4A+MC67	2900	40,8	71,3	/4A(1)	5,5	3,45	141

A partir du tableau (V-1-a), on déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, nombre de pompe minimale.

Donc : on prend une pompe principale de type : **E9S50/3Q+MC620** et une pompe de secours identique.

1) Pompe :(E9S50/3Q+MC620)

- Pompe immergée semi-axiale.
- Corps d'aspiration, de refoulement et diffuseurs : en fonte.
- Roues : en fonte, bloquées sur l'arbre par des douilles coniques en acier inoxydable.
- Arbre : en acier inoxydable, guidé aux extrémités et au niveau de chaque diffuseur par des paliers protégés contre la pénétration de sable.
- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice à bride, doté de contre-bride.
- Peinture : homologuée pour eau potable.

2) Moteur électrique :

- Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.
- Rotor en court-circuit.

Chapitre V : Etude de pompage

-Stator : rebobinable, en fil de cuivre revêtu par une gaine en matériau hydrofuge à haut degré d'isolement spécifique au fonctionnement à bain d'eau.

-Chemise du stator : en acier inoxydable.

-Paliers supérieur et inférieur : en fonte.

-Arbre : en acier inoxydable guidé par des paliers en bronze.

3) Données techniques / Caractéristiques :

Q : 28 l/s ; H : 40 m ; n. pôles : 2 ; Fréquence: 50 Hz ; Tension : 400 V

Monophasé / Triphasé : 3~Max. ; Diamètre : 250 mm ; Diamètre refoulement: DN 150 mm

Puissance moteur P2 : 18,5 Kw.

V-4-b. STATION DE POMPAGE N°01.

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-4-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres.

n	Q Appel é (l/s)	HMT Appel é (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	26,21	190,59	PM 80/4A	2900	189	75,6	4	75	3,83	180
2	13,11	190,59	PM 100/10A	1450	194	73,1	10	45	1,89	220
3	8,74	190,59	HVU35/4A+40	2900	189	70	1	30	2,16	145

A partir du tableau (V-1-b), on déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, nombre de pompe minimale.

Donc on prend une pompe principale de type : **PM 80/4A** et une pompe de secours identique.

1) Pompe : (PM 80/ 4 A)

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal

- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte

- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.

- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut corps d'aspiration à bouche orientable.

Chapitre V : Etude de pompage

- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

2) Moteur électrique

- Asynchrone, triphasé, lubrifié par le liquide interne.
- Rotor en court-circuit.
- Stator : rebobinable, en fil de cuivre revêtu par une gaine en matériau hydrofuge à haut degré d'isolement spécifique au fonctionnement à bain d'eau.
- Chemise du stator : en acier inoxydable.
- Paliers supérieur et inférieur : en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable guidé par des paliers en bronze.

3) Données techniques / Caractéristiques

Q : 24 l/s ; H: 189 m ; n. pôles : 2 ; Fréquence: 50 Hz ; Monophasé / Triphasé : 3~
 Puissance moteur P2 : 75 kW ; Tension : 400 V

Diamètre refoulement: DN 80 mm ; Raccord d'aspiration: DN 100 mm

V-4 .c. STATION DE POMPAGE N°02 :

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-4-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leurs nombres.

N	Q Appel é (l/s)	HMT Appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	26,21	236,26	PM 100/6E	2900	257	75,8	6	99,2	3,41	220
2	13,11	236,26	HMU50 -2/6A	2900	241	71,5	A(1)	55	2,32	160
3	8,74	236,26	HMU50 -1/6B	2900	236	68,7	6	37	1,99	145

A partir du tableau (V-1-c), on déduit que la variante d'une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, nombre de pompe minimale.

Chapitre V : Etude de pompage

Donc on prend une pompe principale de type : **PM 100/6E** et une pompe de secours identique.

1) Pompe : (PM 100/ 6 E).

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

2) Données techniques / Caractéristiques :

Q : 28 l/s ; H: 257 m ; n. pôles: 2 ; Fréquence : 50 Hz ; Monophasé / Triphasé: 3~

Puissance moteur P2 : 132 kW ; Tension: 400 V ; Diamètre refoulement: DN 100 mm.

Raccord d'aspiration : DN 125 mm

V.5.COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge sont :

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue:

- la courbe débit-hauteur [H-Q] : qui exprime la variation de la hauteur de relèvement en fonction du débit.
- la courbes du rendement [η_p - Q]:qui exprime la variation du rendement de la pompe en fonction de débit.
- La courbe débit-puissance [P_{abs} - Q] : qui exprime la variation de la puissance absorbée en fonction de débit
- La courbe de débit-(NPSH)_r, [(NPSH)_r - Q] : : qui exprime la variation de -(NPSH)_r en fonction de débit .

Ces courbes caractéristiques sont données par le constructeur (CAPRARI),

V.5.1.forage –station de pompage N°01: cette station est caractérisée par **01** pompe à axe verticale (**P8C/5/20/3E**).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :

Chapitre V : Etude de pompage

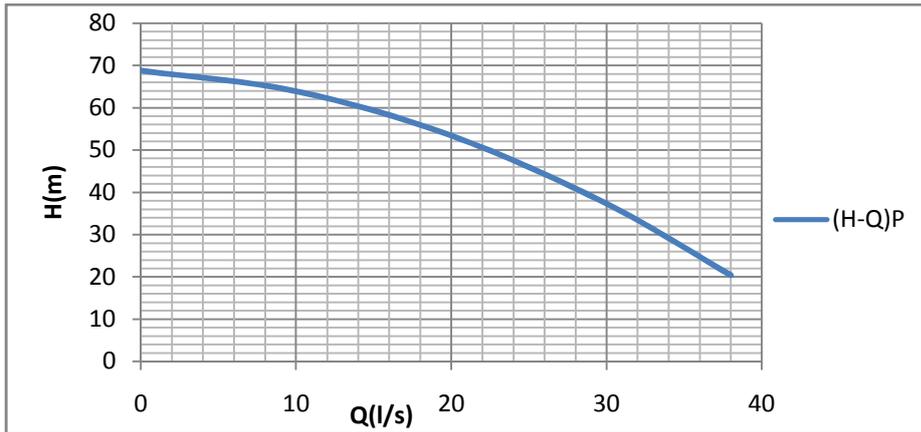


Figure (V-5.1.a) : Courbe de variation de la hauteur en fonction de débit.

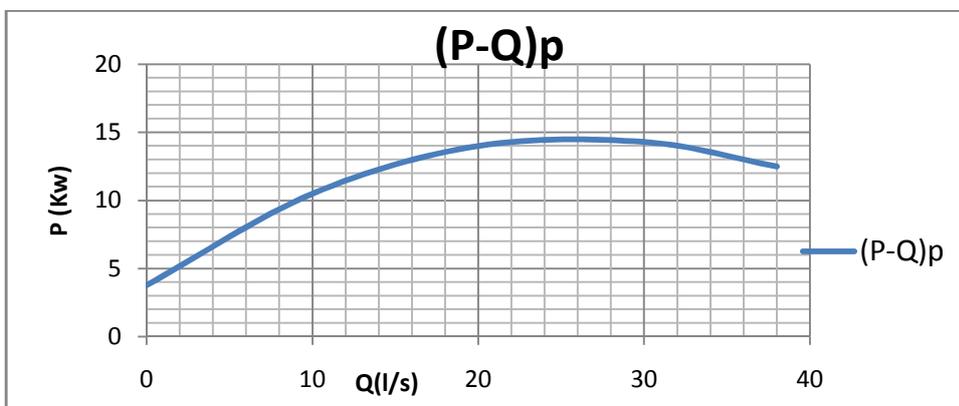


Figure (V-5.1.b) : Courbe de la puissance en fonction de débit.

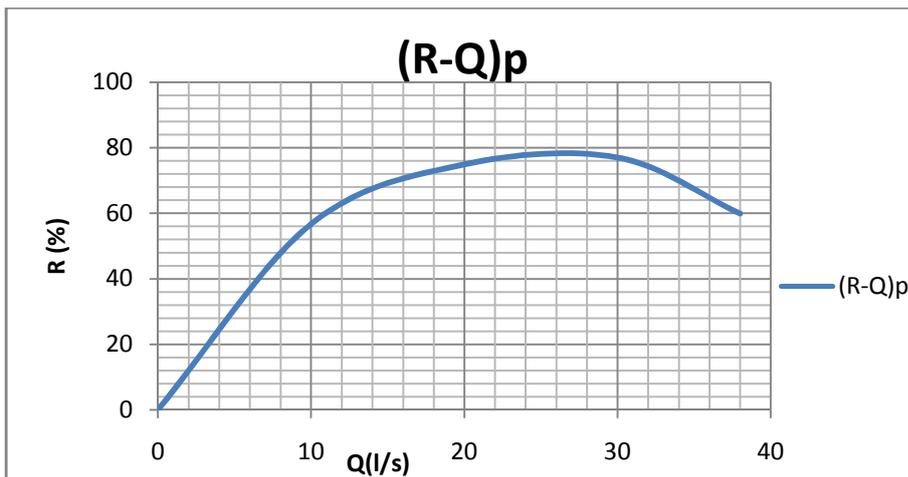


Figure (V-5.1.c) : Courbe de rendement en fonction de débit.

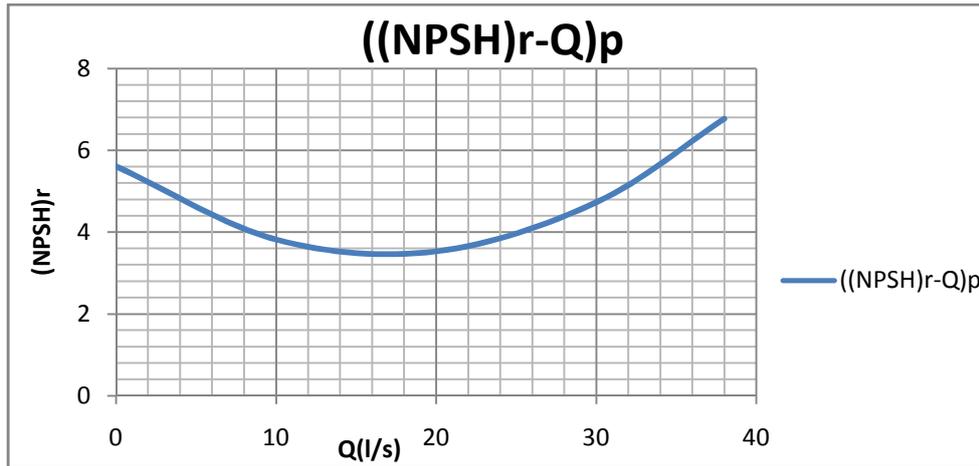


Figure (V-5.1.d) : Courbe de $(NPSH)r$ en fonction de débit.

V.5.2.station de reprise N°01–station de reprise N°02: cette station est caractérisée par une pompe multicellulaire (PM 80/4A).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont:

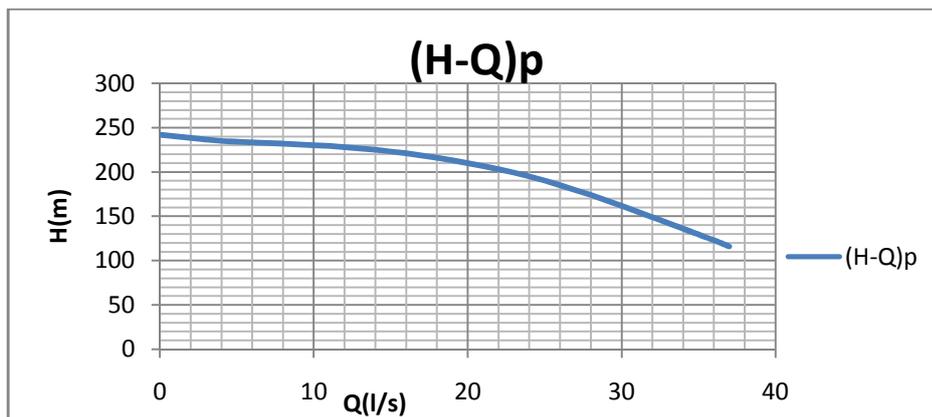


Figure (V-5.2.a) : Courbe de variation de la hauteur en fonction de débit.

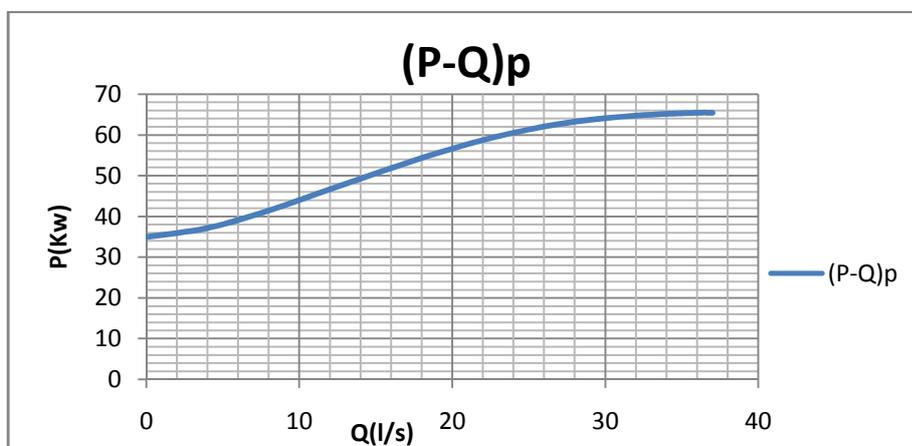


Figure (V-5.2.b) : Courbe de la puissance en fonction de débit.

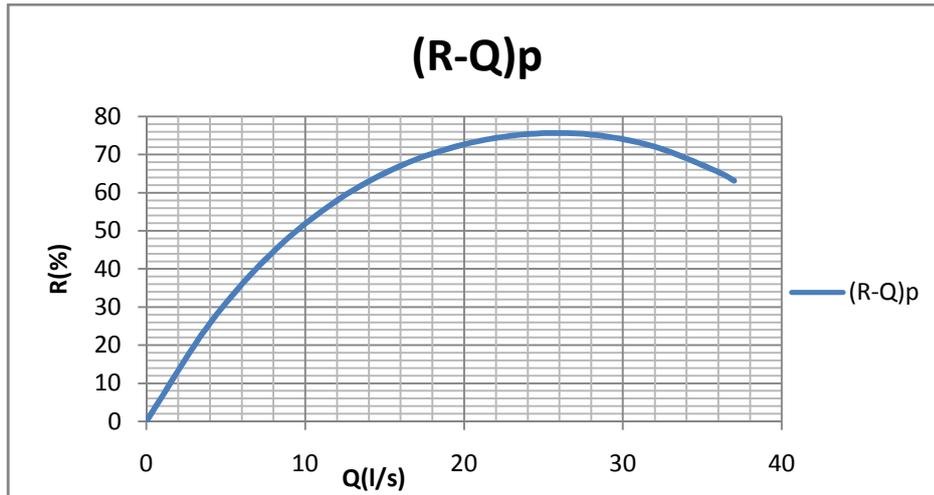


Figure (V-5.2.c) : Courbe de rendement en fonction de débit.

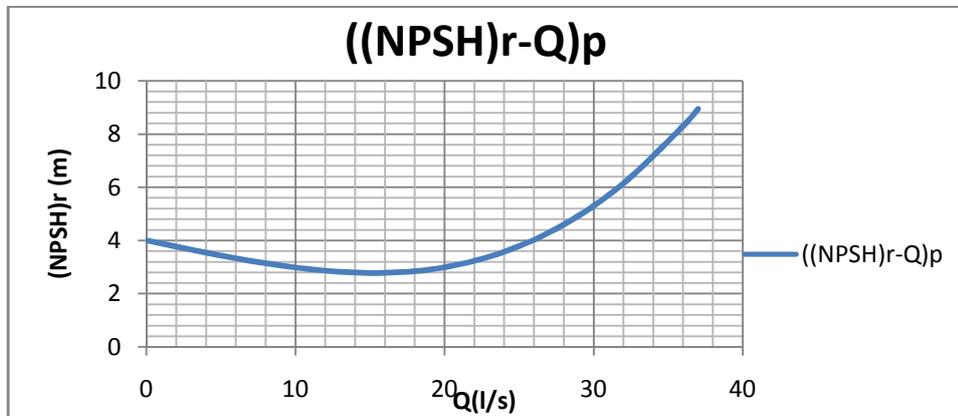


Figure (V-5.2.d) : Courbe de $(NPSH)r$ en fonction de débit.

V.5.2. Station de reprise N°02 – Réservoir tampon : cette station est caractérisée par une pompe multicellulaire (PM 100/6E).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont :

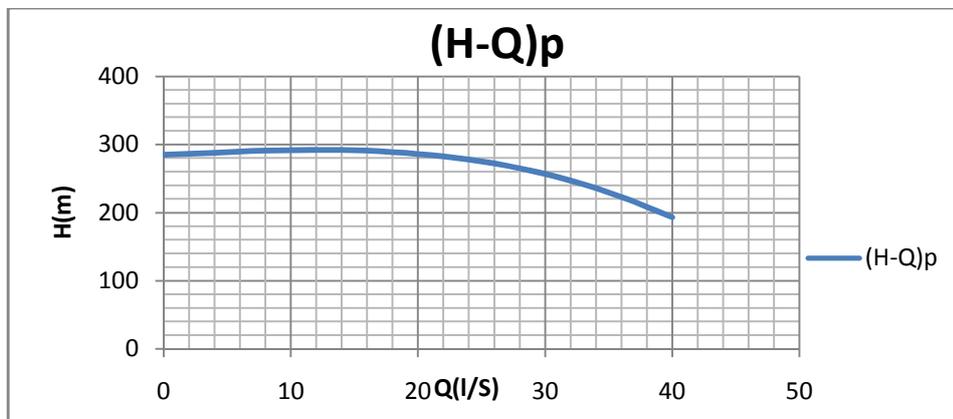


Figure (V-5.3.a) : Courbe de variation de la hauteur en fonction de débit.

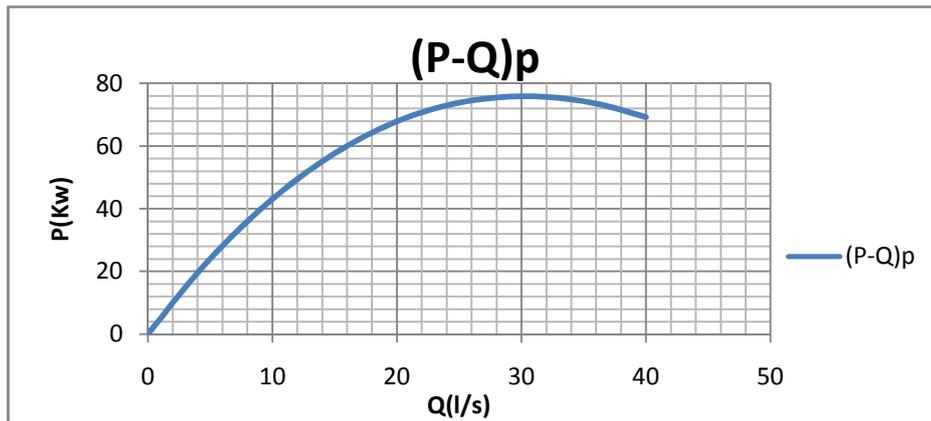


Figure (V-5.3.b) : Courbe de la puissance en fonction de débit.

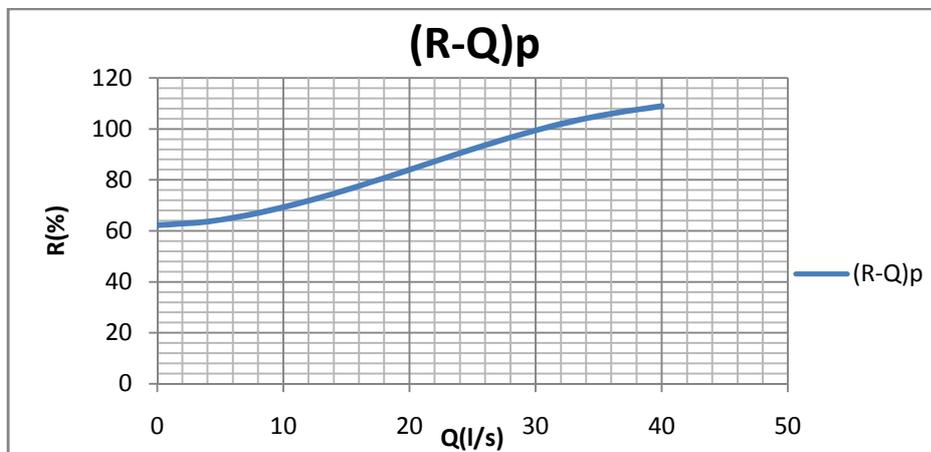


Figure (V-5.3.c) : Courbe de rendement en fonction de débit.

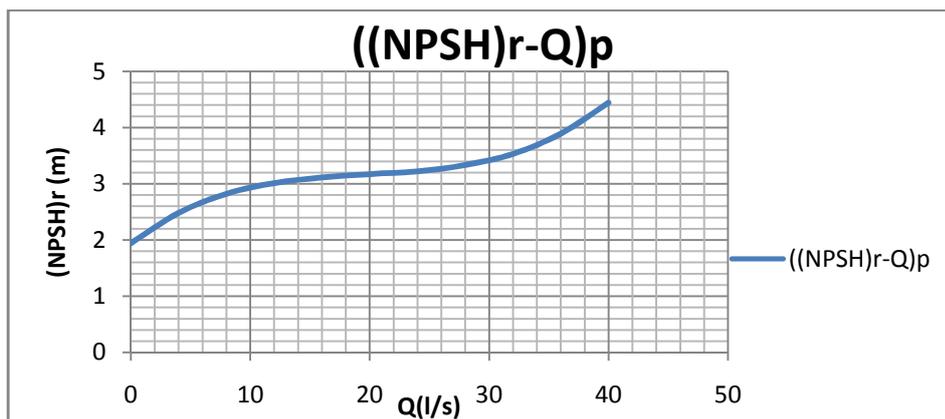


Figure (V-5.3.d) : Courbe de (NPSH)_r en fonction de débit.

V.6. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES

Chaque station de pompage à un point de fonctionnement « A », le point « A » est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_p$ et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement, $(H-Q)_C$ avec :

Chapitre V : Etude de pompage

$(H-Q)_p$: donnée par le constructeur de la pompe,

$(H-Q)_C$: déterminer par l'utilisateur, est déterminé par les calculs :

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = (1,1 - 1,15) * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

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

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

$\}$: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, (voir chapitre IV) ;

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

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

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

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

V.6.1. Point de fonctionnement de la pompe du forage

Tableau V-6.1.a' : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage-station de reprise N°01)

Q (L/s)	H (m)	R (%)	P (kw)	(NPSH) _r (m)	H _g (m)	L _{rf} (m)	Dec (m)	$\}$ (m)	Δh_p^{lin}	Δh_t (m)	H _c (m)
0	68,80	0	3,78	5,61	39,77	146,50	0,16	0,012	0	0	39,77
10	63,90	56,70	10,50	3,82	39,77	146,50	0,16	0,012	0,14	0,15	39,92
20	53,40	74,90	14	3,53	39,77	146,50	0,16	0,012	0,55	0,61	40,38
30	37,30	77	14,30	4,73	39,77	146,50	0,16	0,012	1,25	1,37	41,15
38	20,40	59,90	12,50	6,77	39,77	146,50	0,16	0,012	2,01	2,20	41,98

Chapitre V : Etude de pompage

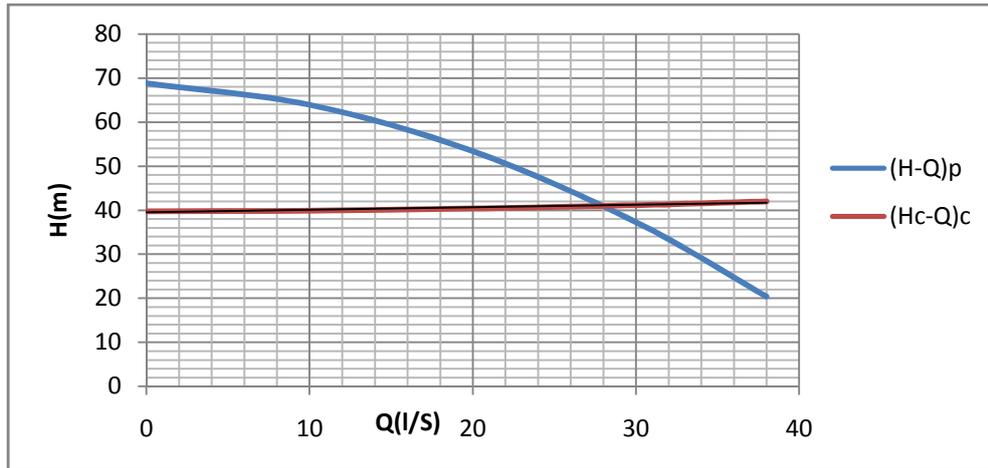


Figure (V-6.1.a') : La Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage-Station de reprise N°01).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (A)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 28 \text{ l/s} > Q_{app} = 26,21 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 39,9 \text{ m} > H_{app} = 39,8 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

La hauteur au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, et le débit du point de fonctionnement est supérieur au débit appelé donc cette pompe nécessite un réglage de débit.

V.6.2. Point de fonctionnement de STP N°01.

Tableau V-6.2.b' : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Station de reprise N°01-station de reprise N°02)

Q (L/s)	H (m)	R (%)	P (kw)	(NPSH) _r	H _g (m)	L _{rf} (m)	Dec (m)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_f (m)	H _c (m)
0	242	0	35	4,01	168,64	3060,84	0,16	0,012	0	0	168,64
4	235	25,7	37,2	3,55	168,64	3060,84	0,16	0,012	0,46	0,51	169,15
8	232	44,5	41,5	3,15	168,64	3060,84	0,16	0,012	1,86	2,04	170,69
12	228	57,9	46,7	2,87	168,64	3060,84	0,16	0,012	4,18	4,60	173,24
16	221	67	51,9	2,79	168,64	3060,84	0,16	0,012	7,44	8,18	176,82
20	210	72,6	56,7	3	168,64	3060,84	0,16	0,012	11,62	12,78	181,42
24	195	75,3	60,6	3,58	168,64	3060,84	0,16	0,012	16,73	18,41	187,05
28	174	75,2	63,3	4,6	168,64	3060,84	0,16	0,012	22,78	25,05	193,69
32	149	72	64,8	6,15	168,64	3060,84	0,16	0,012	29,75	32,72	201,36
36	123	65,4	65,5	8,3	168,64	3060,84	0,16	0,012	37,65	41,41	210,05
37	116	63,1	65,5	8,94	168,64	3060,84	0,16	0,012	39,77	43,75	212,39

Chapitre V : Etude de pompage

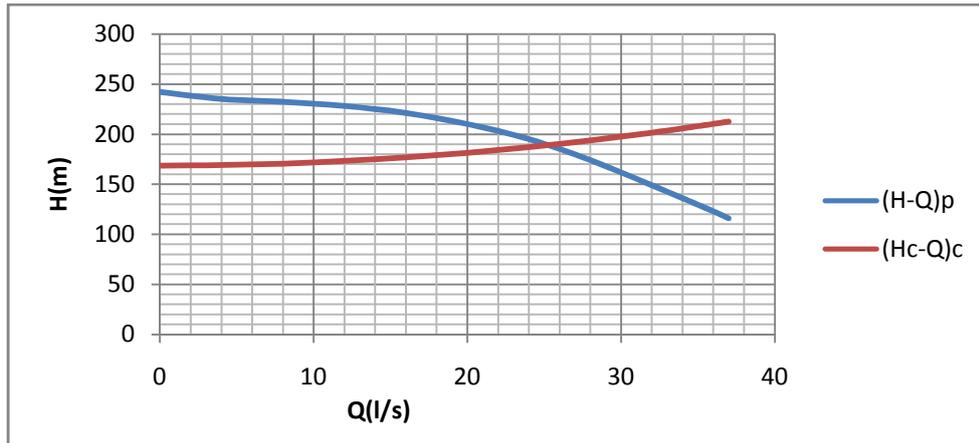


Figure (V-6.2.b') : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (StpN°01-Stp N°02).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 24 \text{ l/s} < Q_{app} = 26,21 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 195 \text{ m} > H_{app} = 190,59 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

La hauteur au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, et le débit du point de fonctionnement est inférieur au débit appelé donc cette station de pompage nécessite un réglage de débit.

V.6.3. Point de fonctionnement de STpN°02.

Tableau V-6.3.c' : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Station de reprise N°02-Réservoir tampon).

Q (L/s)	H (m)	N %	P (kw)	(NPSH)r	Hg (m)	Lrf (m)	Dec (m)	}	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
0	285	62,2	0	1,94	164,06	10068,81	0,16	0,012	0	0	164,06
4	288	63,6	19,6	2,48	164,06	10068,81	0,16	0,012	1,52	1,68	165,74
8	291	67	36	2,82	164,06	10068,81	0,16	0,012	6,12	6,73	170,79
12	292	71,8	49,4	3,01	164,06	10068,81	0,16	0,012	13,76	15,14	179,20
16	291	77,6	60	3,11	164,06	10068,81	0,16	0,012	24,46	26,91	190,98
20	286	84	67,8	3,17	164,06	10068,81	0,16	0,012	38,23	42,05	206,11
24	278	90,5	72,9	3,22	164,06	10068,81	0,16	0,012	55,04	60,55	224,61
28	265	96,6	75,4	3,33	164,06	10068,81	0,16	0,012	74,92	82,41	246,47
32	247	102	75,6	3,53	164,06	10068,81	0,16	0,012	97,86	107,64	271,70
36	223	106	73,5	3,89	164,06	10068,81	0,16	0,012	123,85	136,24	300,30
40	193	109	69,2	4,44	164,06	10068,81	0,16	0,012	152,90	168,19	332,25

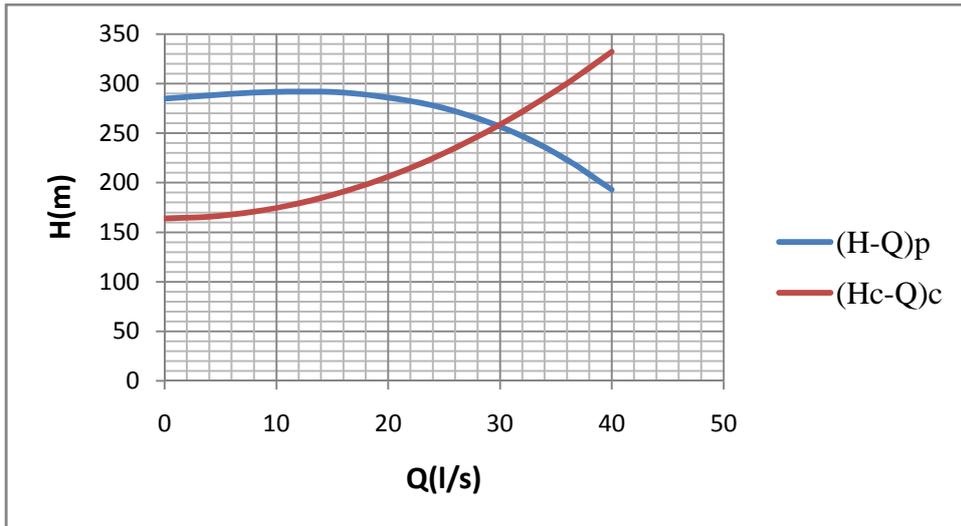


Figure (V-6.3.c') : La Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (station de reprise N°02-Réservoir tampon).

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

sont :
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 28 \text{ l/s} > Q_{app} = 26,21 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 246,47 \text{ m} > H_{app} = 236,26 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur au point de fonctionnement est supérieure au débit et la hauteur manométrique appelé, donc cette station de pompage nécessite une régulation de débit

V.7. REGLAGE DU DEBIT

Il existe plusieurs méthodes pour le réglage de débit, parmi ces méthodes, on distingue :

1/ Débit de point de fonctionnement > Débit demandé

(Dans le cas de la pompe de STRn°2, Pompe du forage).

- **Réglage qualitatif** : c'est la diminution de la vitesse de rotation de la pompe. Cependant, la régulation électrique du moteur via un variateur de fréquences engendre une consommation d'énergie supplémentaire dont il faut tenir compte.
- **Réglage quantitatif** : c'est la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement, ce qui engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacées la caractéristique de la conduite vers les faibles débits. Cette méthode est très coûteuse d'un point de vue énergétique.

Le rendement après vannage ça sera :

$$\eta_{ap, van} = \eta_{av, van} * \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}} \quad \text{(V-4)}$$

Chapitre V : Etude de pompage

$y_{ap, van}$: Rendement après le vannage (%);

$y_{av, van}$: Rendement avant le vannage (%);

$H_{avant vannage}$: la hauteur manométrique avant vannage (m);

$H_{près vannage}$: la hauteur manométrique après vannage, avec :

$$H_{après vannage} = H_{avant vannage} + h_v \dots\dots\dots (V-5)$$

h_v : perte de charge engendré par la fermeture de la vanne de refoulement,

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage} \dots\dots\dots (V-6)$$

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_p$ en (m).

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue (D_2) de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé, cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :

$$N_s=60-120 \quad r = (15-20)\%$$

$$N_s=120-200 \quad r = (10-15)\%$$

$$N_s=200-300 \quad r = (5-10)\%$$

N_s : la vitesse spécifique. $N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \dots\dots\dots (V-7)$

r : le taux de rognage.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots\dots (V-8)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

☛ le pourcentage de rognage :

$$R = (1-m)*100 \dots\dots\dots (V-9)$$

R : pourcentage de rognage (%);

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \dots\dots\dots (V-10)$$

Q_E : débit donnée par l'intersection de la droite de rognage avec la courbe $(H-Q)_p$ de la pompe.

Le diamètre de la roue rognée sera «**d**» est devra notamment correspondre au débit appelée.

Chapitre V : Etude de pompage

Avec : $d=m*D_2$ (V-11)

D_2 : diamètre extérieure de la roue initiale.

La nouvelle courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_P$ pourra être facilement tracé par points, puisque $Q'=m^2Q$.

- **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** : est le meilleur, à condition que la pompe refoule directement dans le réservoir, et que l'offre bien supérieure à la demande.

On détermine le volume d'eau refoulé dans le réservoir pendant un temps de 20 heures de fonctionnement :

$$V = Q_d * T \quad (m^3). \quad \text{.....} \quad (V-12)$$

Le temps de pompage sera réduit de quelques heures est égale à :

$$T_1 = \frac{V}{Q_{pf}} \quad (\text{heures}) \quad \text{.....} \quad (V-13)$$

Q_{pf} : débit au point de fonctionnement.

Q_d : débit demandé ou appelée.

- **Réglage par By-pass** : Le principe du réglage de débit par By-pass consiste à dériver une partie du débit au refoulement pour le réinjecter à l'aspiration. Cette méthode est d'un point de vue énergétique pas très rationnelle.
- **Introduction d'air** : à la côté d'aspiration, mais à condition que la pompe ne Cavite pas.

2/ Débit de point de fonctionnement < Débit demandé

(Dans le cas de la station de reprise N°1).

Dans ce cas la, il faut faire soit :

- Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changement de type de pompe.
- Accouplement des pompes.

NB : si on tombe dans un cas où $Q_p \approx Q_d$ ce n'est pas la peine de faire un réglage.

*Remarque :

Le réglage qualitatif et le réglage quantitatif sont les deux procédés les plus utilisés par les gestionnaires des stations de pompage

Pour les deux cas ($Q_{pf} > Q_{demandé}$ et $Q_{pf} < Q_{demandé}$) on doit procéder de tel façon à avoir

« $Q_{pf} \cong Q_{appelé}$ »

Réglage qualitatif :

Chapitre V : Etude de pompage

On garde les mêmes dimensions et on change de nombre de tours (on change la vitesse de rotation).

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \frac{n}{n_{app}} \quad \text{ainsi que} \quad \frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{n}{n_{app}} \right)^2$$

$$\text{On a } \left(\frac{Q}{Q_{app}} \right)^2 = \frac{H}{H_{app}} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \cdot Q^2$$

$$\text{On pose que } \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = a \quad \Rightarrow \quad H' = a \cdot Q^2$$

$H = a \cdot Q^2$ s'appelle la courbe de proportionnalité.

On fait tracer cette courbe par le passage de calcul des valeurs de H en fonction de Q.

1) Pour la pompe du forage

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{39,77}{26,21^2} = 0,06 \quad H' = a \cdot Q^2$$

Tableau V-1.a'': Détermination de la courbe de proportionnalité.

Q (l/s)	0	10	20	30	38
H' (m)	0	6	24	54	86,64

Tel que : H est tiré a partir de projection de $Q_{demandée}$ avec la courbe $(H' - Q)f$

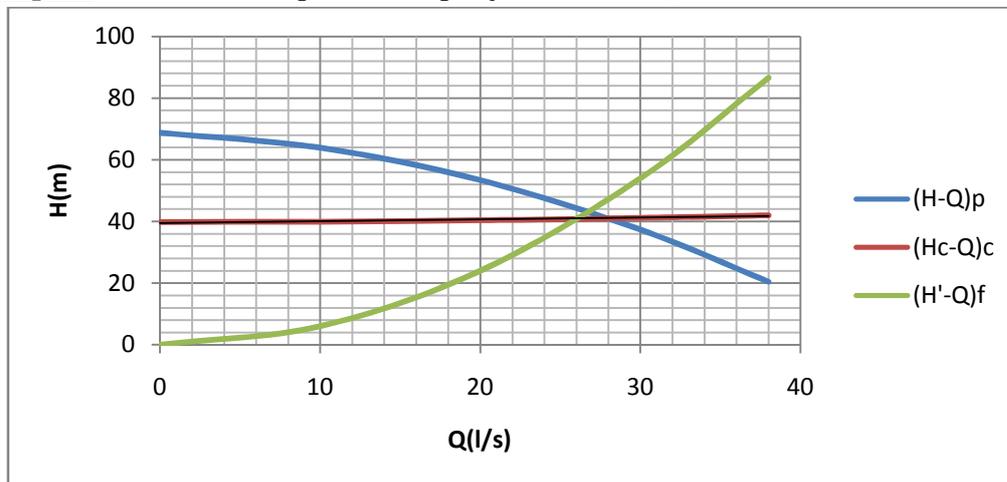


Figure (V-7.1.a) : courbe de proportionnalité.

Et d'après le graphe on trouve que le point homologue de point $(H_{app} - Q_{app})$ a une hauteur $H = 40$ m et un débit de 26,21 m

$$\frac{Q_{app}}{Q_E} = \frac{n_{app}}{n} \quad \text{d'ou} \quad n_{app} = \frac{Q_{app}}{Q_E} \cdot n$$

Donc : la nouvelle vitesse de rotation sera :

Chapitre V : Etude de pompage

$$n = \frac{26,21}{28} \cdot 2900 = 2714,61 \text{ tr/min}$$

$$n = 2714,61 \text{ tr/min}$$

b) Vannage:

- $H_c' = 44 \text{ m}$.
- $h_v = 44 - 39,9 \Rightarrow h_v = 4,4 \text{ m}$.
- $y_{av, van} = 71,45\%$.

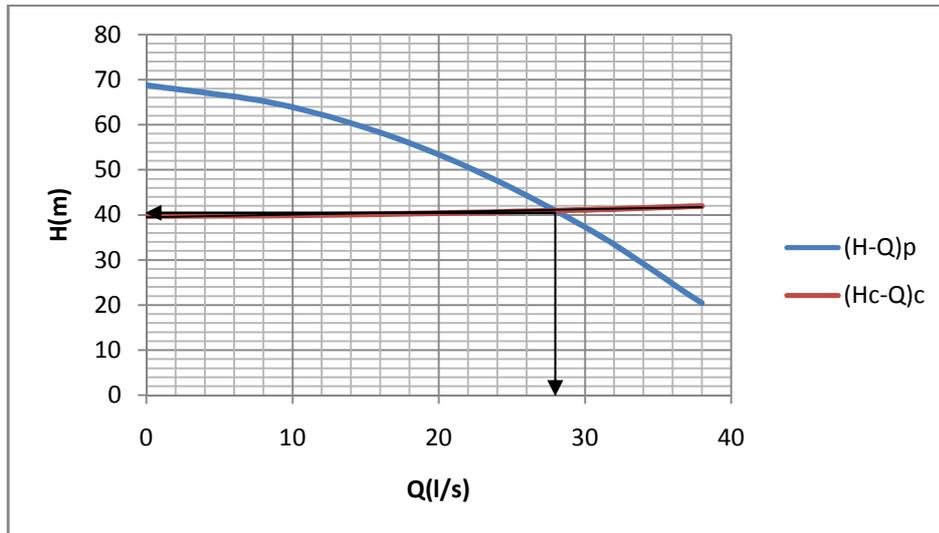


Figure (V-7.1.b) : La courbe de point de fonctionnement après vannage.

c) Diminution du temps de pompage

- Le volume d'eau à refouler : $V = Q_d \cdot T = 94,356 \cdot 20 = 1887,12 \text{ m}^3$
- Donc le temps de pompage $T_1 = x = \frac{V}{Q_{pf}} = \frac{1887,12}{100,8} = 18h44 \text{ min}$
- La puissance absorbée par la pompe ça sera : $P_{abs} = \frac{9,81 \cdot 100,8 \cdot 236,26}{0,758 \cdot 3600} \Rightarrow$

$$P_{abs} = 85,61 \text{ Kw}$$

d) rognage

$$N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} = 2900 \cdot \frac{\sqrt{0,02621}}{39,9^{\frac{3}{4}}} = 29,57$$

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q = \frac{39,77}{26,21} * Q = 1,52 * Q$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} = \sqrt{\frac{26,21}{28}} = 0,97 \quad ; \quad R = (1-m) * 100 = (1-0,97) * 100 = 3\%$$

Le rendement de rognage $3\% < 15\%$, donc le rognage est efficace.

Chapitre V : Etude de pompage

; $d = m \cdot D_2 = 0,97 \cdot 220 = 213,4 \text{ mm}$ $Q' = m^2 \cdot Q$.

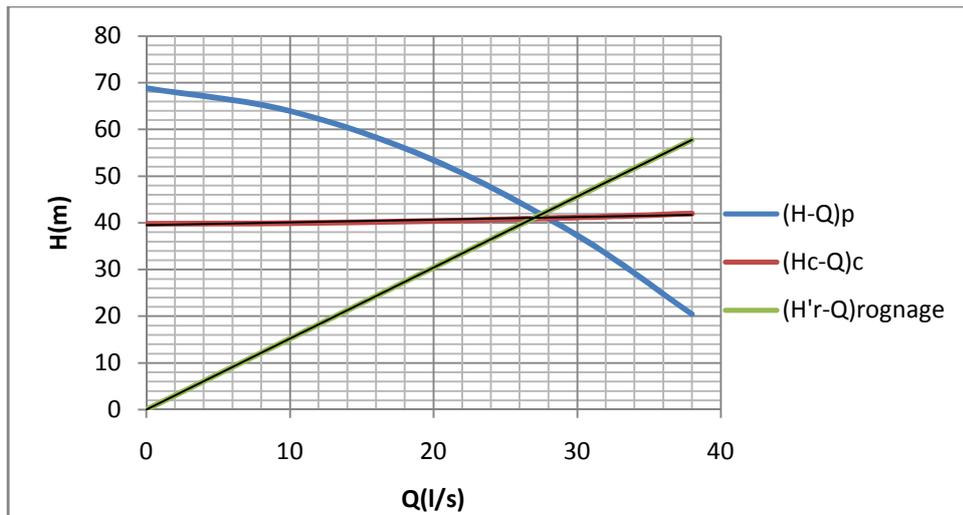


Figure (V-7.1.c) : la droite de rognage.

On opte à un réglage par la diminution de la durée de pompage car il donne un rendement plus élevé et puissance absorbée faible par rapport au réglage par vannage.

1) pour la pompe de la station de reprise N°01

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{190,59}{26,21^2} = 0,28 \qquad H' = a \cdot Q^2$$

Tableau V-2.b'' : Détermination de la courbe de proportionnalité.

Q(l/s)	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36
H'(m)	0	4,48	17,92	40,32	71,68	112	161,28	219,52	286,72	362,88

Tel que : H est tiré a partir de projection de $Q_{demandée}$ avec la courbe $(H' - Q)f$

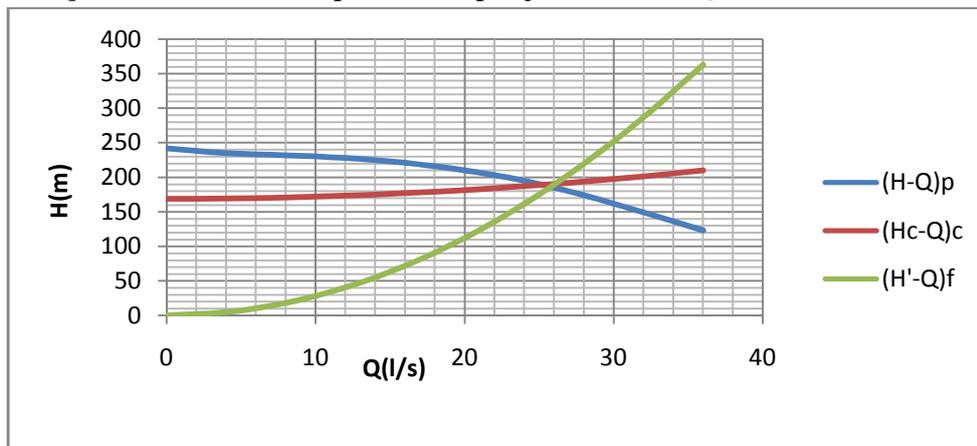


Figure (V-7.2.a) : courbe de proportionnalité.

Chapitre V : Etude de pompage

Et d'après le graphe on trouve que le point homologue de point (H_{app} - Q_{app}) à une hauteur $H = 192$ m et un débit de $26,21$ m

On utilise la formule suivante :

$$\frac{Q_{app}}{Q_E} = \frac{n_{app}}{n} \quad \text{d'ou} \quad n_{app} = \frac{Q_{app}}{Q_E} \cdot n$$

Donc : la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$n = \frac{26,21}{24} \cdot 2900 = 3167,04 \text{ tr/min}$$

3) pour la pompe de la station de reprise N°02.

a) Réglage qualitatif :

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{236,26}{26,21^2} = 0,34 \quad H' = a \cdot Q^2$$

Tableau V-3.c'' : Détermination de la courbe de proportionnalité.

Q(l/s)	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36
H'(m)	0	5,44	21,76	48,96	87,04	136	195,84	266,56	348,16	440,64

Tel que : H est tiré a partir de projection de Q demandée avec la courbe ($H' - Q$)f

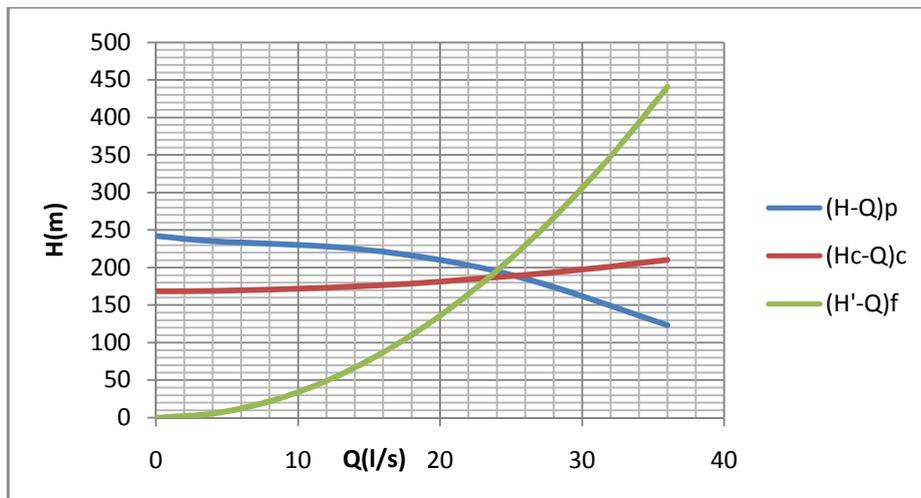


Figure (V-7.3.a) : courbe de proportionnalité.

Et d'après le graphe on trouve que le point homologue de point (H_{app} - Q_{app}) a une hauteur $H = 266$ m et un débit de $26,21$ m

On utilise la formule suivante :

$$\frac{Q_{app}}{Q_E} = \frac{N_{app}}{N} \quad \text{d'ou} \quad N_{app} = \frac{Q_{app}}{Q_E} \cdot N$$

Donc : la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N = \frac{26,21}{28} \cdot 2900 = 2703,21 \text{ tr/min}$$

N=2703,21 tr/min.

b) Vannage:

- $H_c' = 270$ m (figure V-2-c).
- $h_v = 270 - 257 \Rightarrow h_v = 13$ m.
- $y_{av,van} = 75,8\%$.

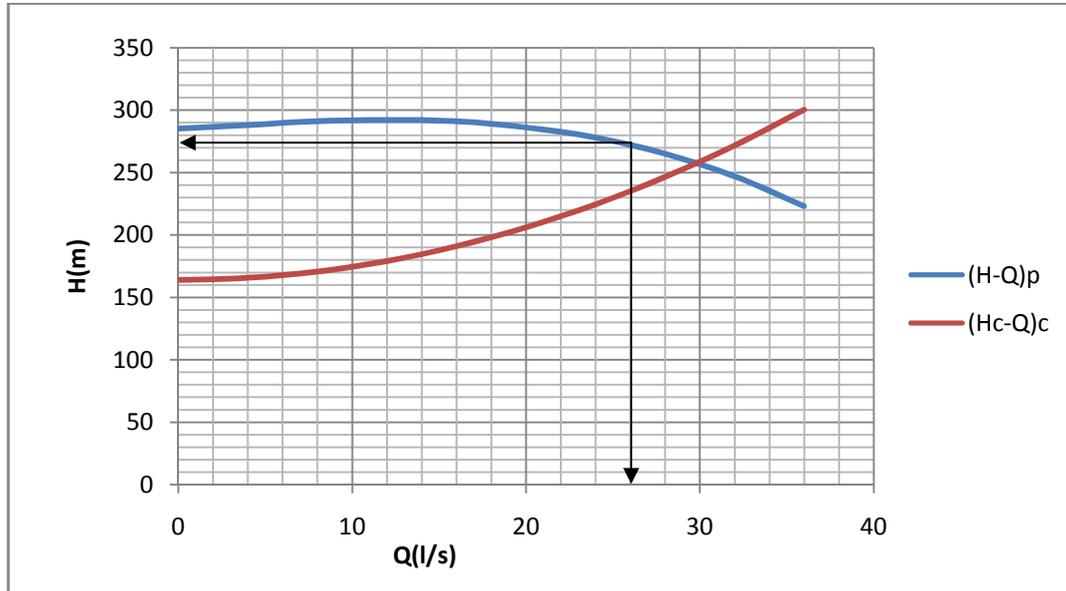


Figure (V-7.3. b) : La courbe de point de fonctionnement après vannage.

$$y_{inst\ ap,van} = 75,8 \cdot \frac{257}{270} \Rightarrow y_{inst\ ap,van} = 72,15\%$$

Donc : la puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = \frac{9,81 \cdot 94,356 \cdot 257}{0,7215 \cdot 3600} \Rightarrow P_{abs} = 91,59$ Kw.

c) Diminution du temps de pompage

Le volume d'eau à refouler : $V = Q_d \cdot T = 94,356 \cdot 20 = 1887,12$ m³

Donc le temps de pompage $T_1 = x = \frac{V}{Q_{pf}} = \frac{1887,12}{100,8} = 18h44$ min

La puissance absorbée par la pompe ça sera : $P_{abs} = \frac{9,81 \cdot 100,8 \cdot 236,26}{0,758 \cdot 3600} \Rightarrow P_{abs} = 85,61$ Kw

d) rognage :

$$N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} = 2900 \cdot \frac{\sqrt{0,02621}}{257^{\frac{3}{4}}} = 7,31$$

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q = \frac{236,26}{26,21} * Q = 9,014 * Q$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} = \sqrt{\frac{26,21}{28}} = 0,97$$

$$R = (1-m)*100 = (1-0,97)*100=3\%$$

Le rendement de rognage 3% <15%, donc le rognage est efficace.

$$; d = m*D_2 = 0,97* 220=213,4 \text{ mm} \quad Q' = m^2 \cdot Q.$$

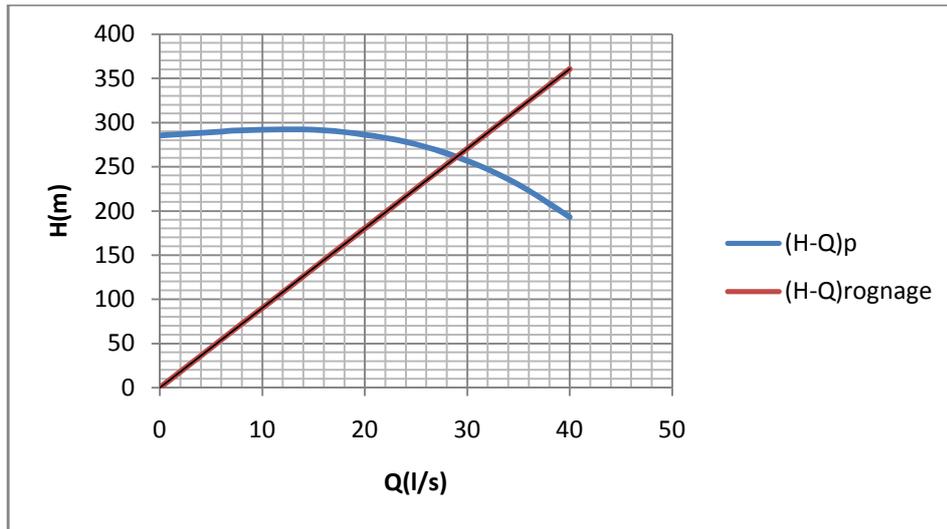


Figure (V-7.3. c) : la droite de rognage.

On opte à un réglage par la diminution de la durée de pompage car il donne un rendement plus élevé et puissance absorbée faible par rapport au réglage par vannage.

V-8-Phénomène de cavitation

C'est la formation de cavités remplies de vapeur ou gaz dans un liquide en mouvement. Ce mot décrit un phénomène complexe pouvant exister dans une installation de pompage.

Cas d'une pompe centrifuge : quand un liquide écoule 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. Continuant son mouvement dans l'impulseur, le liquide arrive à une zone de pression plus élevée et les cavités de vapeur disparaissent. C'est cette disparition de poches de vapeur qui cause le bruit relié à la cavitation.

V-8-1.Détermination de la hauteur admissible d'aspiration

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

Chapitre V : Etude de pompage

- Pour que la pompe ne cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. (NPSH_d > NPSH_r)

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - (h_a^{ad} + \sum h_{p_{asp}} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + r \quad (V - 14)$$

- r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.
- On prend: r = 0,3 m.

$$h_a^{ad} = \left(\frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} \right) - \sum h_{p_{asp}} - \frac{v^2}{2g} - (NPSH)_r - r$$

- (NPSH_r) : La charge nette d'aspiration requise.
- $\frac{P_{at}}{\rho g}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage.
- $\frac{P_v}{\rho g}$: dépend de température du liquide pompé
- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; P_{at} = 10,33-0,00139*H
- Avec : H : altitude de la station.
- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

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

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \frac{8 * \sum L_{ref} * Q^2}{f^2 * g * D_{ec}^5}$$

La cote de l'axe de la pompe :

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$$

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

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

1) Pour la pompe de station de reprise N°01

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 6 \text{ m}$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \frac{8 * \} * L_{asp} * Q^2}{f^2 * g * D_{as}^5} = 0,43$$

$$\sum h_{asp}^{lin} = 0,043 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{f.D_a^2} = \frac{4 * 0.02621}{3,14.0,16^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

$$- P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H = 10,33 - 0,00139 * 651,68 = 9,42 \text{ m.c.e}$$

D'après l'annexe (v-6), à $T=20^\circ\text{C}$: $\frac{P_v}{\%} = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{1,3}{2.9,81} = 0,066 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,42 - 0,24 - 0,043 - 0,066 - 3,93 - 0,3 = 4,84 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,42 - 0,24 - 0,043 - 0,066 - 4,84 = 4,23 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)_d = 4,23 \text{ m} > 3,93 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + 0,1 \\ &= \nabla_{PBE} + 4,84 - 0,1 = 651,68 + 4,84 - 0,1 = 656,42 \text{ m} \quad ; \quad \ddot{e}_{asp} = 656,42 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Pour la pompe de station de reprise N°02

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 6 \text{ m}$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \frac{8 * \} * L_{asp} * Q^2}{f^2 * g * D_{as}^5} = 0,043 \text{ m}$$

$$\sum h_{asp}^{lin} = 0,043 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{f.D_a^2} = \frac{4 * 0.02621}{3,14.0,16^2} = 1,3 \text{ m/s}$$

$$- P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H = 10,33 - 0,00139 * 820,32 = 9,19 \text{ m.c.e}$$

D'après l'annexe (v-6), à $T=20^\circ\text{C}$: $\frac{P_v}{\%} = 0,24 \text{ m.c.e}$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{1,3}{2.9,81} = 0,066 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 9,19 - 0,24 - 0,043 - 0,066 - 3,41 - 0,3 = 5,13 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,19 - 0,24 - 0,043 - 0,066 - 5,13 = 3,71 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } (NPSH)_d = 3,71 \text{ m} > 3,41 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation.

Chapitre V : Etude de pompage

La cote d'aspiration sera donc :

$$\begin{aligned} \nabla_{asp} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} + 0,1 \\ &= \nabla_{PBE} + 5,13 - 0,1 = 820,32 + 5,13 - 0,1 \quad ; \quad \ddot{e}_{asp} = \mathbf{825,35 \text{ m}} \end{aligned}$$

V-9. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

V-9-1. choix du bâtiment :

Tableau-9.1: choix du type de bâtiment.

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

On a donc un bâtiment de type (surface ou semi-enterré)

1) Pour la station de reprise N°01.

V-9-2. Partie supérieur (bâtiment)

1-Hauteur du bâtiment.

Elle est égale a $H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots\dots\dots$ (V-15) avec :

h_5 : hauteur verticale ; tel que $h_5 = h_{pompe} + h_{socle} + h_{réserve} \Rightarrow h_5 = 0,836 + 0,3 + 0,5$
d'ou $h_5 = 1,636 \text{ m}$

$h_{pompe} = 0,836 \text{ m}$ (d'après l'Annexe V)

Chapitre V : Etude de pompage

h_6 : hauteur réservé a l'homme $h_6=2,2\text{m}$

h_7 : hauteur du chariot $h_7=0,3\text{m}$

h_8 : hauteur du profilées $h_8=0,8\text{m}$

h_9 : hauteur de sécurité $h_9=0,5\text{m}$

On obtient alors $H_{\text{bâtiment}}=1,636+2,2+0,3+0,8+0,5$ alors **$H_{\text{bâtiment}}=5,436\text{ m}$**

Donc : $H_{\text{Bâtiment}}= 6\text{m}$

2-Largeur du bâtiment

$$L=l_1+l_2+l_3+l_4+2S \dots\dots\dots \quad (\text{V-16})$$

S : épaisseur du mur $s=20\text{ cm}$

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe $l_1=(20-30)\text{ cm}$

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 > (20-30)\text{ cm}$.

$$l_3+l_4= L_p+L_{tr}+L_{tasp}+L_c+L_j$$

L_p : longueur de la pompe = 1,873 m (annexe V-2)

L_{tasp} : longueur du tronçon d'aspiration

L_{tr} : longueur du tronçon de refoulement

L_j : longueur du joints=1m

L_c : longueur du convergent

$L_{tr}=L_{asp}>2D_r$ on prend $L_{tr}=0,5\text{ m}$

$$L_c=(3.5\div 4)(0.75\text{ Da})=4*0.75\text{ Da}=4*0.75*0.16=0,48\text{m}.$$

$$L_3+L_4=1,873+0,5+0,5+0,48+1=4,353\text{m}$$

$$L=0,3+0,3+4,353+2.0,2=5,353\text{m}.$$
 On prend ; $L=6\text{m}$

3-longueur de bâtiment

$$L_{\text{bât}}=N_p.L+L_{\text{int}}+L_{\text{pf}}+L_r+L_p$$

Avec: N_p : nombre de pompes=1

L: longueur (moteur+pompes)=1,873m

L_{int} : distance entre deux pompes voisines=1,2m

L_{pf} : longueur de la plateforme de montage=2m

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

L_p : longueur de bureau du personnel=5m

$$L_{\text{bât}}=13,073\text{m}.$$
 On prend ; $L_{\text{bâtiment}}=14\text{m}$

4-Le nombre de fenêtres

$nf=$ surfaces/surface fenêtres= (10-15)% surface de la salle des machines.

$nf= S_f/S_f$ avec surface d'une fenêtre normalisé= (1,4*2,2) m

$$D'où\ nf= 96*15\%/(1,4*2,2)$$

Donc $nf=5$ fenêtres.

Hauteur du bâtiment=6m ; longueur du bâtiment=14m

Chapitre V : Etude de pompage

Largueur du bâtiment=6m ; nombres de fenêtres=5

- **Pour la station de reprise N°02**

Les mêmes dimensions que la station N°01

Hauteur du bâtiment=6m

longueur du bâtiment=16m

Largueur du bâtiment=6m

nombres de fenêtres=5

5-Bureaux

Du chef d'exploitation : h=3m, S= 4.3 m²

Du personnel (magazine) : h=3 m, S=4.3 m²

V-9.3.Système anti-incendie

Si par malheur un incendie se propage dans la station, un dispositif de lutte contre les feux et indispensable pour l'arrêter.

Pour l'arrêter il faut disposer des équipements suivants :

- Des bacs à sable mis aux prés des moteurs d'entraînements
- Des extincteurs mis dans des endroits accessibles par le personnel de gestion
- Une bouche d'incendie alimenté une filière de la conduite d'aspiration.
- Pompes d'incendie.

Pour un volume du bâtiment inférieur à 5000 m³ :

Le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris égal à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe $Q_{tot} = Q_{ext} + Q_{int} = 10 + 5 = 15 \text{ l/s.} \dots\dots\dots (V-17)$

$$Q_{tot} = 15 \text{ l/s.}$$

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$$H_{Pinc} = H + H_{bat} + h_p \dots\dots\dots (V-18)$$

D'où :

H : la hauteur du bâtiment.

H_{bat} : pression au niveau de la bouche d'incendie.

h_p : pertes de charge (1-2) m.

Pour notre cas H = 6 m, H_b = 10 m, h_p=1,5 m. ; **Donc : H_{Pinc}=17,5 m**

Un débit Q = 15 l/s, et une charge calculée H = 17,5m, d'après le logiciel de (Cappari),

On a trouvée les résultats suivants :

Tableau V-9.3: caractéristiques de la pompe d'incendie

Type de pompe.	MEC-A Z 01/65A.
La vitesse de rotation.	2800 tr / min.
La puissance absorbée.	4 Kw.
Le rendement.	76,5%.

V-9 -4- Système d'éclairage

Il faut prévoir un éclairage de 12,5% de la surface de la station de pompage en plus éclairage électrique, pour que l'équipe de gestion de la station travail dans de bonne condition, il faut lui assuré un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

L'éclairage du bâtiment est assuré par des lampes à incandescence, des néons et des tubes fluorescents en cas de coupure du courant.

On doit aussi disposer de torches alimentées aux batteries de forte puissance.

V-9-5- Equipement sanitaire

On sait qu'une station de pompage ne fonctionne pas sans gestion des personnels,

- Un chef d'exploitation
- Un technicien en électricité industrielle
- Un électromécanicien qualifié
- Trois agents de surveillance qui travaillent (8/24) pour chaque'un.

V-9 -6- Système de ventilation

Le débit d'air nécessaire à la ventilation est calculé de trois méthodes qui sont :

- La méthode d'alimentation minimum.
- La méthode du taux de ventilation.
- La méthode de l'accroissement de chaleur.

Pour le calcul du débit d'air en choisies la méthode de l'alimentation minimum.

V-9 -6-1- par la méthode de l'alimentation minimum

Cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de **30 m³** par personne et par heure, ceci permet le renouvellement de l'air.

$$Q = N. 30 \dots\dots\dots (V-19)$$

Chapitre V : Etude de pompage

N : nombre de personnel = 4

$$Q = 4 \cdot 30 = 120 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}.$$

V-9-6-2-Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par la méthode du taux de ventilation

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et multiplier par le coefficient **K** qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V/K \quad \dots\dots\dots \quad (\text{V-20})$$

Avec:

Q: débit d'aire en (m^3/h).

K: taux de ventilation $K = (3 \text{ à } 6)$ heures.

V: volume de la station (salle+ bache + fosse des pompes + chambre de vannes).

$$V = (14 \times 6 \times 6) = 504 \text{ m}^3$$

$$K = 3 \text{ heures.}$$

$$\text{Donc: } Q = 504 / 3 = 168 \text{ m}^3/\text{h}.$$

V-9 -6-3-Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur

Il est recommandé de baser les calculs par rapport au mur qui reçoit le maximum de chaleur solaire au moment le plus chaud de la journée c'est à dire lorsque la différence entre températures extérieure et intérieure est minimale.

La ventilation nécessaire pour évacuer la chaleur pourra être calculée à partir de l'accroissement total de chaleur en **K cal/h** par la formule suivante.

$$Q = \frac{\sum L}{0,288 \times (t_i - t_e)} \quad \dots\dots\dots \quad (\text{V-21})$$

Avec: **L** : somme des accroissements de la chaleur dues aux murs, toitures, fenestres et électromoteurs:

t_i : température intérieure

t_e : température extérieure

Calculons l'accroissement de la chaleur due aux moteurs :

$$L = 860 \times P_m \times N \times K \times (1 - R_m) / R_m \quad \dots\dots\dots \quad (\text{V-22})$$

Avec :

L: chaleur produite par les moteurs en (Kcal/h).

Chapitre V : Etude de pompage

Pm: puissance installée du moteur $P_m = 82,52 \text{ Kw}$.

K: coefficient de la charge de moteur $K = P_p / P_m$

Pp: puissance absorbée par la pompe $P_p = 75 \text{ Kw}$.

$$K = 75/82,52 = 0,91$$

Rm: rendement moyen de moteur $R_m = 0,93$

Donc: $L = 860. 32,6. 2. 0,91. (1-0,93)/0,93 = 4096 \text{ Kcal/h}$.

Accroissement de la chaleur à travers les murs :

$$L_m = S. \alpha_m \dots\dots\dots (\text{V-23})$$

Généralement, on considère que la chaleur produite par les murs, et les fenêtres et de 10% celle des moteurs.

Donc :

$$L = 1,1. 4096 = 4505 \text{ (kcal/h)}.$$

La température de sortie de l'aire $=45\text{C}^\circ$

La température extérieure $=43\text{C}^\circ$

$$Q = 4505/0,288.(45-43) = 7821 \text{ m}^3/\text{h}.$$

V.10.protection contre coup de bélier

Introduction

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

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

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

V-10.1.Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.

Chapitre V : Etude de pompage

- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

V-10.2. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthodes de calcul, on distingue :

1) 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.

2) 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.

a. Dimensionnement des réservoirs d'air

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**B. SALAH**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \mu_m^2) * (1 - \mu_s)}{(1 - \mu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \mu_s)}}} \quad (m/s) \quad \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec : C: Célérité d'onde en (m/s)

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2.07*10⁹ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³
- E_m : Module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1.2*10⁹ pascal, pour PEHD.
- E_s : Module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.
- μ_m : Coefficient de poisson du matériau. μ_m = 0,50 (PEHD).
- μ_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. μ_s = 0.33
- e_m : Epaisseur de la conduite (m). (e_m = 0.0146 m pour Ø160)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m).

$$Z_{max} = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad \dots\dots\dots (V-25)$$

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

g: Accélération de pesanteur. (m/s²)

La charge statique absolue: Z₀ = Hg + 10

La charge maximale absolue:

Chapitre V : Etude de pompage

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots (\text{V-26})$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ voir les annexes,} \\ U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S \quad U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \end{array} \right\}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application :

1) Les données de base

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

Tableau V-10.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

Adduction	Type de matériau	D (mm)	S (m²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
(SRn°1- R.tampon)	PEHD	160	0.020096	1,30	10068,81	164,04
(SRn°01-SRn°2)	PEHD	160	0.020096	1,30	3060,84	168,64
(Forage-SRn°1)	PEHD	160	0.020096	1,30	146,5	38,77

2) Calcul de la célérité d'onde C

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

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau VI-10.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.

Adduction	K (Pa) (*10 ⁹)	(Kg/m³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (*10 ⁸)	E_m (Pa) (*10 ⁹)	e_m (m)	C (m/s)
(SRn°1-tampon)	2,07	1000	0,0654	0.5	0.33	2	1.2	0,0146	532,00
(SRn°01-SRn°2)	2,07	1000	0,0654	0.5	0.33	2	1.2	0,0146	532,00
(Forage-SRn°1)	2,07	1000	0,0654	0.5	0.33	2	1.2	0,0146	532,00

3) Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.

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

Tableau V.10.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

Adduction	(SRn°2-R.tampon)	(SRn°01-SRn°2)	(Forage-SRn°1)
Z ₀ (m)	246,26	200,59	48,77
Z _{max}	316,76	271,09	119,27
V ₀ (m/s)	1,3	1,3	1,3
g (m/s ²)	9,81	9,81	9,81
h ₀	0,086	0,086	0,086
h ₀ / Z ₀	3,49.10 ⁻⁴	4,29.10 ⁻⁴	1,76.10 ⁻³
U ₀ / (L*s)	8.10 ⁻³	6.10 ⁻³	10 ⁻²
Z _{max} / Z ₀	1,29	1,35	2,44
Z _{min} / Z ₀	0,79	0,77	0,58
U ₀ (m ³)	1,62	0,37	0,01724
U _{max} (m ³)	2,06	0,48	0,03533
Volume normalisé (litres)	2500	500	50

Conclusion

A partir de ce que nous avons vu, on peut dire que nous avons pu déterminer le type de pompe favorable aux conditions de refoulement et le diamètre économique de la conduite de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, on a pu équiper notre station par des équipements auxiliaires afin d'améliorer le mode de fonctionnement de la station et d'assurer une durée de vie appréciable pour la station à travers la bonne gestion.

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Introduction

Dans le cadre de notre projet d'adduction, les ouvrages de stockage représentent un élément indispensable pour faire la réalisation d'adduction, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

VI.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

VI.2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève
- D'après leurs formes :
- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

VI.3. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

VI.4. Dimensionnement des bâches d'eau pour les deux stations

1) Définition de la bache d'aspiration

La bache d'aspiration est un réservoir de dimensions bien déterminées placé au débouché de la prise de charge, à partir duquel la pompe aspire l'eau.

2) Calcul du volume tampon

Le volume tampon dans la bache d'aspiration est donné par :

$$V_t = \frac{Q \cdot T}{4} \quad (VI - 1)$$

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Avec :

Q : débit total qui arrivées à la station de refoulement.

T : Temps entre deux démarrages successifs de la pompe.

T= 45 min.

Sachant que notre débit qui arrive à la station de pompage est un débit total

$Q_{exp} = 0,0262075 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$V_t = \frac{0,0262 \cdot 45 \cdot 60}{4} = 17,69 \text{ m}^3$$

3) Volume de sécurité

Au bout du temps (t), à partir de l'arrêt de la pompe le débit qui s'écoulera du réservoir sera :

$$q = Q - \frac{Q \cdot t}{T} \quad (VI - 2)$$

Avec :

T : Temps de fermeture de la vanne de réglage pris égal à 900s.

Le volume d'eau écoule pendant dt sera :

$$dv = q \cdot dt \quad (VI-3)$$

$$d v = (Q - Q \cdot t / T) \cdot dt$$

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, pour un meilleur fonctionnement des pompes, et bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe **t = 15 minutes = 900 Second.**

En intégrant cette équation entre 0 et 900 on obtienne :

$$V_s = (Q \cdot t - Q \cdot t^2 / 2 \cdot T)_0^{900} = 19,66 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_s = 19,66 \text{ m}^3$$

D'où le volume total est :

$$V_{\text{Total}} = V_s + V_t = 19,66 + 17,69 = 37,35 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_{\text{TOTAL}} = 37,35 \text{ m}^3$$

4) Volume correspondant au signal d'alarme

La lame d'eau pour le signal d'alarme est $h_a = 10 \text{ cm}$

$$\text{Sa section : } S = \frac{V_s + V_t}{h} \quad (VI-4)$$

Avec :

h : hauteur de la bache d'aspiration.

$$h = 4 \text{ m} \quad \text{d'où } S = 9,34 \text{ m}^2$$

$$\text{le volume sera : } V_a = h_a \cdot S = 0,1 \cdot 9,34 = 0,934 \text{ m}^3 \quad \text{donc : } V_a = 0,934 \text{ m}^3$$

le volume total de la bache est :

$$V = V_t + V_s + V_a \quad V = 38,284 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : Le volume normalisé de la bache sera : } V = 50 \text{ m}^3$$

5) calcul du diamètre de la bache d'aspiration

Notre bache aura une section circulaire :

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

6) Surface de bête $S = \frac{V}{h}$ (VI-5)

S : surface de la bête en (m²) ; V : volume de la bête en (m³)

h : la hauteur de la bête en (m), on fixe cette hauteur à h = 4m

$$S = 12,5 \text{ m}^2$$

Calcul de diamètre de la bête D : $S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$, $D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 4 \text{ m}$

Tableau VI- 4 : dimensionnement de la bête d'aspiration.

Dimension	La bête
Volume (m ³)	50
Hauteur (m)	4
Surface (m ²)	12,5
Diamètre (m)	4

Puisque on a même débit qui entrer dans les deux bêtes d'eaux, donc les deux bêtes d'eaux sont de même volume.

Pour notre cas on a projeté deux bêtes d'eau de capacité (volume) de 50m³ et de même dimensionnement.

Bête N°01 : cote de terrain naturel = 651,68 m

Bête N°02 : cote de terrain naturel = 820,32 m

VI- 5 : Calcul de la capacité des réservoirs projetés

VI.5.1 : Dimensionnement du réservoir tampon de Tihammamine

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_{rp} = \frac{Q_{tr} * t}{2} \quad (\text{VI-6}) \quad (\text{fermeture linéaire})$$

Q_{tr} : Débit transit : est le débit entrant dans la « brise charge 01 » qui est

$$Q_{tr} = Q_{exp} = 2264,54 \text{ m}^3/\text{h} = 94,34 \text{ m}^3/\text{h}$$

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située à l'arrivée de la brise charge O1.

Donc :

$$V_{RTBB} = \frac{Q_{tr} * t}{2} = \frac{94,34 * 2,5}{2} = 117,92 \text{ (m}^3\text{)}$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon de TIHAMMAMINE sera :

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

$$V_T = V_{inc} + V_s = 117,92 + 19,66 = 137,58 \text{ m}^3$$

Donc : le volume normalisé de réservoir tampon sera : **200 m³**

- La hauteur de la cuve est $H=5\text{m}$.
- Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 7,13\text{m}$
- $D = 8 \text{ m}$
- Cote de terrain naturel : $C_{tn} = 984,38\text{m}$

VI – 6. Capacité du réservoir

VI – 6.1. Capacité du stockage existante Le calcul de la capacité des réservoirs de stockage nécessite une étude comparative des systèmes de distribution.

Dans notre cas, les (08) centres de la commune d'EL ACH disposent de trois réservoirs dont la capacité totale de stockage est de (400m³).

VI – 6.2. Détermination de la Capacité du stockage des réservoirs

Pour déterminer la capacité du réservoir, on a recouru soit à la méthode graphique ou analytique.

❖ Méthode graphique

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe.

En fixant la durée de fonctionnement des pompes à 20 heures par jour, au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier.

Le volume du réservoir sera au moins égal à la somme de ces deux valeurs plus la réserve d'incendie.

$$V_R = \Delta V_{max} + \Delta V_{min} + V_{inc} \dots\dots (VI-7)$$

Avec :

V_R : volume du réservoir

ΔV_{min} : surplus maximum en (m³)

ΔV_{max} : déficit maximum en (m³)

V_{inc} : réserve d'incendie ($V_{inc} = 120 \text{ m}^3$)

❖ Méthode analytique

La méthode analytique se base à la fois sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile du réservoir est donné par l'expression suivante :

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

$$V_u = \frac{Q_{\max.j} \cdot P\%}{100} \quad \dots\dots (VI-8)$$

où :

V_u : volume utile (volume réglable).

$Q_{\max.j}$: débit maximum journalier.

$P\%$: le pourcentage du volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir. Il est déterminé en faisant pour chaque heure une différence entre les pourcentages consommés et les pourcentages refoulés. Les restes sont ensuite sommés et la valeur maximale correspond à a_i .

Enfin le volume du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_R = V_u + V_{inc} \quad \dots\dots (VI-9)$$

On a la pompe fonctionne 20h/24h donc :

$$Q_{maxj} \cdot p = \frac{100}{20} = 5\%$$

La capacité des réservoirs terminaux est déterminée par la formule suivante :

$$V_u = \frac{p(\%) * Q_{\max,j}}{100}$$

V_u : volume utile (m^3),

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

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

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad \dots\dots (VI-10)$$

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

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

Les résultats des calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Tableau VI-6.2.1: capacité du réservoir de stockage projeté pour les centres de TIHAMMAMINE et BRAHMIA en adduction continue.

$$q = 612,216 \text{ m}^3/\text{j}$$

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	0,75	3,41	-	9,89
01-02	4,16	0,75	3,41	-	13,3
02-03	4,16	1	3,16	-	16,46
03-04	4,16	1	3,16	-	19,62
04-05	4,16	3	1,16	-	20,78
05-06	4,17	5,5	-	1,33	19,45
06-07	4,17	5,5	-	1,33	18,12
07-08	4,17	5,5	-	1,33	16,79
08-09	4,17	3,5	0,67	-	17,46
09-10	4,17	3,5	0,67	-	18,13
10-11	4,17	6	-	1,83	16,3
11-12	4,17	8,5	-	4,33	11,97
12-13	4,17	8,5	-	4,33	7,64
13 - 14	4,17	6	-	1,83	5,81
14 - 15	4,17	5		0,83	4,98
15 - 16	4,17	5		0,83	4,15
16 - 17	4,17	3,5	0,67		4,82
17 - 18	4,17	3,5	0,67		5,49
18 - 19	4,17	6	-	1,83	3,66
19 - 20	4,17	6	-	1,83	1,83
20 - 21	4,17	6	-	1,83	0
21 - 22	4,16	3	1,16	-	1,16
22 - 23	4,16	2	2,16	-	3,32
23 - 00	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	23,46	23,46	

✓ **Calcul du volume du réservoir à projeté**

- Le volume utile sera : $V_u = \frac{612,216 \times 20,78}{100} = 127,22 \text{ m}^3 \Rightarrow V_u = 127,22 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 127,22 + 120 = 247,22 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 247,22 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$

On a négligé le réservoir existant de 100 m^3 , par ce que de mal état.

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

On opte pour un réservoir standard semi enterré d'une capacité de **300m³** qui sera implanté sur les hauteurs de **TIHAMMAMINE**.

- La hauteur de la cuve est $H = 3$ m.
- Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 11,28 \text{ m} = 12 \text{ m}$
- $D = 12$ m
- Cote de terrain naturel : $C_m = 983,07$ m

Tableau VI-6.2.2 : capacité du réservoir de stockage projeté pour les centres d'EL MESSRAH, BOUMEROUANE, d'OULED AHMED et d'EL MERDJA en adduction

continue.

q= 920,7m³/j

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	0,75	3,41	-	9,89
01-02	4,16	0,75	3,41	-	13,3
02-03	4,16	1	3,16	-	16,46
03-04	4,16	1	3,16	-	19,62
04-05	4,16	3	1,16	-	20,78
05-06	4,17	5,5	-	1,33	19,45
06-07	4,17	5,5	-	1,33	18,12
07-08	4,17	5,5	-	1,33	16,79
08-09	4,17	3,5	0,67	-	17,46
09-10	4,17	3,5	0,67	-	18,13
10-11	4,17	6	-	1,83	16,3
11-12	4,17	8,5	-	4,33	11,97
12-13	4,17	8,5	-	4,33	7,64
13 - 14	4,17	6	-	1,83	5,81
14 - 15	4,17	5		0,83	4,98
15 - 16	4,17	5		0,83	4,15
16 - 17	4,17	3,5	0,67		4,82
17 - 18	4,17	3,5	0,67		5,49
18 - 19	4,17	6	-	1,83	3,66
19 - 20	4,17	6	-	1,83	1,83
20 - 21	4,17	6	-	1,83	0
21 - 22	4,16	3	1,16	-	1,16
22 - 23	4,16	2	2,16	-	3,32
23 - 00	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100%	23,46	23,46	

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

✓ Calcul du volume théorique du réservoir

- Le volume utile sera : $V_u = \frac{920,7 \times 20,78}{100} = 191,32 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 191,32 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera : $V_t = 191,32 + 120 = 311,32 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 311,32 \text{ m}^3$

✓ Calcul du volume du réservoir a projeté

$V_{\text{TOTAL}} = V_{\text{théorique}} - V_{\text{disponible}} = 311,32 - 100 = 211,32 \text{ m}^3$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir standard semi enterré d'une capacité de **300m³** qui sera implanté sur les hauteurs d'OULED AHMED.

- La hauteur de la cuve est $H = 3 \text{ m}$.
- Une cuve cylindrique avec un diamètre : $D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = 11,28 \text{ m} = 12 \text{ m}$
- $D = 12 \text{ m}$
- Cote de terrain naturel : $C_{tn} = 914,77 \text{ m}$

Tableau VI-6.2 : récapitulatif représente les résultats de calcul des réservoirs.

V (m ³)	S _{RESERVOIR} (m ²)	H _{RESERVOIR} (m)	D _{RESERVOIR} (m)
200	40	5,00	8,00
300	100	3,00	12,00
300	100	3,00	12,00

VI-7 : Entretien du réservoir

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

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

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;

VI-8. Applications et sécurité

Pour des raisons d'applications et de sécurité, les châteaux doivent être occupés :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;

- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer

L'eau ;

VI.9. Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

VI.9.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

VI.9. 1.1. Par Le haut : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

VI.9. 1.2. Par Le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

VI .9.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surverse se manifestera dans la conduite.

VI .9.3 . Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage –ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

VI.9.4. Conduite de vidange

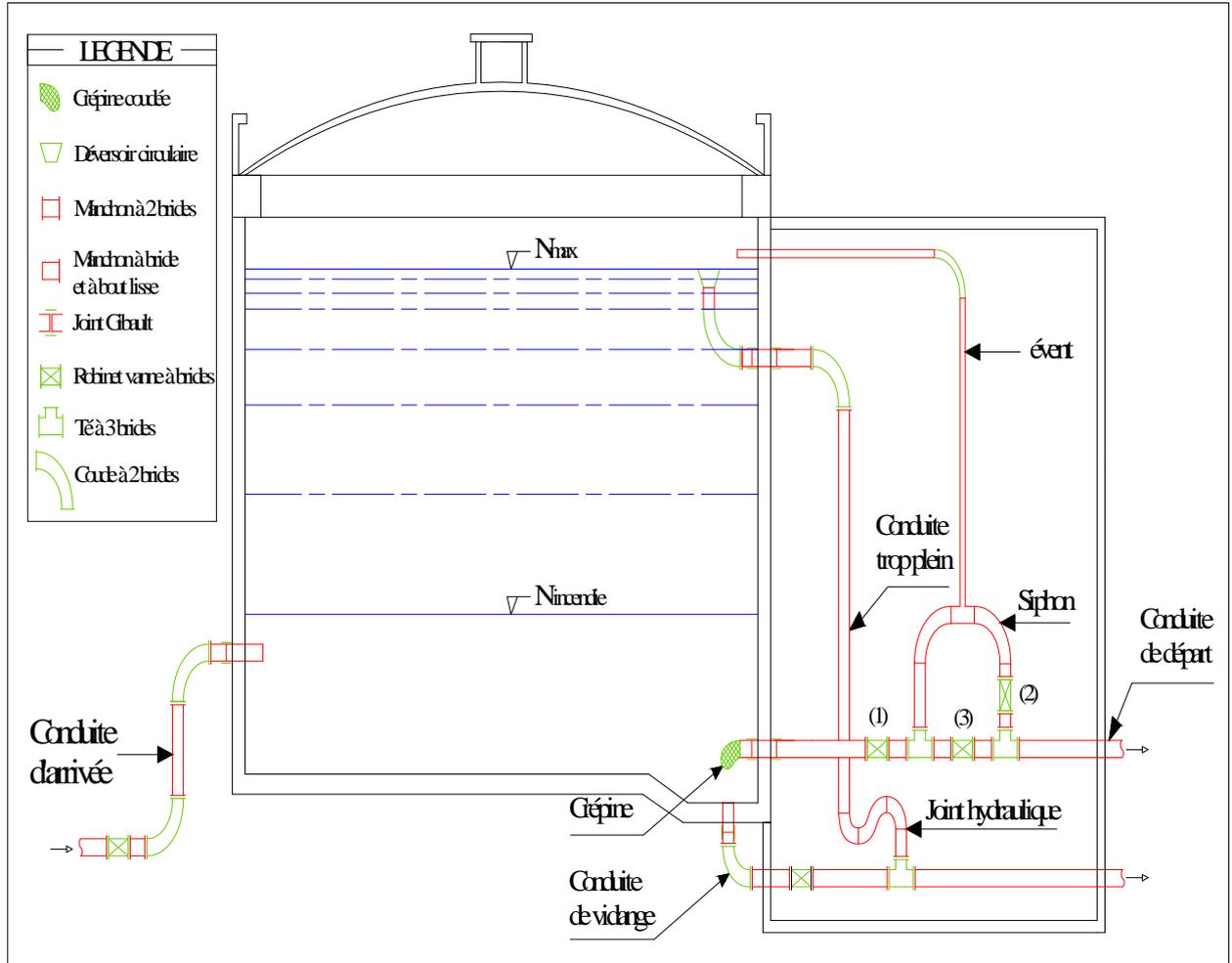
La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage



Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Conclusion

Nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas pour les besoins de notre zone d'étude à l'horizon d'étude 2040.

Dans ce chapitre, on peut constater que les (03) réservoirs projetés, dans les centres de Tihammamine, Ouled Ahmed, déterminés précédemment assurant l'alimentation en eau potable des (08) centres de la commune d'ACH.

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

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.1-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

❖ Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

❖ Nivellement

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2-Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

- **Enlèvement de la couche végétale**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

- **Excavation**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

- **La profondeur (H_{tr})**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$ (VII-1)

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

Chapitre VII : Organisation de chantier

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : h=1 m.

h₁ : épaisseur du lit de pose h₁ = 0,15 m.

D'où : H_{tr} = 1,15 + D (m).

➤ **Largueur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

b = D + 0,6 m.

b : largeur de la tranchée (m) et

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.2.1: Calcul du volume à excaver.

D (mm)	L(m)	b(m)	h(m)	s(m ²)	v (m ³)
160	13276,15	0,76	1,31	0,9956	13217,730
125	19	0,725	1,275	0,924375	17,570
110	11119,2	0,71	1,26	0,8946	9947,240
90	10,2	0,69	1,24	0,8556	8,727
75	5,5	0,675	1,225	0,826875	4,548
63	1527,84	0,663	1,213	0,804219	1230,455
50	14	0,65	1,2	0,78	10,920
Total					24437,19

D'après ce tableau, le volume total du réseau y compris l'adduction est de **24437,19 m³**.

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VII .2.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

volume du terrassement par une pelle (m ³)	10000	10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est supérieur à 20000 m³ et inférieur à 100000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1,25 m³.

➤ **Rendement d'exploitation de la pelle choisie**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec : q : capacité du gobet 1,25 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habileté du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet $T_c = (15-30)$ s, on prend

$T_c = 20$ s.

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 1,25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 960 \text{ m}^3 / \text{j}$.

➤ La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m^3).

R_p : capacité du godet en jour (m^3 / jour).

$$\text{AN : } T = \frac{24437,19}{960} = 26 \text{ jours}$$

VII. 3-Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

VII.4- Pose des conduites

1-Généralités

Lors de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, après avoir dimensionné toutes les canalisations ainsi que tous les accessoires, leur pose sur terrain est dotée d'une importance majeure, vu les conséquences que peut engendrer une mauvaise pose.

Dans la plupart des réseaux, on distingue la pose en terre, en galerie, élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière.

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

a- Pose en terre

Elle s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 pour faciliter le travail aux ouvriers;

Pour la profondeur de la tranchée on doit considérer les critères suivants:

- Afin d'éviter les dégâts causés par les différentes charges auxquelles la conduite sera soumise, on doit laisser une distance suffisante au dessus de la génératrice supérieure du tuyau.

Elle varie de 0,8 m 1,2m.

Chapitre VII : Organisation de chantier

-Le fond de la fouille est recouverte d'un lit de pose dont l'épaisseur varie de 0,15m à 0,20m bien nivelé suivant les cotes du profile en long. Ce lit est constitué essentiellement :

- * Du gravier dans les terres ordinaires.
- * Un lit en béton maigre dans les parties rocheuses ayant des pentes importantes.
- * Des pierres cassées dans les terrains rocheux ou imperméables.

Avant la descente de la fouille on doit s'assurer que les tuyaux à poser n'a pas subit de chocs et on le vide de tout corps étranger.

Juste au dessus de la fouille, ou les tuyaux se trouvent maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée, on exécute les assemblages par un soudage à l'arc électrique.

Avant de remblayer la trachée, on effectue un essai à l'aide d'une pompe d'épreuve.

On remplit la conduite d'eau on lui applique une pression d'essai égale à la pression à laquelle sera soumise la conduite majorée de 50% la variation de la pression doit rester à 0,2 bar.

- Une fois les joints essayés, la tranchée sera remblayée en bourrant soigneusement par couches successives arrosées bien tassées, le dessous et les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres. Le remblaiement est poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m puis achevé avec du tout-venant.

-Lorsque la conduite traverse des terrains marécageux, tourbeux, pour éviter tout mouvement des tuyaux, on prévoit des travaux confortatifs, tel que une semelle contenue en béton armé enserrant la conduite sous un angle de 90° de façon a diminué l'effort que va supporter les tuyaux.

b) Butées

Sous la poussées exercée par l'eau dans les branchements ou il y a changement de direction il y a risque d'un déboîtement des joint, la rupture des soudures (adduction). Pour remédier à ça; on prévoit, la construction des massifs en béton, qui par leur poids, s'opposent aux déboîtements et aux ruptures.

VII.5-Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VII.6- Remblaiement de la tranchée

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

VII.7.Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.7.1.: Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
125	1132,44	19	21516,36
110	885,91	11119,2	9850610,5
75	477,13	11119,2	5305303,9
50	220,29	14	3084,06
63	348,6	1527,84	532605,02
90	597,53	10,2	6094,806
Investissement(DA)			15719215

Tableau VII.7.2: Frais d'investissement des conduites d'adduction par pompage.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
160	1825,2	13276,15	24231628,98
Investissement(DA)			24231628,98

Donc : les frais totaux des conduites sont de : **39950843,98 (DA)**

Conclusion :

L'organisation de chantier est une question très importante pour un ingénieur, car le rôle de celui-ci est de faire gagner de l'argent. Une bonne organisation de chantier, permet d'économiser beaucoup d'argent à l'entreprise de réalisation.

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un projet d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet de transfert d'eau du forage d' EL MEDJEZ vers les ouvrages de stockage en vue de l'alimentation en eau potable de notre région d'étude (les huit centres de la commune d'EL ACH).

On constate que, d'ici l'horizon de calcul (**2040**) la population de la zone d'étude évoluera jusqu'à atteindre 9530 habitants et elle exigera une consommation en eau potable de **1886,94 m³/j**.

La variante retenue pour le tracé de l'adduction par pompage répondant aux conditions imposées par le site de notre projet comprend une conduite en PEHD de **160 mm** de diamètre sur une distance de **13,13 Km**, partant du forage d'EL MEDJEZ vers le réservoir tampon à une cote de 984,38 m, de conduite en PEHD gravitaire partant de ce dernier vers des réservoirs de stockage et de deux stations de pompage la première à une cote de 651,68 m et la seconde à 820,32 m.

Le réservoir tampon doit être d'une capacité de 200 m³. Les deux réservoirs de stockage que nous avons projetés sont de capacités respectives 300 m³ et 300 m³.

Les deux stations de pompage sont équipées respectivement de pompes horizontales de type **PM80/4A** et **PM100/6E**.

Trois réservoirs d'air sont envisagés pour la protection de notre système de pompage contre le phénomène transitoire.

Pour le bon fonctionnement et une exploitation rationnelle de nos stations de pompage, nous avons projetés des équipements spéciaux.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail servira, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. Ouvrages généraux :

[1] **A. Dupont** : «Hydraulique urbaine, ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.

[2] **F. VALIRON** «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement», Cours de l'école nationale des ponts et des chaussés (1988).

[3] **Hugues GODART** Techniques d'ingénieur édition 2009 C5 195.

[4] **I.D.F.P SAUR** « Pose des canalisations» (2006).

[5] **Jacques BONNIN** «Hydraulique Urbaine », Editions Eyrolles, Paris ,1977.

[6] **DUPONT.A** : Exercices et projet.

Editions Eyrolles 1980.

Editions Eyrolles Paris 1988

II. Supports pédagogiques :

[7] **B.Salah** : «Polycopie cours d'alimentation en eau potable», cinquième année.

[8] Mémoire de fin d'étude présenté par **Mr : DJOURDIKH Hamza**, promotion : 2010.étude de renforcement en A.E .de deux communes EL-ESNAM et BECHLOUL a partir du barrage de TELSDIT (W.BOUIRA) Ingénieur.

[9] Mémoire de fin d'étude présenté par **Mr : BELKADI MAAMAR**, promotion 2004/2005.Intitulé étude d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la ville de Tipaza. Ingénieur.

[10] Documents de la D.H.W de BORDJ BOU ARRERIDJ et de l'A.P.C d'EL ACH.

[11] RECHERCHE SUR INTERNET

III. Sitographie :

<http://www.ing.dz>

<http://www.pdf data base.com>

Annexes

Annexe (1)

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000 01	10 000 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1		1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexes

Annexe (2)



GROUPE K-PLAST

FABRICATION DE TUBES PVC et PE



UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix HT DA/ML	Prix TTC DA/ML	PEHD
-	Ø20	-			
PE002	Ø25	-	36,28	42,48	PE80
PE004	Ø32	-	48,38	56,57	PE80
PE009	Ø40	2,0	64,6	76,88	PE80
PE012	Ø50	2,4	84,28	104,91	PE80
PE015	Ø63	3,0	108,28	127,49	PE80
PE018	Ø75	3,6	128,21	152,49	PE80
PE022	Ø90	4,3	158,03	187,49	PE80
PE027	Ø110	4,8	187,88	222,49	PE80
PE032	Ø125	-	217,80	257,49	PE80
PE036	Ø150	5,8	272,88	322,49	PE80
PE044	Ø200	7,2	342,39	407,49	PE80
PE050	Ø250	9,1	422,00	502,49	PE80
PE062	Ø315	11,4	512,00	602,49	PE80
PE070	Ø400	14,5	612,24	722,49	PE80
PE080	Ø500	18,1	752,12	882,49	PE80
PE092	Ø630	24,1	912,65	1072,49	PE80

TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix HT DA/ML	Prix TTC DA/ML	PEHD
PE1000	Ø20	-	38,07	44,51	PE80
PE1004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
PE1007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
PE1010	Ø40	3,0	64,20	76,40	PE80
PE1013	Ø50	3,7	78,28	92,28	PE80
PE1016	Ø63	4,7	100,89	118,54	PE80
PE1017	Ø75	5,6	120,80	142,50	PE80
PE1023	Ø90	5,4	148,09	174,14	PE80
PE1026	Ø110	6,6	180,80	212,39	PE80
PE1028	Ø125	7,4	200,13	236,39	PE80
PE1031	Ø160	9,5	242,28	286,43	PE80
PE1033	Ø200	11,9	292,84	347,48	PE80
PE1035	Ø250	14,8	352,00	417,49	PE80
PE1041	Ø315	18,7	422,87	502,47	PE80
PE1048	Ø400	23,7	502,74	592,53	PE80
PE1049	Ø500	29,7	592,81	702,44	PE80
PE1048	Ø630	37,4	702,79	832,48	PE80

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix HT DA/ML	Prix TTC DA/ML	PEHD
01	Ø20	2,3	32,18	37,68	PE80
02	Ø25	2,8	50,88	59,49	PE80
03	Ø32	3,6	78,81	91,88	PE80
04	Ø40	4,5	120,88	141,91	PE80
05	Ø50	5,6	180,28	220,29	PE80
07	Ø63	7,1	287,88	348,60	PE80
08	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
09	Ø90	8,2	510,71	597,63	PE80
17	Ø110	10,0	787,18	931,91	PE80
3	Ø125	11,4	887,80	1 032,44	PE80
2	Ø160	14,6	1 080,00	1 232,20	PE80
4	Ø200	18,2	1 472,00	1 722,24	PE80
5	Ø250	22,7	1 818,00	2 122,58	PE80
1 -	Ø315	28,6	2 280,00	2 644,50	PE80
1	Ø400	36,3	2 820,00	3 304,40	PE80
1	Ø500	45,4	3 411,00	3 971,87	PE80
1	Ø630	57,2	4 122,50	4 784,50	PE80

TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix HT DA/ML	Prix TTC DA/ML	PEHD
PE2001	Ø20	2,3	38,51	44,47	PE80
PE2002	Ø25	3,0	52,28	62,38	PE80
PE2003	Ø32	3,6	82,23	96,20	PE80
PE2004	Ø40	4,5	128,18	148,94	PE80
PE2005	Ø50	5,6	190,7	224,82	PE80
PE2006	Ø63	7,1	288,73	348,21	PE80
PE2007	Ø75	8,4	447,38	523,40	PE80
PE2008	Ø90	10,1	627,89	733,70	PE80
PE2010	Ø110	12,3	848,88	1 010,57	PE80
PE2011	Ø125	14,0	1 022,78	1 207,22	PE80
PE2012	Ø160	17,9	1 347,89	1 578,68	PE80
PE2013	Ø200	22,4	1 721,70	2 022,29	PE80
PE2014	Ø250	27,9	2 148,32	2 570,21	PE80
PE2015	Ø315	35,3	2 688,88	3 170,48	PE80
PE2016	Ø400	44,7	3 210,00	3 818,74	PE80
PE2017	Ø500	55,8	3 843,81	4 544,88	PE80
-	Ø630	-			PE80

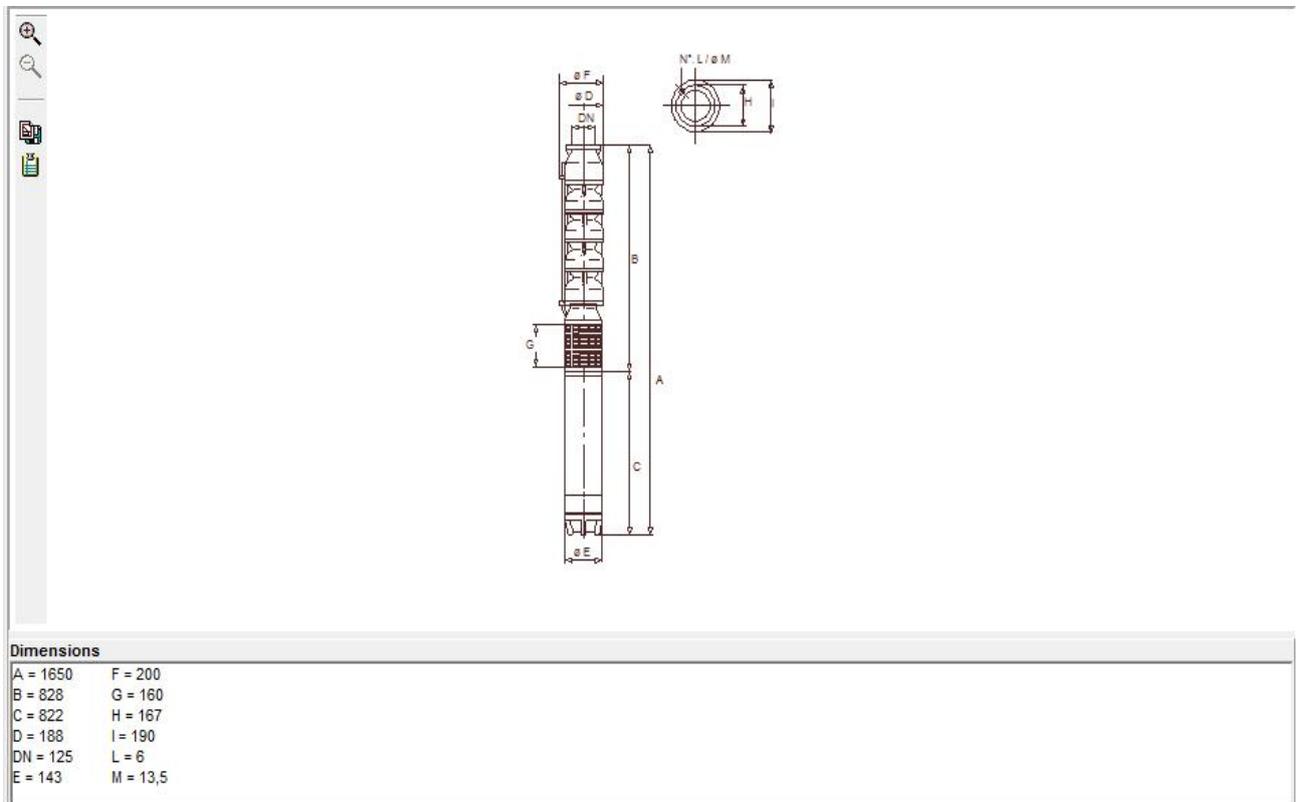
* Longueur de Tubes : de Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Courbes (Boucles) de 100 ML.
 * Longueur de Tubes : de Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 52 ML.
 * Longueur de Tubes : de Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

ne Industriel setif TEL : 036 92 41 12 /93 01 80 FAX :036 93 58 60

SARL K-PLAST
 Transformation de Plastique
 Cité du 1^{er} Novembre 1954
 BORDJ BOULEVARD SETIF 0
 Un "K" à retener...

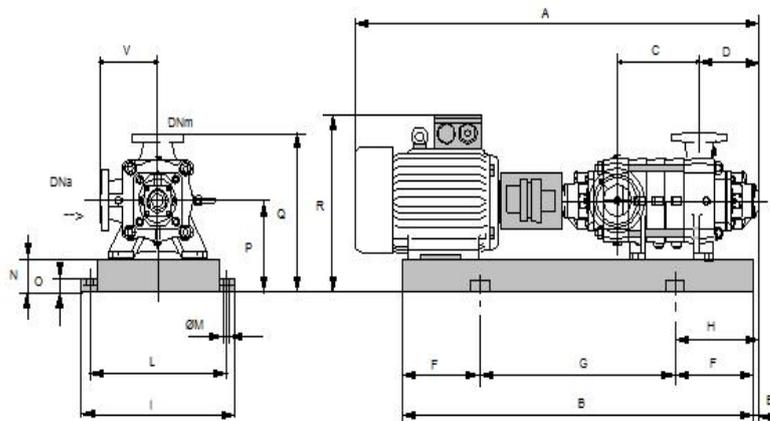
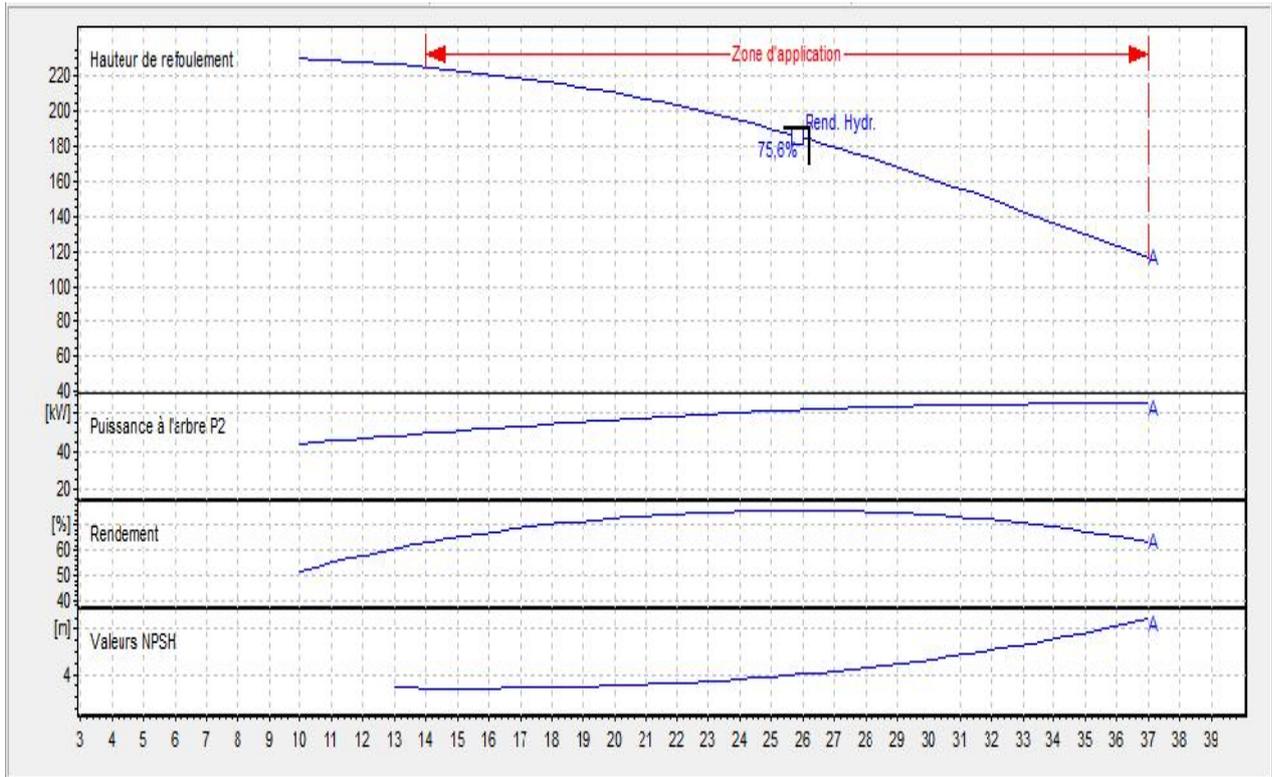
Annexes

ANNEXE (3)



Annexes

ANNEXE (4)

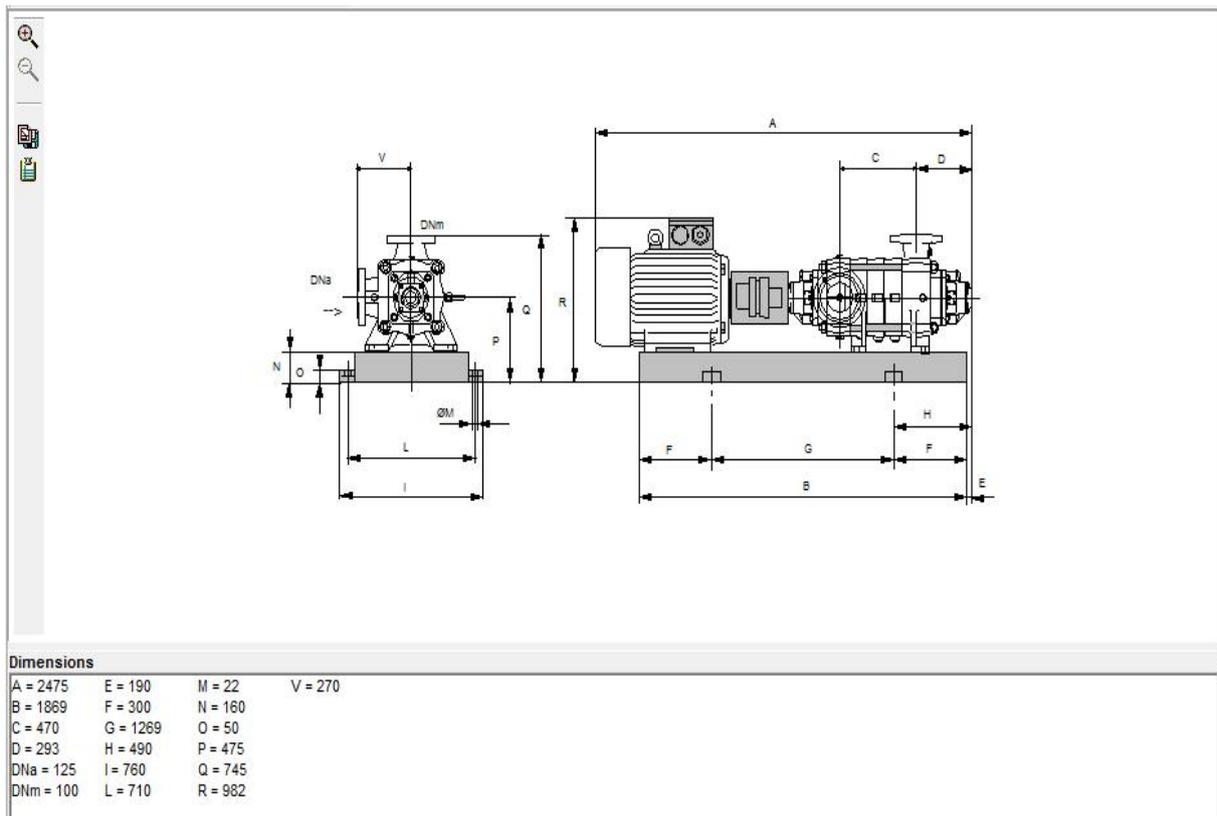
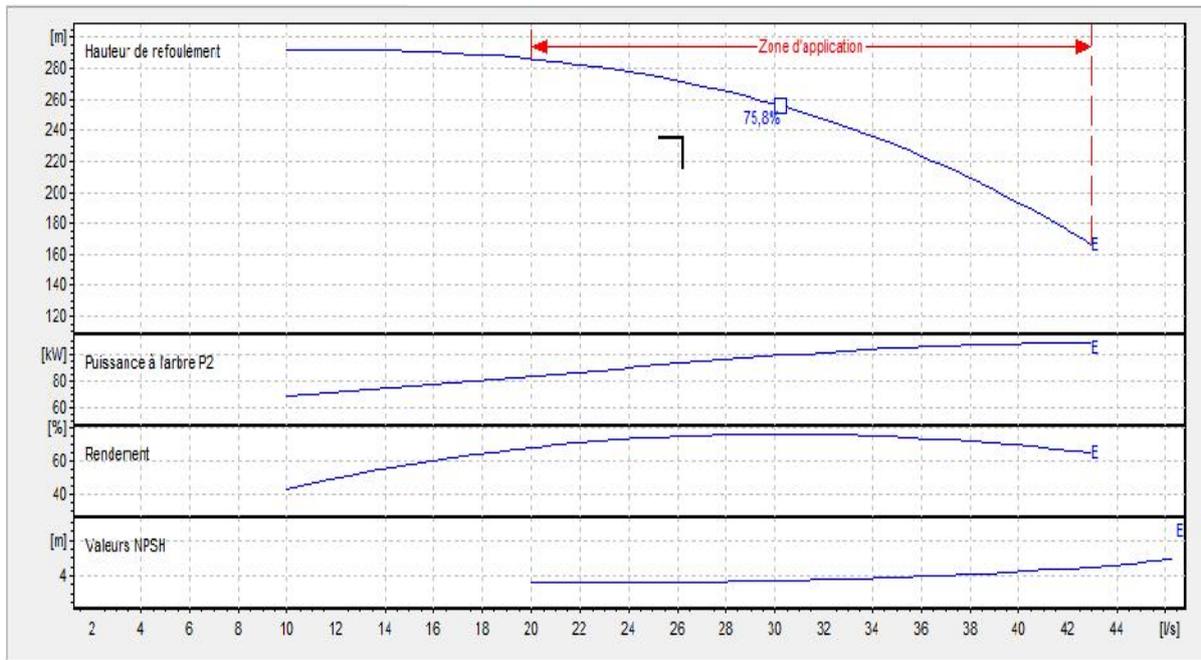


Dimensions

A = 1873	E = 185	M = 20	V = 245
B = 1546	F = 250	N = 140	
C = 310	G = 1046	O = 45	
D = 274	H = 435	P = 420	
DNa = 100	I = 670	Q = 665	
DNm = 80	L = 620	R = 836	

Annexes

ANNEXE (5)

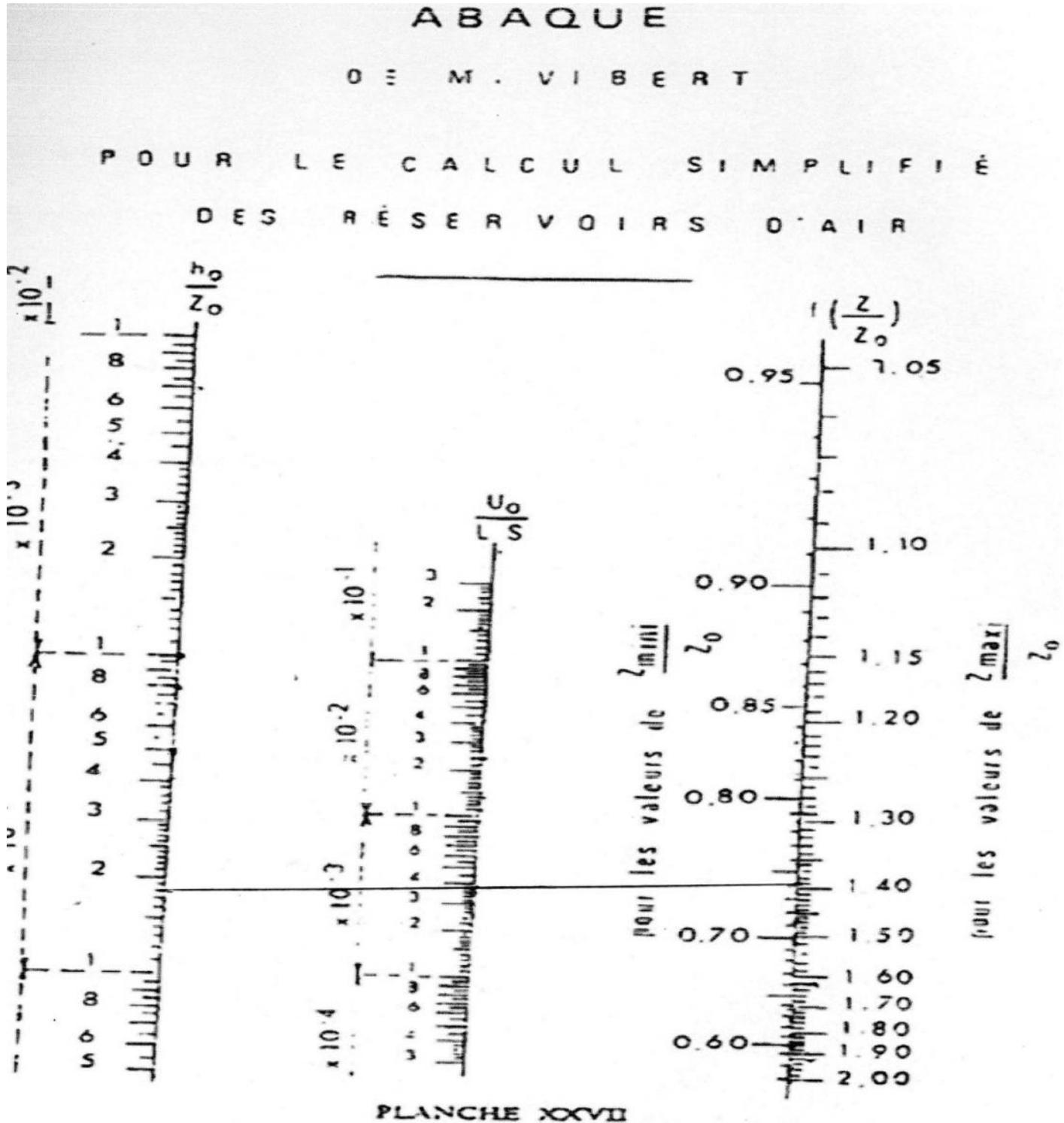


Annexe (V.6): Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

Annexes

Annexe (6)



Annexes

Chapitre VI : dimensionnement des ouvrages de stockage

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré cas des deux réservoirs projetés

TIHAMMAMINE (Ctn 983,07m) et OULED AHMED (Ctn 914,77m) :

