

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'adduction de la ville Brezina (w.Elbayadh) a partir de champ de captage Kber.**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-13

APA Citation ( APA توثيق ):

**Bouam, Abdelouadoud (2013). Etude d'adduction de la ville Brezina (w.Elbayadh) a partir de champ de captage Kber[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI 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 :**

**ETUDE D'ADDUCTION DE LA VILLE BREZINA  
(W.ELBAYADH) A PARTIR DE CHAMP DE CAPTAGE  
KBER**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BOUAM Abdelouadoud**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY:**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> R.KERID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. BELALI</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Promotrice</b>

**Juin – 2013**

# REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice **M<sup>me</sup> MOKRAN.O**, pour l'aide qu'elle m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis.

Grands merci à vous tous.

L'ingénieur BOUAM Abd el ouadoud

# ❧DÉDICACE❧

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui ont cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère DHIABA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À la mémoire de mon père SAID qui m'a soutenu.

À mes frères Med et Chik, Tofik, Brahim, Sadam, Elbay, et Hicham

À tous les membres De la famille : BOUAM .

À mes frangines. Kheira, Djmaa, Wahiba et Chaima.

À tous (tes) mes camarades .

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est temps de leur dédier du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : AEG, KHALFAOUI .BOUGHEFELA.LAKHDER.YASSINE, SAID.MOURAD.CHEBEB.LAAMRI.TAHBI.HABIB.AMINEM.ABDELLAH.MABKHOT.BOUCHIHA.YAHYA.OMAR.TALAL.ABDO . IMAD.NAFAA.BILEL SEID.YAAKOUB. KHALIL ,CHAWKI,BENAISSA, La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

BOUAM Abdelouadoud-2013 ❧

## ملخص

تعاني مدينة بريزينة بولاية البيض من عجز في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا بسبب إنشاء المدينة الجديدة مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع.

من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة قبر نحو مدينة بريزينة وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد الأنابيب وحمايتها من الظاهرة الانتقالية التي تدعى بالمطرقة المائية وحساب حجم الخزانات. ومن خلال هذه الدراسة أخذنا بالاعتبار المظهر التقني والاقتصادي بهدف تلبية حاجيات سكان هذه المدينة من المياه كما ونوعا.

## Résumé

La ville de Brézina (W.D'El-Bayadh) souffre d'un déficit dans l'approvisionnement en eau potable, qui est due à la création d'une nouvelle ville, ce qui nécessite la réalisation d'une étude globale visant à améliorer la situation, en alimentant cette ville en eau potable à partir du champ de captage des eaux souterraines KBER vers la ville Brézina. l'Objectif de notre étude consiste à déterminer les dimensions de canalisations et la protection de ces dernières d'un phénomène transitoire appelé le coups de bélier et de calculer les volumes des réservoirs , en prenant en compte l'aspect technique et économique afin de répondre à la demande des habitants de cette ville, à la fois quantitative et qualitative.

## Abstract

Though it has been newly created, the town of Brézina (W.D'El-Bayadh) suffers a large deficit in terms of drinking water supply. Accordingly, the realization of thorough study is required to improve the situation through supplying this town with drinking water from the field of collection of KBER underground waters. This study aims at determining the measurements of the canalizations and the protection of this latter from the phenomenon of knocks of ram as well as the calculation of the volumes of the reservoirs. Mean while, throughout this study we have taken into consideration the technical and economic sight in order to respond to the needs of the inhabitants of this town both quantitatively and qualitatively.

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau n° I. 1 : précipitations Moyennes Mensuelles .....	7
Tableau n° I.2 : Température Moyennes Mensuelles.....	7
Tableau n°I. 3 : Nombre d' heures d'insolation par mois .....	8
Tableau n°I. 4 : Nombre de jour de gelée .....	8
Tableau n°I. 5 : caractéristiques des forages existants .....	13
Tableau n° I. 6 : Caractéristiques des forages de renforcement.....	14
Tableau n° I. 7 : Production journalière des forages .....	14
Tableau n° I. 8 : les réservoirs existants.....	15
Tableau n°I. 9 : Le réseau d'alimentation en eau potable actuel.....	16

### Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Tableau n° II.1: Evolution de la population à différents horizons .....	17
Tableau n° II.2: Répartition des besoins moyens journaliers de la ville Brezina à différents horizons .....	20
Tableau n° II.3: Répartition des besoins moyens journaliers de la nouvelle ville à différents horizons .....	20
Tableau n° II.4: Répartition des besoins moyens journaliers total à différents horizons.....	20
Tableau n°II.5: débits d'équipements moyens journaliers de Brezina.....	21
Tableau n° II.6: débits d'équipements moyens journaliers de la nouvelle ville .....	22
Tableau n°II.7: débit moyens journaliers total de la zone d'étude à différents horizons .....	23
Tableau n° II.8: Consommations maximale et minimale journalière.....	24
Tableau n° II.9: Variation du coefficient $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitant .....	25
Tableau n° II.10: Variation du coefficient $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitant.....	25
Tableau n° II.11: Répartition horaire du débit maximum journalier.....	26
Tableau n°II.12: Variation du débit horaire .....	27

### Chapitre III : Etude d'adduction

Tableau n° III. 1 : Les valeurs de M.....	37
Tableau n° III. 2 : Les valeurs de K , m et $\beta$ .....	37
Tableau n° III. 3 : Les valeurs de $\alpha$ ,a et b :.....	38
Tableau n° III. 4 : Coefficients K', m, $\beta$ pour différents types du tuyau .....	41

Tableau n° III. 5 : les caractéristiques de chaque tronçon.....	44
Tableau n° III. 6 : Calcul de la HMT du tronçon ( F 1 –A ) : .....	47
Tableau n° III. 7 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F 1 –A) : .....	48
Tableau n° III. 8 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F 1 –A) : .....	48
Tableau n° III. 9 : Bilan du tronçon (F 1 –A) : .....	48
Tableau n° III. 10 : Calcul de la HMT du tronçon ( F 2 –A ) : .....	49
Tableau n° III. 11 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon ( F 2 –A ) : .....	50
Tableau n° III. 12 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon ( F 2 –A ) : .....	50
Tableau n° III. 13 : Bilan du tronçon ( F 2 –A ) : .....	50
Tableau n° III. 14 : Calcul de la HMT du tronçon A-Réservoir tampon : .....	51
Tableau n° III. 15 : Calcul des frais d'amortissement A-Réservoir tampon.....	52
Tableau n° III. 16 : Calcul des frais d'exploitation A-Réservoir tampon .....	52
Tableau n° III. 17 : Bilan du tronçon A-Réservoir tampon.....	52
Tableau n° III.18. Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire .....	55
Tableau n° III.19: Pressions pour les points de l'adduction .....	55
Tableau n° III.20 : Les frais d'investissement total de la conduite gravitaire.....	56
Tableau n° III. 21 : les caractéristiques de chaque tronçon : .....	56
Tableau n° III. 22: Calcul de la HMT du tronçon ( F 1 –A ) : .....	59
Tableau n° III. 23 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F 1 –A) : .....	59
Tableau n° III. 24 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F 1 –A) : .....	59
Tableau n° III. 25 : Bilan du tronçon (F 1 –A) : .....	60
Tableau n° III. 26 : Calcul de la HMT du tronçon ( F 2 –A ) : .....	61
Tableau n° III. 27 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon ( F 2 –A ) : .....	61
Tableau n° III. 28 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon ( F 2 –A ) : .....	61
Tableau n° III. 29 : Bilan du tronçon ( F 2 –A ) : .....	62
Tableau n° III. 30 : Calcul de la HMT du tronçon du tronçon A-Réservoir tampon : .....	63
Tableau n° III. 31 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-Réservoir tampon .....	63
Tableau n° III. 32 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-Réservoir tampon .....	63
Tableau n° III. 33 : Bilan du tronçon A-Réservoir tampon.....	64
Tableau n° III. 34 les paramètres hydrauliques : .....	66
Tableau n° III. 35 Les frais d'investissement total de la conduite gravitaire : .....	66
Tableau n° III. 36 Les bilans de chaque tronçon : .....	67
Tableau n° III. 37 le dimensionnement final de l'adduction : .....	67
Tableau n° III. 38 Variantes pour le choix du type de pompe (F1).....	70

Tableau n° III. 39 les caractéristiques du groupe électropompe choisi.....	70
Tableau n° III. 40 Variantes pour le choix du type de pompe.....	71
Tableau n° III. 41 les caractéristiques du groupe électropompe chois.....	71

#### **Chapitre IV : protection contre le coup de bélier**

Tableau n° IV.1 : Calcul du coup de bélier .....	84
--	----

#### **Chapitre V : ouvrages de stockage**

Tableau n° V 1 : caractéristiques des réservoirs existants : .....	87
Tableau n° V. 2: calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire .....	88
Tableau n° V. 3: Débit actuel mobilisé pour notre agglomération.....	89
Tableau n° V. 4: Balance (ressource/ besoins).....	89
Tableau n° V. 5 Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire). .....	90
Tableau n° V. 6 : Détermination de la capacité des réservoirs de distribution .....	92

#### **Chapitre VI : organisation de chantier et protection et sécurité de travail**

Tableau n° VI.1. Choix du coefficient du talus:.....	107
Tableau n°VI.2. Coefficient de foisonnement.....	107
Tableau n°VI.3. Volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle	109
Tableau n°VI.4. Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .....	109
Tableau n°VI.5. Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	111
Tableau n° VI.6. Volume total du lit de sable .....	112
Tableau n°VI.7. Détermination du délai de la réalisation .....	118

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I.1: communes limitrophes de Brézina .....	3
Figure I.2: Carte géographique de la région d'étude " Brezina " .....	4
Figure I.3: Carte géologique de la région d'étude à l'échelle 1 /200 000 .....	6
Figure I.4: situation géographique de Brezina.....	9
Figure I.5: Photo de chantier de la nouvelle ville " Brezina " .....	10
Figure I.6: Photo Réservoir de Khelef (120m <sup>3</sup> ) Très dégradé à déclassé.....	15

### Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Figure II.1: graphe de l'évolution démographique pour différents horizons .....	18
Figure II.2: graphique des besoins moyens journaliers de Brezina el la nouvelle ville à différents horizons .....	21
Figure II.3 : Diagramme de la consommation de l'année 2033 .....	28
Figure II.4: Courbe de la consommation cumulée horaire pour une journée de l'année 2033.....	28

### Chapitre III : Etude d'adduction

Figure III.1: Schéma vertical de la variante N°1 .....	33
Figure III.2: Schéma vertical de la variante N°2.....	33
Figure III.3: Schéma de la variante N°1 .....	34
Figure III.4: Schéma de la variante N°2.....	35
Figure III.5: courbe caractéristique de la première pompe (variante 1).....	46
Figure III.6: courbe caractéristique de la deuxième pompe (variante 1).....	46
Figure III.7: courbe de couplage des deux pompes (variante 1).....	47
Figure III.8: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F1-A).....	49
Figure III.9: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F2-A).....	51
Figure III.10: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (A-RT).....	53
Figure III.11: couplage des deux pompes (VAR2) .....	58
Figure III.12: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F1-A).....	60
Figure III.13: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F2-A).....	62
Figure III.14: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) du tronçon (A-RT) .....	64
Figure III.15: schéma représentative des différents HMT .....	69
Figure III.16: les courbes caractéristiques (F1).....	73

Figure III.17: les courbes caractéristiques (F2).....	73
Figure III.18: la courbe de couplage des deux pompes.....	74

## **Chapitre IV : protection contre le coup de bélier**

Figure IV.1: Réservoir anti bélier à vessie butyle.....	81
Figure IV.2: sens d'écoulement en régime permanent.....	82
Figure IV.3: sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert.....	82
Figure IV.4: sens d'écoulement quand le clapet est fermé.....	82
Figure IV.5: Courbe générale de propagation des ondes.....	84

## **Chapitre V : ouvrages de stockage**

Figure V.1 graphe de balance (ressource/ besoins).....	89
Figure V.2 graphe de Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire).....	90
Figure V.3 Arrivée par sur verse(Chute libre).....	95.
Figure V.4 Arrivée par sur verse (Noyée).....	95
Figure V.5 Arrivée par dessous (Par le fond).....	95
Figure V.6:Arrivée par dessous (Par le bas).....	95
Figure V.7 robinet automatique de remplissage.....	96
Figure V.8: Conduite de départ.....	97
Figure V.9 Conduite de vidange et de trop plein.....	98
Figure V.10 Conduite by-pass.....	98
Figure V.11 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	100

## **Chapitre VI : organisation de chantier et protection et sécurité de travail**

Figure VI.1 schéma de la tranchée.....	106
Figure VI.2. Pelle équipée en rétro.....	111
Figure VI.3. Bulldozer.....	112
Figure VI.4. Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	113
Figure VI.5. Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	114
Figure VI.6. Pose de conduites dans un terrain agressif.....	115
Figure VI.7. Pose de canalisation en galerie.....	115
Figure VI.8. Pose de canalisation en forte pente.....	116
Figure VI.9. Traversée d'une rivière.....	116
Figure VI.10. Rouleau lisse.....	117
Figure VI.11. Schéma du réseau à nœud.....	119
Figure VI.12.Pourcentage des différentes natures d'accident.....	120

## **Liste des planches**

**Planche N°1 : tracé de la variante d'adduction**

**Planche N°2 : profil en long**

**Planche N°3 : coup de réservoir**

**Planche N°4 : accessoires du réseau**

**Planche N°5 : plan de masse de l'agglomération**

# Introduction Générale

L'eau primordiale à la vie, implique pour son transport des connaissances diverses pour le calcul des ouvrages nécessaires.

Dans ce cadre, entre l'objet de la présente étude d'adduction de la ville Brezina située dans la Wilaya d'ELBAYADH à l'ouest d'Algérie.

A fin d'élaborer ce travail nous commençons par la collecte des données des différentes situations de la zone d'étude et de proposer des solutions pour l'approvisionnement en eau potable de la population, en évaluant la quantité d'eau demandée à l'horizon futur.

Nous dimensionnons par la suite les ouvrages d'adduction d'eau à partir de deux forages et nous choisissons les moyens de pompes convenables. L'écoulement de ces eaux peut nécessiter une protection contre les phénomènes transitoires l'objet du chapitre IV. Par la suite nous calculons les ouvrages de stockages et nous allons étudier l'organisation des travaux de chantier tenant compte de la sécurité lors de leur exécution.

## **Introduction**

En 1985 et suite à un nouveau découpage administratif , Brézina est rattachée à la wilaya d'El Bayadh et promue au rang de Daïra.

Elle se situe à 100 Km au Sud-Est de son chef lieu de wilaya auquel elle est reliée par le route nationale numéro 107 (RN107).

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

### **I.1. Situation géographique**

La commune de Brézina est limitée à l'ouest par la commune d'El Abiodh Sidi Cheikh , Arbaouet et Kraakda , au Nord par les communes de Sidi Amar, Sidi Taifour et Ghassoul, tandis qu'à l'Est elle est limitrophe à la commune de Laghouat, enfin, elle est voisine de la wilaya de Ghardaïa au Sud et au Sud-Est ( voir Figure I.2).

La densité Pour une superficie de **15 702,80** Km<sup>2</sup>, est de **0,91** habitant au Kilomètre carré (Source ONS).

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située à 33°05' 58'' Nord et 1° 15' 39'' Est L'altitude varie entre 870m NGA et 1080m NGA

Plus de **80 %** de la population est concentrée au chef lieu de commune.

La commune de Brezina est composée de quatorze localités :

- ✓ Aïn Lamara
- ✓ **Brézina**
- ✓ Brèzna
- ✓ Draa Dhib
- ✓ El Ghrar
- ✓ Hassi Ben Della
- ✓ Khellaf
- ✓ Ouled Aïssa
- ✓ Ouled Moumène (en partie)
- ✓ Ouled Sidi Cheihk (partie ouest)
- ✓ Reziguet (en partie)
- ✓ Sid El Hadj Dine
- ✓ Souas
- ✓ Teniet Tmar

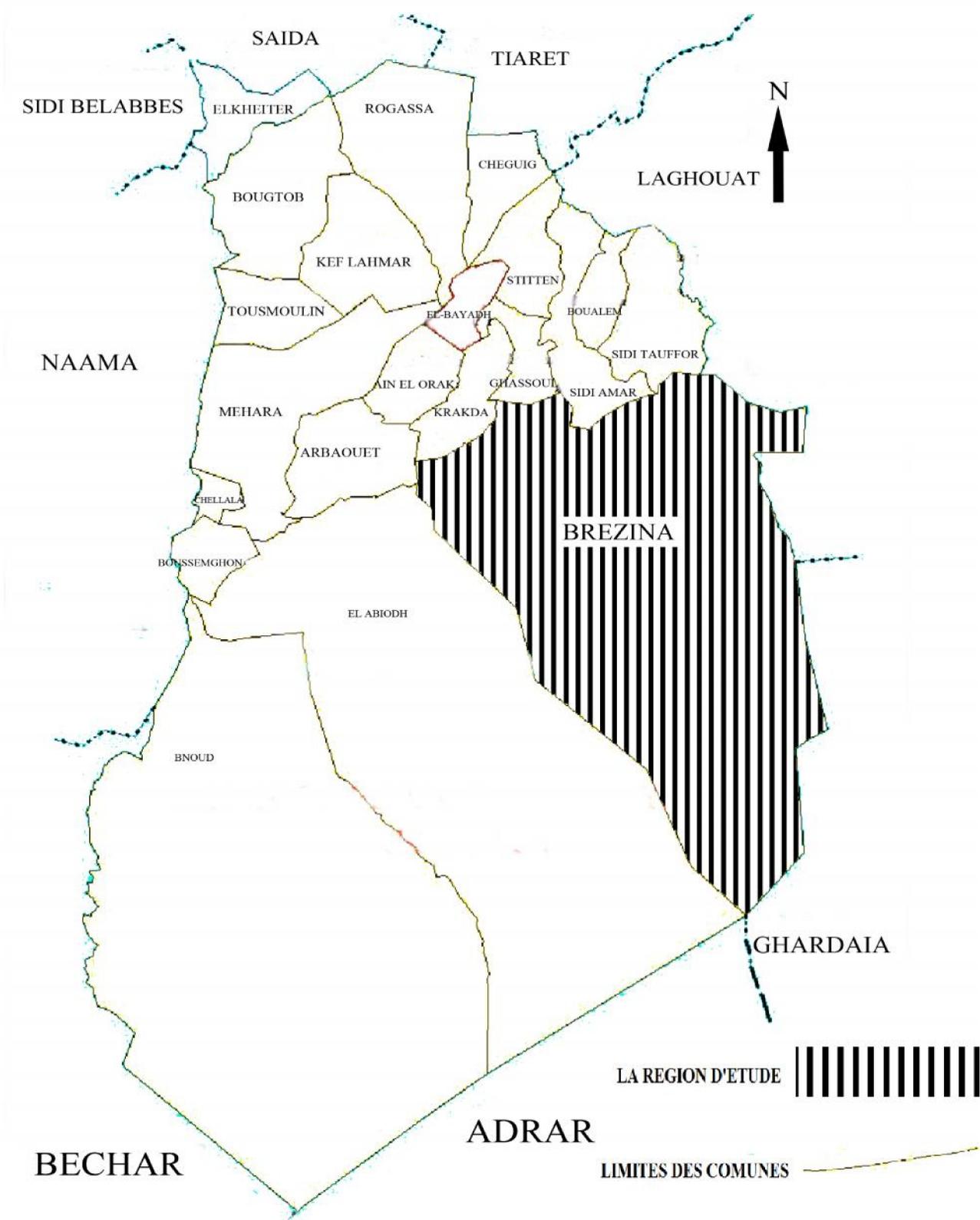


Figure I.1: Communes limitrophes de Brézina (APC BREZINA)

## I.2. Urbanisation de la commune

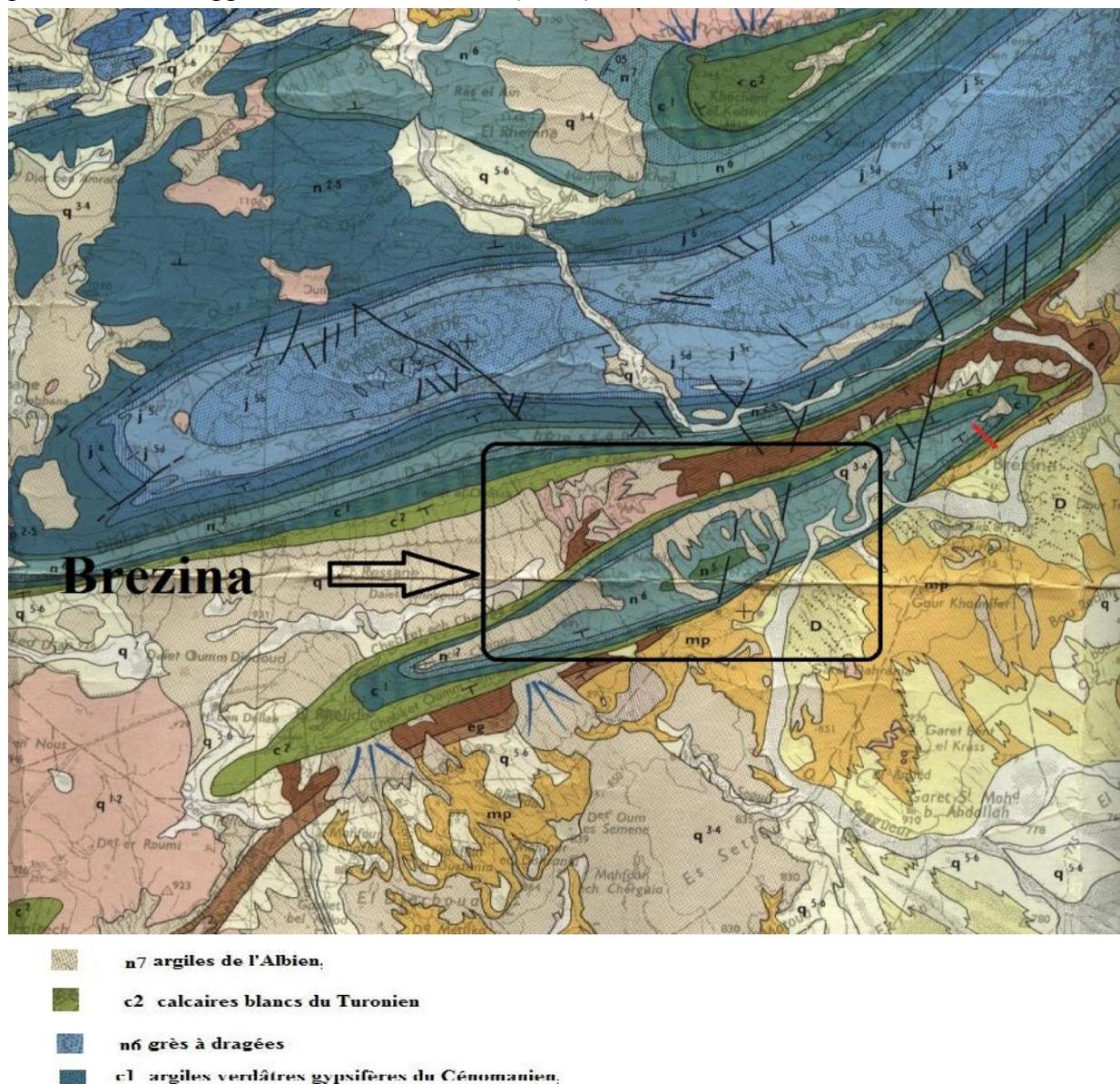
L'agglomération chef-lieu (ACL) de commune, Brézina est formée par un groupement urbain comprenant deux centres urbains : Brézina et Khellaf qui sont séparés par une voie principale. Les deux noyaux sont séparés par plus d'un kilomètre, d'où une discontinuité dans le tissu urbain qui connaît une faible urbanisation.

Les composantes ethniques sont représentées par les Ouleds Aissa à Brézina et un mélange donné par les ouleds Sidi Cheikh à Khellaf.

## I.3. Situation géologique

Brézina est située au pied de l'Atlas Saharien puisqu'elle est localisée dans les hautes plaines steppiques.

Sur le territoire de la commune, on trouve des GOURS (qui se caractérisent par la puissance du terrain et l'uniformité de composition de leurs assises) dont une à proximité de l'agglomération chef-lieu (ACL).



**Figure I.3:** Carte géologique de la région d'étude à l'échelle 1 /200 000 (DRE D'ELBAYADH)

## I.4 .Topographie

La situation topographique de la zone d'étude est déterminée à base d'une carte d'état major au 1/50000.

Le relief est très accidenté au Nord, avec des garates au Sud.

## I.5. Situation climatique

La zone d'étude jouit d'un climat de type Saharien au Sud, présaharien au Nord . Brézina a un climat continental et aride.

### I.5. 1.Pluviométrie

Brézina classée dans l'étage aride, reçoit moins de **130** mm/ an repartis en 32 jours.

**Tableau n° 1 :** précipitations Moyennes Mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	La somme
Pluies moyenne (mm)	9	7	20	10	3	9	2	3	12	16	18	20	129

Source Agence Nationale des Ressources Hydrauliques d'Oran

### I.5. 2.Température

D'après l'office national de météo, station d'El Abiodh Sid Cheikh, la température annuelle maximale est de **36,6°** C et minimales **2,1°**

**Tableau n°2 :** Température Moyennes Mensuelles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	max	min
T° Moy maximale	31,5	24,7	18,7	14,2	21,1	15,8	22,1	18,1	33,3	36,6	31,5	34,4	36.6	14.2
T° Moy Minimale	18,9	19,4	8,5	4,5	2,1	4,7	10,2	15,4	20,3	23,8	23,7	18,8	12.8	2.1
T° moy	25,2	22.1	13,6	9,35	11.6	10,3	16,2	16,8	26,8	30,2	27,6	26,6		

Source Office National de la Météo, station d'El Abiodh Sid Cheikh

### I.5. 3.Vent

Les vents dominants au Nord et du Nord- Est de Brezina , le sirocco souffle du Sud-ouest au Nord-Est , le sirocco a lieu généralement entre le mois de Juin et le mois d'Août.

### I.5. 4.L'insolation

L'insolation moyenne dure 11,2 heures par jour en Juillet et 6 heures par jour en Décembre

**Tableau n° 3 :** Nombre d' heures d'insolation par mois

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Insolation En heure	192	182	233	256	300	300	347	313	264	245	201	186	3051

Source :Office National de la Météo, station d'El Abiodh Sid Cheikh

### I.5. 5.Le gel

Dans la commune de Brézina le gel est présent du mois de Novembre à Février quelquefois en Mars.

**Tableau n° 4** : Nombre de jour de gelée

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Nombre De jours	7,3	1	0,8	0	0	0	0	0	0	0	1	2

Source : Office National de la Météo, station d'El Abiodh Sid Cheikh

### I.6. Hydrographie et hydrologie

La bassin versant de l'oued Segueur réellement récepteur des eaux pluviales s'étend sur 8900 Km<sup>2</sup>.

L'oued Segueur prend sa source au Nord, au niveau d'El Bayadh, pour le nom d'oued Ghassoul puis sous le nom de Mouillah en recevant des affluents variables comme Oued Rhoul avant d'atteindre la région de Brézina où il est appelé Oued Segueur. Son parcours est de 160 Km.

Les quelques établissements humains sont en bordure de l'Oued à l'exception de Hassi Ben Della.

La nappe de l'oasis de Brézina est alimentée par l'Oued Segueur.

#### I.6. 1.Zone de parcours présaharien

C'est le tertiaire continental (Hamada et Gours + argiles sableuses), ce qui explique l'aridité du climat.

#### I.6. 2.Zone à vocation saharienne

Situé au Sud, se distingue par la rareté du couvert végétal et la prédominance des formations dunaires et inter-dunaires (erg, dunes)

### I.7. Aspects sociodémographiques et économiques

Selon les données officielles de l'office National des statistiques (ONS) la population communale en 2008 est composée de 12 468 personnes puis en 2013 elle est de 14315 habitants enregistrant ainsi un taux d'accroissement annuel de 2.8%

### I.8. Typologie

Au niveau du chef lieu de commune on trouve plusieurs types de logement :

Le Ksar : noyau central et ancien de la ville composé de constructions très anciennes, dont une partie est vétuste et une autre en ruine ou menaçant ruine, c'est un type de construction qui a répondu à des préoccupations de l'époque où il fut construit (défense des attaques de l'extérieur, proximité des cultures qui sont aux abords de l'oued Segueur, lieu de rassemblement de la communauté...)

Les logements individuels de type Haouch rural ; ce sont des construction avec cour intérieure ( Nord et Sud Ouest du wilaya et au tour du Ksar)

Les logements individuels construits dans les lotissements récents (de type Haouch le plus souvent).

Presque toutes les habitations sont au rez-de-chaussée, et rares sont celles qui disposent d'un niveau d'étage (R+1) sauf les Logements individuels de la **nouvelle ville** Brezina : qui est projetée à contenir 6 000 habitants

A l'exception du Ksar où les constructions sont vétustes, le reste du village est composé de constructions en bon état (nouvelles constructions notamment celles des lotissements) ou moyen état.

## I.9. Equipements

### I.9. 1. Equipements de Brezina

#### Tableau n° 5 Les primaires de Brezina

Nombre de l'école	Nombre des élèves	La somme
03	250+487+171	908

#### Tableau n° 6 Les CEM de Brezina

Nombre de CEM	Nombre des élèves	La somme
02	522+513	1035

#### Tableau n° 7 Les Lycées de Brezina

Nombre de lycées	Nombre des élèves	La somme
1	651	651

#### Tableau n° 8 Les centre de formation professionnel (C.F.P.A) de Brezina

Nombre de C.F.P.A	Nombre des élèves	La somme
1	129	129

#### Tableau n° 9 Les mosquées de Brezina

les mosquées dans le Territoire de la commune	Nombre de mosquées
Mosquée	03

#### Tableau n° 10 Les équipements sanitaires de Brezina

Centre de santé	Nombre
Polyclinique	01
Maternité	01
Salle de Soins	03

#### Tableau n° 11 Les équipements culturels et sportifs de Brezina

équipements culturels et sportifs	Nombre
Stade	03
Complexe sportifs	01
Stade matico	03

#### Tableau n° 12 Services de Brezina

services	Nombre
Gendarmerie	01
Marche couvert	01
Surte de daira	01
Station de service	01
Locaux commerciaux	40

## I.9.2. Equipements de La nouvelle ville Brezina

**Tableau n° 13 Les primaires de La nouvelle ville Brezina**

Nombre de l'école	Nombre des élèves	La somme
01	500	500

**Tableau n° 14 Les CEM de La nouvelle ville Brezina**

Nombre de CEM	Nombre des élèves	La somme
01	600	600

**Tableau n° 15 Les Lycées de La nouvelle ville Brezina**

Nombre de lycées	Nombre des élèves	La somme
1	800	800

**Tableau n° 16 Les mosquées de La nouvelle ville Brezina**

les mosquées dans le Territoire de la commune	Nombre de mosquées
Mosquée	01

**Tableau n° 17 Les équipements sanitaires de La nouvelle ville Brezina**

Centre de santé	Nombre
Salle de Soins	01

**Tableau n° 18 Les équipements culturels et sportifs de La nouvelle ville Brezina**

équipements culturels et sportifs	Nombre
Stade	01
Stade matico	02

**Tableau n° 19 Services de La nouvelle ville Brezina**

services	Nombre
Station de service	01
Locaux commerciaux	15

## I.10.Situation hydraulique

### I.10.1.Ressources en eau

La ville de Brezina est alimenté a partir de 2 forages pour un débit mobilisé de 22 l/s , le débit d'exploitation actuel est de 22 l/s . Les données recueillies ne permettent pas l'estimation de la consommation d'eau réelle de la ville. Il n'y a pas d'informations concernant la production moyenne journalière ni le volume moyen distribué. Dans les zones d'alimentation actuelles il n'y a pas de croissance au niveau de la population, La dotation en eau potable actuelle est moins de 150l/ha/ j . La zone est alimentée actuellement par deux ( 02 )forages qui sont situes au niveau la ville de Brezina , Les caractéristiques des différents forages sont données dans le tableau suivant :

**Tableau n° 20 : caractéristiques des forages existants**

Forages	Débit (l/s)	Profondeur(m)	cote de calage de la pompe (m)	date de réalisation	Observations
F1 ( Khelef )	08	250	81	1986	exploité
F2 (Brezina )	14	120	81	1990	exploité

Le champ de captage des eaux souterraines de KBER, destiné au renforcement de l'eau potable de la ville de Brezina et la nouvelle ville du point de vue quantitatif et qualitatif.

**I.10.1.A. Présentation du champ de captage de Kber**

Le champ de captage de KBER est situé à 18 .004 km au Nord Ouest de la ville de Brezina.

**I.10.1.B. Situation du champ de captage**

Le champ de captage de KBER est composé de deux (02) forages, ces dernier sont destinés pour renforcement les besoins en eau la ville de Brezina et la nouvelle ville projeté L'acheminement de ces eaux se fait par une adduction à partir des forages jusqu'au réservoir de distribution.

**I.10.1.C. Caractéristiques des forages de renforcement**

**Tableau n° 21** : Caractéristiques des forages de renforcement.

Forages	Q d'exploitation (l/s)	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)	date de réalisation
Kber 1	30	60	160	2012
kber 2	34	60	140	2012

**I.10.1.D. Calcul du volume de production journalière des forages**

Les pompes des forages travaillant 24h, elles refoulent des débits journaliers (selon le tableau. n° 22 )

**Tableau n° 22** : Production journalière des forages

Forages	m <sup>3</sup> /j	m <sup>3</sup> /h	l/s
F1 ( Khelef )	691.2	28.8	8
F2 (Brezina )	1209.6	50.4	14
<b>Kber 1</b>	2592	108	30
<b>kber 2</b>	2937.6	122.4	34
Total	7430.4	309.6	86

### I.10.2. Stockages existant

- Les réservoirs disponibles actuels sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau n° 23** : les réservoirs existants

N°	capacité réservoir et château d'eau (m <sup>3</sup> )	localités	état du réservoir
01	1Rx300 1Rx120	-Khelef -Khelef	Dégradé à réhabiliter Très dégradé à déclassé
02	1Rx250	-Brezina Ksar	Moyen
03	1Rx500	Logement OPGI Et une partie nord de Khelef	Dégradé à réhabiliter
04	1Rx1500	Logement OPGI Et une partie nord de Khelef	au cours de réalisation

### I.10.3. réseau d'alimentation en eau potable

**Tableau n° 24** : Le réseau d'alimentation en eau potable actuel

	Matériau	Diamètre	Année de réalisation (m)	Observation	
Ancien réseau	PVC	80	740	2004	En bon état à maintenir
		63	12382		
		75	2100		
	PVC	90	120	2004	En bon état à maintenir
		110	1200		
		200	2000		
		<b>TOTAL</b>	18542		
Nouveau réseau	PVC	63	60	2010	En bon état à maintenir
		63	10346.5		
		75	4488		
	PVC	90	2197	2010	En bon état à maintenir
		110	1145		
		163	990		
		200	1085		
		<b>TOTAL</b>	20252		
Système de refoulement	PVC	160	1530	2010	En bon état à maintenir
		200	2450		
		<b>TOTAL</b>	3980		

### Conclusion

Ce chapitre nous a permis de prendre connaissance de la situation globale de la zone d'étude " Brezina " et de cerner les difficultés du réseau d'alimentation en eau potable.

**Introduction**

Ce chapitre a pour objectif, l'étude de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable. Le calcul des besoins en eau potable que se soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à leurs établissement de ces normes restent inchangés et cela à différents horizons.

**II.1. Evolution de la population**

Le nombre d'habitants de la ville de Brezina à l'année de recensement est estimé à 12468 habitants (2008 l'année de référence) en plus de celui de la nouvelle ville qui est projetée à contenir 6 000 habitants(2013).

D'après la direction des ressources en eau de la wilaya D'el Bayadh, le taux d'accroissement est de **2,8%**. Donc Le nombre d'habitants en 2013 est de 14315 habitants

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n \tag{II.1}$$

P<sub>x</sub> : population à l'horizon de calcul ;

P<sub>0</sub> : population à l'année de référence ( 2013) ;

α : Taux d'accroissement démographique, α = 2,8% ;

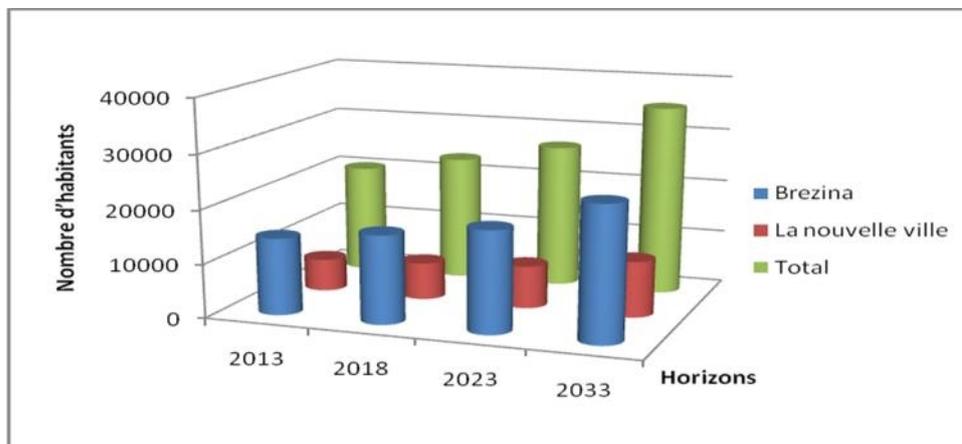
n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul (14315 hab).

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau suivant :

**Tableau n° II.1:** Evolution de la population à différents horizons

ZONE D'ETUDE	Population en 2013	Population en 2018	Population en 2023	Population en 2033
<b>Brezina</b>	14315	16435	18868	24869
<b>La nouvelle ville</b>	6000	6889	7909	10424
<b>Total</b>	20315	23324	26777	35292

A l'horizon 2033, le nombre d'habitants total de la région d'étude sera de **35292** habitants.



**Figure II.1:** graphe de l'évolution démographique pour différents horizons

## II.2. Evolution des besoins en eau potable

### II.2.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins de consommateurs qui sont les suivants :

✓ **Besoins domestique:**

C'est l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

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

✓ **Besoins publics:**

C'est l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

✓ **Besoins industriels et agricoles :**

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

✓ **Besoins scolaires :**

C'est la quantité d'eau demandée par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

✓ **Besoins sanitaires :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

✓ **Besoins d'incendie :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

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

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

### II.2.2. dotation d'eau potable domestique

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et des objectifs à atteindre pour la distribution d'eau (dotation), ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Cette consommation varie comme suit[3] :

- de moins de 5000 habitants ..... 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants ..... 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants ..... 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants ..... .. 115 à 265 l/j/hab

Elle est plus faible dans les régions pauvres que dans les régions riches (elle est due aux développements des installations sanitaires, de l'hygiène, et les habitudes de la population).

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la DRE de la wilaya d'El Bayadh a adopté une dotation de **150 l/j/hab** ,

L'estimation des besoins en eau potable englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

### II.2.2. 1. Consommation moyenne journalière domestique

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$  : consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$  .

$Q_i$  : dotation journalière (pour différent usage).

$N_i$  : nombre de consommateurs

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

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans les tableaux suivants

**Tableau n° II.2:** Répartition des besoins moyens journaliers de la ville Brezina à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	$q_{\text{moy}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$q_{\text{moy}}$ (l/s)
2013	14315	85	1216.775	14.08
2018	16435	100	1643.5	19.02
2023	18868	125	2358.5	27.30
2033	24869	150	3730.35	43.18

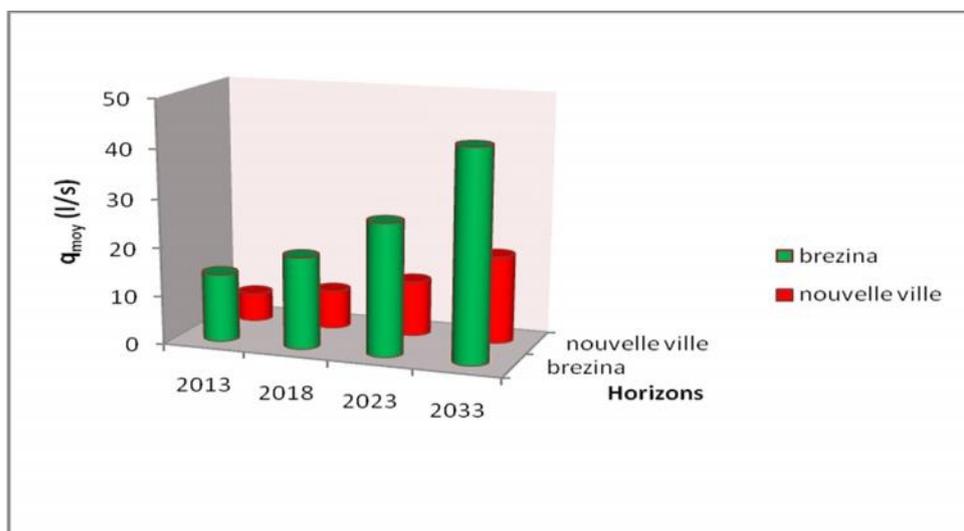
**Tableau n° II.3:** Répartition des besoins moyens journaliers de la nouvelle ville à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	$q_{\text{moy}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$q_{\text{moy}}$ (l/s)
2013	6000	85	510	5.90
2018	6889	100	688.9	7.97
2023	7909	125	988.625	11.44
2033	10424	150	1563.6	18.10

**Tableau n° II.4:** Répartition totale des besoins moyens journaliers à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	$q_{\text{moy}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$q_{\text{moy}}$ (l/s)
2013	20315	85	1726.775	19.99
2018	23324	100	2332.4	27.00
2023	26777	125	3347.125	38.74
2033	35292	150	5293.95	61.27

L'évolution des besoins en eau moyens journaliers de la zone d'étude est montrée par la figure ci après :



**Figure II.2:** graphique des besoins moyens journaliers de Brezina el la nouvelle ville à différents horizons

On remarque que le rapport entre les besoins moyens journaliers de Brezina et la nouvelle ville est de l'ordre de 2.35, les besoins moyens journaliers de la nouvelle ville sont presque la moitié des besoins moyens journaliers de Brezina

**II.2.2. 2. Débit moyen journalier d'équipement**

**II.2.2. 2. 1. Débit moyen journalier d'équipement de la ville Brezina**

**Tableau n° II.5:** débits d'équipements moyens journaliers de Brezina

Equipements scolaires	Nombre	N élèves	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
primaire	03	908	20	18160	0.21
CEM	02	1035	20	20700	0.24
Lycées	01	651	20	12020	0.15
C.F.P.A	01	129	20	2580	0.03
Sante	Nombre	Nombre de lits	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Polyclinique	01	10	400	4000	0.046
Maternité	01	10	400	4000	0.046
Salle de Soins	03	10	400	4000	0.046
Equipement culturels et sportifs	Nombre	Surface ( m <sup>2</sup> ) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Stade	03	10000	2	20000	0.23
Complexe sportifs	01	2200	5	11000	0.13
Stade matico	03	250	2	500	0.01
Equipement religieux	Nombre	Surface ( m <sup>2</sup> ) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Les mosquées	03	1000	5	5000	0.06

Services	Nombre	Surface ( m <sup>2</sup> ) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Gendarmerie	01	5000	2	10000	0.12
Marche couvert	01	1000	5	5000	0.06
Sureté de daïra	01	1500	2	3000	0.03
Station de service	01	2800	5	14000	0.16
Locaux commerciaux	40	1000	2	2000	0.02
<b>Total (l/s)</b>					<b>1.59</b>

**II.2.2. B.2.débit moyen journalier d'équipement de la nouvelle ville**

**Tableau n° II.6:** débits d'équipements moyens journaliers de la nouvelle ville

Equipements scolaires	Nombre	N élèves	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
primaire	1	500	20	10000	0.12
CEM	01	600	20	12000	0.14
Lycées	01	800	20	16000	0.19
Sante	Nombre	Nombre de lits	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Salle de Soins	01	10	400	4000	0.05
Equipement culturels et sportifs	Nombre	Surface ( m <sup>2</sup> ) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Stade	01	10000	2	20000	0.23
Stade matico	02	250	2	500	0.01
Equipement religieux	Nombre	Surface ( m <sup>2</sup> ) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Les mosquées	01	1500	5	7500	0.09
Services	Nombre	Surface ( m <sup>2</sup> ) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (l/s)
Station de service	01	2800	5	14000	0.16
Locaux commerciaux	20	1000	2	2000	0.02
<b>Total (l/s)</b>					<b>1.00</b>

**Tableau n° II.7:** débit moyen journalier total de la zone d'étude à différents horizons

Horizon	2013	2018	2023	2033
Débit Moyen domestique du Chef Lieu Brezina (l/s)	14.08	19.02	27.30	43.18
Débit Moyen domestique de la nouvelle ville (l/s)	5.9	7.97	11.44	18.10
Débit d'équipement du Chef Lieu Brezina (l/s)	1.59	1.59	1.59	1.59
Débit d'équipement de la nouvelle ville (l/s)	1	1	1	1
Débit Moyen journalier Total (l/s)	22.57	29.58	41.33	<b>63.86</b>

### II.2.3. Variation de la consommation

#### II.2.3. 1. Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

##### II.2.3. 1.1. Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{max,j}$ . qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages. Il peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \tag{II.4}$$

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

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = (1, 1-1, 3)$  [1].

On prend:  $K_{max,j} = 1, 3$ ;  $Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).

##### II.2.3. 1.2 Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{min,j}$ ) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \tag{II.5}$$

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

$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{min,j} = (0, 7-0, 9)$  . [1]

On prend:  $K_{min,j} = 0, 7$ ;

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

**Tableau n° II.8:** Consommations maximale et minimale journalière

Zone d'étude	$Q_{moy,j}$ (l/s)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )
Brezina et nouvelle ville (total)	5517.50	0,7	3862.25	1,3	7172.76

le débit maximum journalier calculé est :  $Q_{max,j} = 7172.76 \text{ m}^3/j$ .

**II.2.3. 2. Variation de la consommation horaire**

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ( $K_{max,h}$  ,  $K_{min,h}$ ) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

**II.2.3. 2.1. Consommation maximale horaire**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

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

- Un coefficient  $\alpha_{max}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,5.
- Un coefficient  $\beta_{max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

**Tableau n° II.9:** Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants [2]

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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II.6}$$

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{max} = 1,4$  et  $\beta_{max} = 1,15$

Alors :  $K_{max,h} = 1,4 * 1,15 \Rightarrow K_{max,h} = 1,61$   $Q_{max,h} = 481.16 \text{ m}^3/j$ .

**II.2.3. 2.2. Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

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

- Un coefficient  $\alpha_{min}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient  $\beta_{min}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \tag{II.7}$$

**Tableau n° II.10:** Variation du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants [2]

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

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{min} = 0,4$  et  $\beta_{min} = 0,6$

Alors :  $K_{min,h} = 0,4 * 0,6 \Rightarrow K_{min,h} = 0,24$   $Q_{min,h} = 71.73 \text{ m}^3/j$ .

Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau n°II.11.

**Tableau n° II.11:** Répartition horaire du débit maximum journalier [1]

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

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

Tableau n° II.12: Variation du débit horaire

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=7172.76 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	1.5	107.59	1.5	107.59
1-2	1.5	107.59	3	215.18
2-3	1.5	107.59	4.5	322.77
3-4	1.5	107.59	6	430.37
4-5	2.5	179.32	8.5	609.68
5-6	3.5	251.05	12	860.73
6-7	4.5	322.77	16.5	1183.51
7-8	5.5	394.50	22	1578.01
8-9	6.25	<b>448.30</b>	28.25	2026.30
9-10	6.25	<b>448.30</b>	34.5	2474.60
10-11	6.25	<b>448.30</b>	40.75	2922.90
11-12	6.25	<b>448.30</b>	47	3371.20
12-13	05	358.64	52	3729.84
13-14	05	358.64	57	4088.47
14-15	5.5	394.50	62.5	4482.98
15-16	06	430.37	68.5	4913.34
16-17	06	430.37	74.5	5343.71
17-18	5.5	394.50	80	5738.21
18-19	05	358.64	85	6096.85
19-20	4.5	322.77	89.5	6419.62
20-21	04	286.91	93.5	6706.53
21-22	03	215.18	96.5	6921.71
22-23	02	143.46	98.5	7065.17
23-24	1.5	107.59	100	7172.76

Le débit de pointe  $Q_{\text{pte}}$ , est de  $448.3 \text{ m}^3/\text{h}$

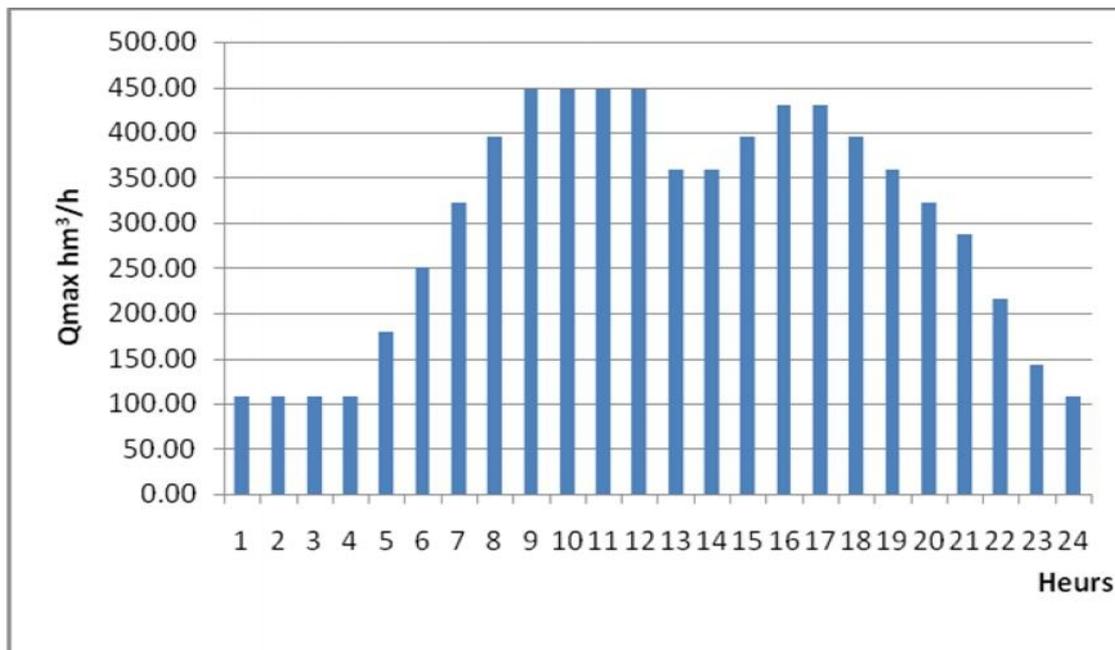


Figure II.3 : Diagramme de la consommation de l'année 2033

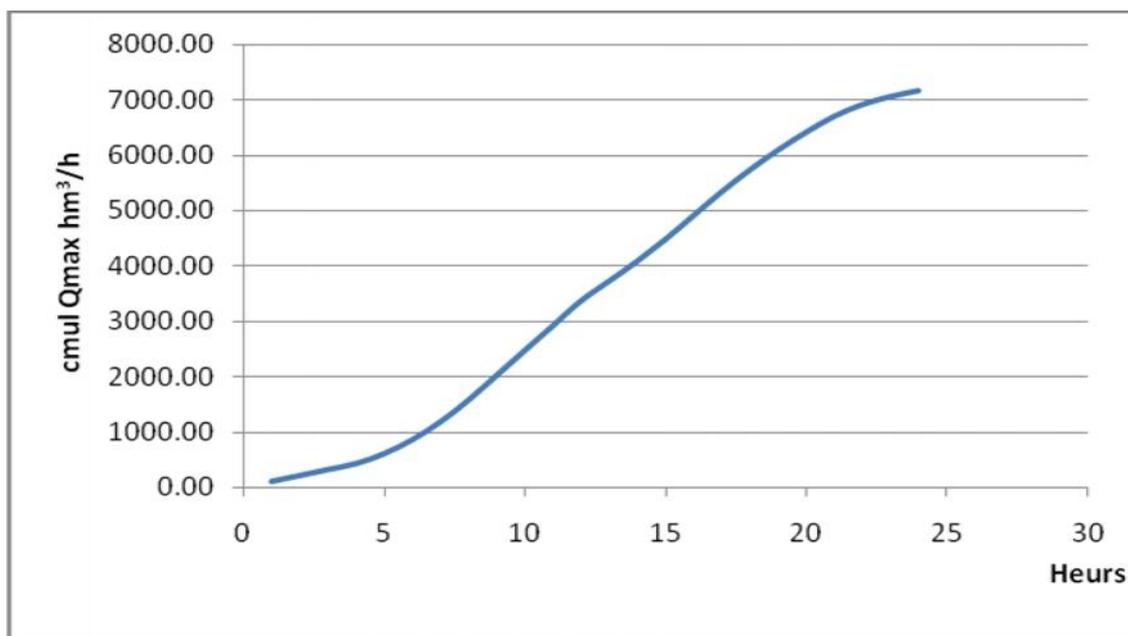


Figure II.4: Courbe de la consommation cumulée horaire pour une journée de l'année 2033

**Conclusion**

L'objectif de ce chapitre est l'estimation des besoins en eau potable de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2033, ce qui permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

## **Introduction**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit se faire à travers une adduction, soit par pompage, soit gravitairement soit mixte. Notre étude consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vu d'acheminer les eaux prélevées de champ de captage KBER vers Brezina et la nouvelle ville Brezina.

### **III.1.1 .1.Adduction gravitaire [6]**

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

- ✓ Adduction sans charge (écoulement à surface libre).
- ✓ En charge (le plus rencontré).

### **III.1.1 .2.Adduction par refoulement [1] [6]**

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

### **III.1.1.3. Adduction mixte [1] [6]**

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

## **III.2. Principe du choix du tracé [1]**

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

- ✓ Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- ✓ Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- ✓ Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien , la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- ✓ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- ✓ Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts)
- ✓ Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

## **III.3. Choix du type de matériaux [1]**

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- ✓ Diamètre.
- ✓ Pressions supportées.

- ✓ Les conditions d'installation.
- ✓ La disponibilité au marché.
- ✓ Du prix dans le marché.
- ✓ Du type de sol (agressivité).
- ✓ Les frais d'amortissement
- ✓ Les frais d'exploitation
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Facilité d'entretien et de mise en service ;

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

### **III. 3.1 : La fonte ductile**

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celles de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs.

Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ( $D > 2000\text{mm}$ ) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions.

Le choix de l'épaisseur de la paroi du tuyau doit vérifiée par l'étude du coup de bélier tenir compte du critère très important « charges ovalisantes » soit de la hauteur de couverture de la canalisation et des charges roulantes appliquées. Les pressions maximales acceptées par les tuyaux en fonte ductile dépendent de leur épaisseur de paroi normalisée par un coefficient K et peuvent varier en fonction du diamètre nominal de la canalisation.

### **III.3.2:Les conduites en acier soudé (horizontalement et en hélice)**

L'acier a pour avantage sa fabrication aisée et la constitution de stock rapide pour les chantiers. Dans les gammes d'acier de haute résistance, on peut avoir des épaisseurs et donc des poids plus faibles que pour des autres matériaux. Enfin, il existe en longueurs de 12 mètres ce qui facilite d'autant son transport sur de longues distances. En contrepartie, son inconvénient peut résider dans sa relative fragilité vis-à-vis des efforts extérieurs (besoin de surépaisseur sous charges ovalisantes) et aux risques de corrosion sous l'effet d'agents extérieurs. Sur ce dernier point une protection cathodique, qui consiste à faire parcourir la conduite par un courant électrique de très faible puissance, est indispensable et permet de s'affranchir de cet inconvénient.

La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN25..).

### **III. 3.3:Les conduites en béton précontraint à âme en tôle**

Les conduites en béton dites « à âme en tôle » sont constituées d'une tôle en acier médiane de faible épaisseur insérée dans une double épaisseur de béton. Le tout est ensuite recouvert d'une nouvelle couche de béton contenant des spires en acier précontraint. La tôle d'acier joue à la fois le rôle d'étanchéité et d'armature, mais ce sont les spires qui assurent la résistance à la pression.

On trouve donc un avantage ici par rapport à la fonte ou à l'acier qui est que les tuyaux peuvent être fabriqués pour la pression exacte à laquelle ils vont être utilisés.

De constitution robuste, c'est un tuyau qui résiste très bien aux agressions diverses (chocs, chimie des sols, des eaux...). Il est par contre difficile à mettre en œuvre et nécessite des

délais importants de fabrication et transport, en effet les longueurs ne dépassent pas 6 ou 8 mètres selon les fabricants.

### **III.3.4. Les conduites en matière plastique PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20ème du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites

### **III.4. Proposition des variantes de tracée**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captage de KBER vers la ville de Brezina peuvent se projeter.

Les variantes qui sont proposés répondent au même objectif à savoir transférer un volume d'eau potable vers la ville de Brezina et sa répartition de manière à prendre en charge le développement futur de l'agglomération. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la Plus économique.

Dans ce projet deux variantes sont distinguées :

#### **III.4.1. La première variante**

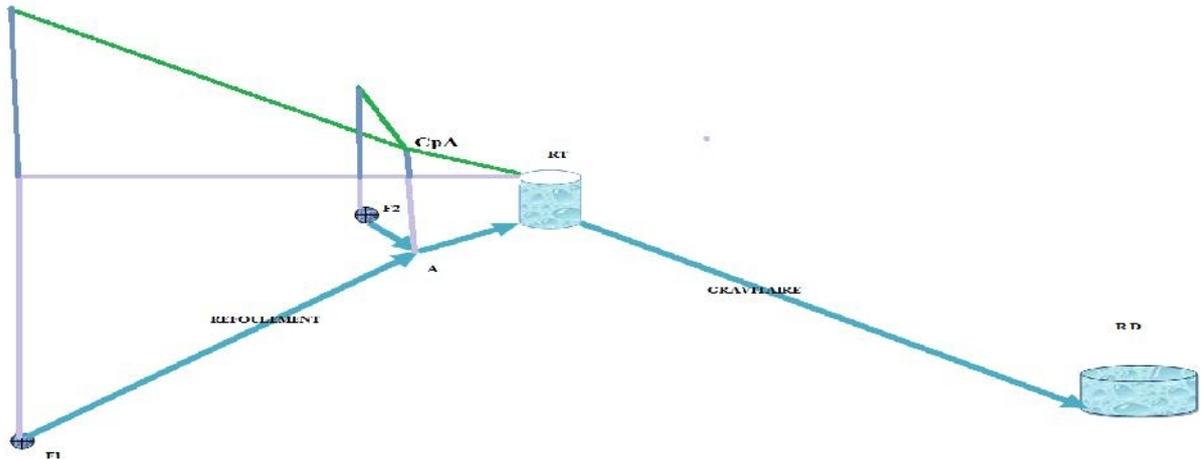
L'adduction se décompose en deux parties.

##### **III.4.1. 1 .Liaison (KBER - Réservoir tampon)**

C'est la conduite de refoulement à partir de champ de captage KBER jusqu'au réservoir tampon projeté environ 2366 m , on passe par des point d'unification (A) a une cote de terrain 1072.85.Le site choisi pour l'implantation de ce complexe de stockage se trouve au Est de champ de captage KBER ,voir figure n°III.1

##### **III.4.1. 2 .Liaison (Réservoir tampon – réservoirs d'alimentation)**

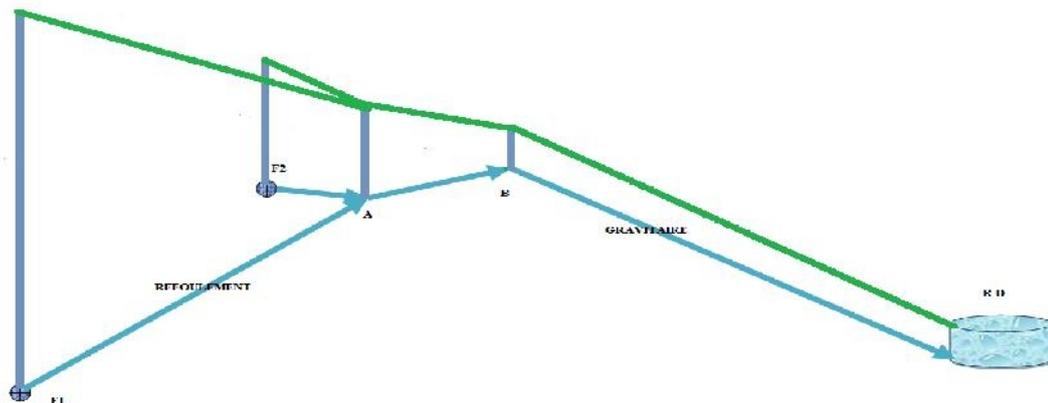
La conduite gravitaire part du réservoir tampon projeté vers le réservoir d'alimentation existant de Brezina (1500m<sup>3</sup>) le long de la piste communale de Brezina voir figure ci-après



**Figure III.1:** Schéma vertical de la variante N°1

### III.4.2. La deuxième variante

Il s'agit de refouler les eaux des forages (02forages) de notre champ de captage directement vers le point (B) de cote 1072.23m avec un pression de service de l'ordre 1 bar , et a partir de ce point déverser gravitairement vers le réservoir d'alimentation de la ville de Brezina ,on passe par des point d'unification (A) a une cote de terrain 1072.12 m voir le figure ci-après



**Figure III.2:** Schéma vertical de la variante N°2

### III.4.3.Choix de la variante adéquate

La première variante refoule les eaux des deux forages de notre champ de captage vers un réservoir tampon qui sera projeté par contre, la deuxième variante refoule les eaux des deux forages directement vers le point (B) puis déverse gravitairement vers le réservoir d'alimentation

On opte pour la variante N°1 parce qu'elle est plus économique, et plus facile à gérer que la deuxième variante.

### III.5. Proposition des variantes de cote d'emplacement du réservoir tampon

#### III.5.1. La première variante

Il s'agit de refouler les eaux des deux forages de notre champ de captage vers le réservoir tampon projeté sur la cote 1072.23 puis gravitairement vers le réservoir d'alimentation voir le figure ci-après.

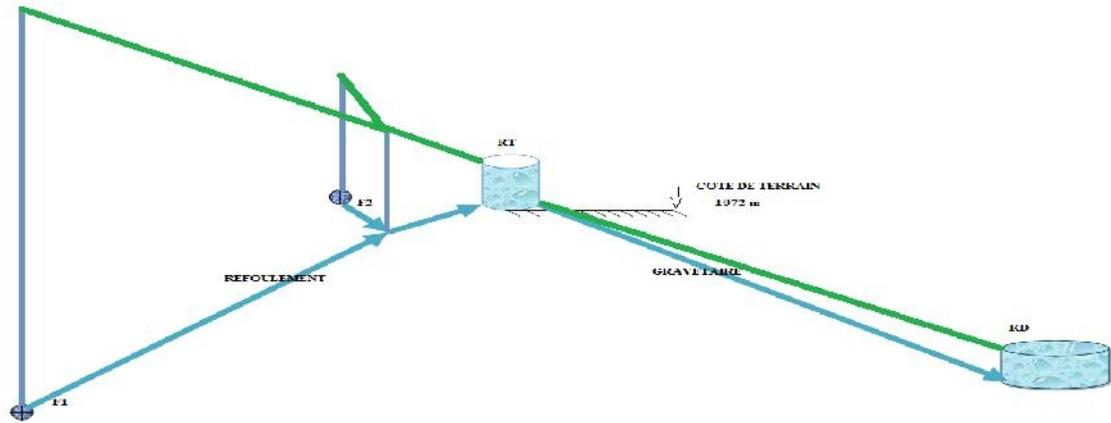


Figure III.3: Schéma de la variante N°1

#### III.5.2. La deuxième variante

Même chemin d'adduction que la première variante seulement que nous avons changé la cote d'emplacement du réservoir tampon à 1084m.

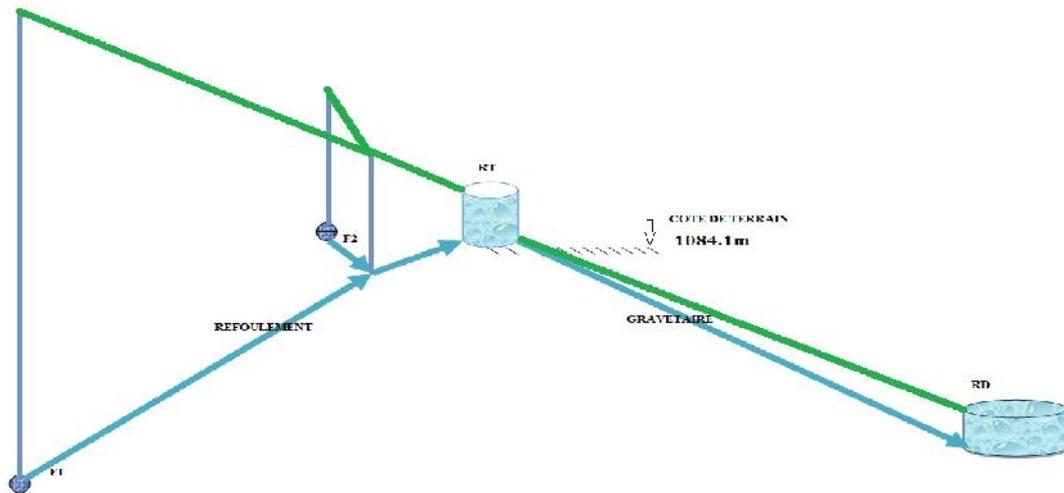


Figure III.4: Schéma de la variante N°2

### III.6. Etude technico-économique de l'adduction [1]

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

#### III.6.1. Cas de refoulement [1]

Les formules utilisées pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement sont les suivantes:

**III.6.1.1. La formule de BRESSE [1]**

$$\text{Dec} = 1.5 \sqrt{Q}$$

Avec :

- ✓ Q = débit en (m<sup>3</sup>/s) ;

**III.6.1.2. La formule de BONNIN [1]**

$$\text{Dec} = \sqrt{Q}$$

Avec :

- ✓ Q = débit en (m<sup>3</sup>/s) ;

On remarque bien que ces deux formules nous ne pouvons pas les utiliser dans le dimensionnement car elles ne prennent que le débit comme paramètre influent sur le diamètre, au contraire on sait qu'il existe plusieurs autres paramètres, nous allons les voir, notons aussi que les formules de BONNIN et BRESSE ne seront pas utilisées que pour des vitesses constantes 1,28 m/s et 0,57 m/s respectivement, et on a un point d'unification (A) et les deux sont applicables pour une conduite unique seulement.

**III.6.1.3. La formule de MUNIER [1]**

$$\text{Dec} = (1+0.02n) \sqrt{Q}$$

- ✓ n = nombre d'heures de pompage.
- ✓ Q = débit en m<sup>3</sup>/s.

**III.6.1.4. La formule de VIBERT [1]**

$$\text{Dec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)}$$

$$\text{Dec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h)}$$

- ✓ e = prix du kWh d'énergie ;
- ✓ f = prix de 1kg de fonte en DA.

**III.6.1.5. La formule des facteurs économique [1]**

$$\text{Dec} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

Avec :

- ✓ Q = débit en (m<sup>3</sup>/s) ;
- ✓ CJ = coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau ;
- ✓ E = un facteur économique :
 
$$E = 10 \cdot M \cdot \Gamma \cdot \gamma \quad (\text{III.1})$$
- ✓ Γ = prix du kWh d'énergie en (DA) ;

γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 \cdot K_j \cdot K_H} \quad (\text{III.2})$$

- ✓  $k_0$  : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04 ;
- ✓  $k_j$  : Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,3 ; on a  $k_j = 1.3$  (d'après le chapitre II)
- ✓  $k_h$  : Coefficient de variation horaire de la consommation, on a  $k_h = 1.61$  (d'après le chapitre II)

$$\gamma = \frac{1}{1,04 \cdot 1,3 \cdot 1,61} = 0.46$$

M: Facteur tenant compte de matériau de la canalisation :

**Tableau n° 1 :** Les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

- ✓  $\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- ✓  $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ;

$\beta$  et  $m$  sont données dans le tableau suivant :

**Tableau n° 2 :** Les valeurs de K , m et  $\beta$

Tuyau	K	m	$\beta$
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte			
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

- ✓  $\alpha$  : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre ; tel  $C_{cons} = a + b \cdot D^\alpha$  ( III.3)

- ✓  $C_{cons}$  = coût de construction de la canalisation ;

$a, b$  : grandeurs dépendant du type de matériau , de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{cons} - a = b \cdot D^\alpha .$$

$$\text{Log} (C_{cons} - a) = \text{log } b + \alpha \text{ log } D \quad ( III.4)$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

**Tableau n° 3 :** Les valeurs de  $\alpha$  , a et b :

Tuyau	$\alpha$	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A .ciment	1.95	78	11.0
Plastique	1.95	157	9.00

$$\text{Déc} = E^{1 / (\alpha+m)} C_j^{\beta / (\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1) / (\alpha+m)}$$

$$\text{Déc} = 1.39 C_j^{0.28} Q_i^{0.43}$$

( III.5)

Les formules cités ci-dessous nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour ce la on doit les normaliser par utilisation de la méthode des tableaux, tenant compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitations.

### III.6.2. Frais d'exploitations

#### III. 6.2.1.Calcul des pertes de charge

##### III. 6.2.1.1. Pertes de charge linéaires

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

- ✓ Du diamètre D de la conduite en (m);
- ✓ Du débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- ✓ De la rugosité absolue K<sub>s</sub> exprimée en mm;
- ✓ De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L \quad (\text{III.6})$$

- ✓ V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ✓  $\Delta H_i$ : Pertes de charge linéaires en (m)
- ✓ I: gradient hydraulique en (m/m)
- ✓ Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III.7})$$

- ✓ Re: nombre de Reynolds. Il est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.8})$$

- ✓  $\nu$ : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III.9})$$

- ✓ t: température de l'eau en degré;
- ✓ A t= 20°C:  $\nu=0.01$  Stocks =10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{III.10})$$

- ✓ k<sub>0</sub> : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.
- ✓  $\alpha$  : le coefficient de vieillissement de conduite ( $\alpha = 0,04$  mm/an)
- ✓ T : temps de service, (t = 20 ans).

Alors,  $K_s = 0,8 + 0,04 * 20 = 1,6$  mm.

##### III. 6.2.1.2. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents organes et accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à (5-10) % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_i \quad (\text{III.11})$$

##### III. 6.2.1.3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

### III. 6.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique :

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

- ✓ Hg: la hauteur géométrique
- ✓  $\Delta H_t$ : pertes de charge total.

### III. 6.2.3. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est définie comme suit:

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

- ✓  $\eta$ : rendement de la pompe en (65-90) (%)
- ✓ Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)
- ✓ g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

### III. 6.2.4. Energie consommée par la pompe

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

- ✓ t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)
- ✓ P: puissance de la pompe en (kW)

### III. 6.2.5. Calcul des frais d'exploitation

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

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

- ✓ E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- ✓ e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

### III. 6.2.6. Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA]}$$

- ✓ Prc: prix de ml de la conduite en (DA)
- ✓ A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule :

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

- ✓ i: Taux d'annuité annuel (Algérie), i = 8 %
- ✓ n: nombre d'années d'amortissement, n = 20 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,10185 = 10,185(\%)$$

## III.6.3.Cas gravitaire

### III. 6.3. 1. Calcul des pertes de charge

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{ III.17}$$

- ✓  $\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);
- ✓  $K'$  : Coefficient de perte de charge;
- ✓  $L_{eq}$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;  
 $L_e = L_g + L_{e_s}$
- ✓  $L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- ✓  $L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas d'adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à (5-10)% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \tag{ III.18}$$

### III. 6.3. 2. 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 en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \tag{ III.19}$$

Avec :

- ✓  $Q$  : débit véhiculé par l'adduction (m3/s) ;
- ✓  $S$  : section de la canalisation (m2) ;
- ✓  $V$  : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- ✓  $D$  : diamètre nominal de la conduite (m).

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau n°4 :

**Tableau n° 4 :** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \tag{ III.20}$$

### III.7. Choix des pompes [4]

La situation du forage et sa cote sont données. Il reste à déterminer les caractéristiques des pompes des forages qui ont une double fonction : aspirer et refouler l'eau vers le réservoir tampon projeté.

Dans cette partie, on va parler des moyens de pompages des eaux souterraines ainsi que

les conditions de leur installation.

### III.7.1.Choix du type d'installation

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- ✓ Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (20 à 30m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- ✓ Pour une profondeur de (60 a 100) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour nos ouvrages de production (forage F1 ; forage F2) le niveau dynamique se trouve a une profondeur de 60 m pour les deux forages.

### III.7.2.Les groupes immergés

#### III.7.2.1.Description

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergée dans l'eau.

Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

#### III.7.2.2.Conditions d'installation

Les groupes immergés sont prévus pour l'installation dans des forages, bassins, réservoirs ou cuves. Etant donné qu'ils fonctionnent complètement immergés.

- ✓ Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.
- ✓ Une circulation d'eau suffisante doit être assurée autour du Moteur En standard, une circulation forcée doit être assurée autour du moteur en fonction de la température du liquide véhiculé.
- ✓ La température maximale admissible  $T_{\max i}$  et la vitesse d'écoulement requise mini autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes.
- ✓ La formation de vortex pouvant entraîné l'aspiration d'air ou la marche à sec du palier supérieur de la pompe doit être évitée. La pompe ne doit jamais fonctionner à sec. En cas de rendement insuffisant du forage ou variations importantes du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection.
- ✓ La profondeur d'immersion X des groupes doit être  $\geq 0,5m$ .

### III.7.3. Critères du choix du type de pompe

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- ✓ Satisfaire le débit a assurer.
- ✓ Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- ✓ Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au cout le plus

- faible du mètre cube pompé.
- ✓ Vitesse de rotation élevée.
- ✓ Puissance absorbée minimale.
- ✓ Poids et encombrement faible.
- ✓ (NPSH) r minimale.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé CAPRARIE, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulus, En plus de ses avantages technique et mécanique. Ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation élevée.

### III. 8. Etude des variantes

#### III. 8.1. Etude de la première variante cote = 1072.23m

##### III. 8.1.1.1. Partie Refoulement (Champ de captage —réservoir tampon)

Il s'agit de refoulement des eaux des forages (02forages) de notre champ de captage vers le point de ramification (A) et puis vers le réservoir tampon projeté.

**Tableau n° 5 :** les caractéristiques de chaque tronçon

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C <sub>T</sub> amont (m)	C <sub>TP</sub> aval (m)
Forage KBER 01-A	30	2315.32	1066.66	1072.12
Forage KBER 02-A	34	17.74	1070.94	1072.12
A-RT	64	50.66	1072.12	1076.23

##### III. 8.1.1.2. Choix préliminaire des pompes immergées de la première variante

##### III. 8.1.1.3. Estimation des pertes de charges de chaque tronçon

###### III. 8.1.1.3.1. Forage 01-A-RT

Notre conduite à une longueur de 2425.98 m au refoulement (F1-RT)

Les pertes de charges totales sont estimés à 10.67m

###### III. 8.1.1.3.2. Forage 02-A-RT

Notre conduite à une longueur de 128.4 m au refoulement (F2-RT)

Les pertes de charges totales sont estimés à 10.67m

##### III.1.8.1.4. Détermination de la hauteur d'élévation des pompes

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p + P_{ex} \tag{III.21}$$

- ✓  $P_{ex}$  : pression d'exhaure,  $P_{ex} = 1.5m$

$$H_g = C_{Tp} - C_{PE}$$

Avec :

- ✓  $C_{Tp}$ : Cote de trop plein.
- ✓  $C_{PE}$  : Cote du plan d'eau

**III. 8.1.1.4.1. Pour F<sub>01</sub>**

Hg=69.57m

Donc :

$$H_{cal} = 69.57 + 10.67 + 1,5 = 81.74 \text{ m ;}$$

$$Q = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{cal} = 81.74 \text{ m}$$

D'après le logiciel Caprari on trouve : P8C/5/30/4B

(Le type de pompe convenable)

$$\text{Débit } Q = 0,031 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ✓ Hauteur manométrique totale H = 82.5 m
- ✓ La vitesse de rotation n = 2900 tr/min
- ✓ Puissance absorbée Pa = 31.6 Kw.
- ✓ Le rendement  $\eta = 80.3 \%$

**III. 8.1.1.4.2. Pour F<sub>02</sub>**

Hg=65.29 m

Donc :

$$H_{cal} = 65.29 + 0.561 + 1,5 = 67.35 \text{ m ;}$$

Donc :

$$Q = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{cal} = 67.35 \text{ m}$$

D'après le logiciel Caprari on trouve : P8C/5/24/4B

(le type de pompe convenable)

$$\text{Débit } Q = 0,0342 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ✓ Hauteur manométrique totale H = 68.1m
- ✓ La vitesse de rotation n = 2900 tr/min
- ✓ Puissance absorbée Pa = 29 Kw.
- ✓ Le rendement  $\eta = 79.8 \%$

**III. 8.1.1.4.3. Couplage des pompes**

On distingue deux types de couplage des pompes :

✓ Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

✓ Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

Concernant le troisième tronçon on doit faire le couplage entre les deux pompes pour avoir le rendement (Figure III.5)

$$\eta = P_{util}/P_{abs} = (\rho g h Q) / P_{abs} = (9810 \cdot 78 \cdot 0.064) / (29 + 31.6) \cdot 1000 \quad (\text{III.22})$$

$$\eta = 0.81 \%$$

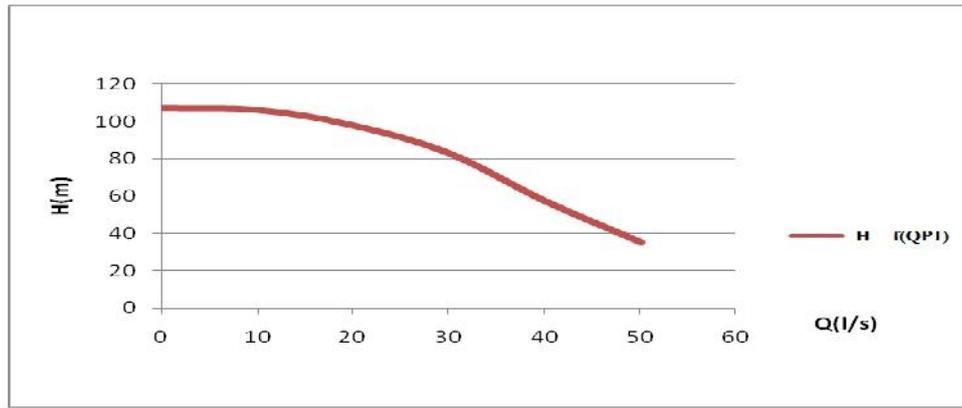


Figure III.5: courbe caractéristique de la première pompe (variante 1)

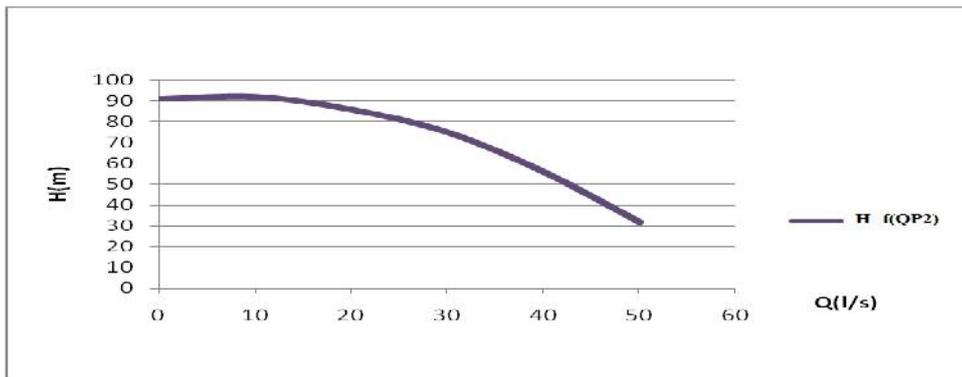


Figure III.6: courbe caractéristique de la deuxième pompe (variante 1)

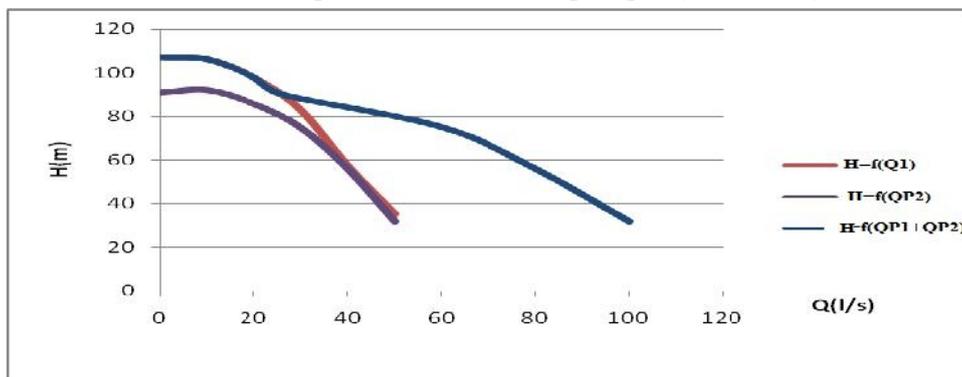


Figure III.7: courbe de couplage des deux pompes (variante 1)

### III.8.1.1.5. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

#### III.8.1.1.5. 1. Tronçon (F 1 –A )

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

Tableau n° 6 : Calcul de la Hc du tronçon (F 1 –A ) :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	Hc(m)
150	1.70	254777.0701	0.0393	0.06805	2315.32	173.305	242.875
200	0.96	191082.8025	0.0357	0.01346	2315.32	34.281	103.851
<b>250</b>	<b>0.61</b>	<b>152866.242</b>	<b>0.0332</b>	<b>0.00384</b>	<b>2315.32</b>	<b>9.783</b>	<b>79.353</b>

<b>300</b>	<b>0.42</b>	127388.535	0.0314	0.00138	2315.32	3.518	73.088
350	0.31	109190.1729	0.0300	0.00058	2315.32	1.484	71.054
400	0.24	95541.40127	0.0288	0.00028	2315.32	0.703	70.273
450	0.19	84925.69002	0.0279	0.00014	2315.32	0.364	69.934
500	0.15	76433.12102	0.0270	0.00008	2315.32	0.202	69.772
550	0.13	69484.65547	0.0263	0.00005	2315.32	0.119	69.689

**Tableau n° 7 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F 1 –A) :

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
150	1657	2315.32	39074.6022
200	2255	2315.32	53176.3596
<b>250</b>	<b>2756</b>	<b>2315.32</b>	<b>64990.7083</b>
300	3455.52	2315.32	81486.4631
350	5249.74	2315.32	123796.923
400	6125.96	2315.32	144459.535
450	7078.18	2315.32	166914.344
500	8100.4	2315.32	191019.86
550	9186.62	2315.32	216634.594

**Tableau n° 8 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F 1 –A) :

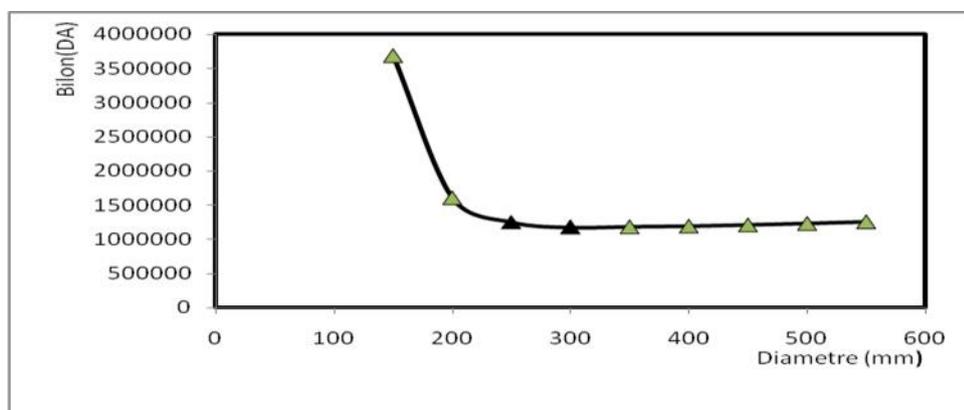
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>explo</sub> (DA)</b>
150	89.0139218	779761.955	3641488.33
200	38.0614086	333417.94	1557061.78
<b>250</b>	<b>29.0830791</b>	<b>254767.773</b>	<b>1189765.5</b>
300	26.7869446	234653.635	1095832.47
350	26.0412314	228121.187	1065325.94
400	25.7550577	225614.306	1053618.81
450	25.6308124	224525.917	1048536.03
500	25.5714912	224006.262	1046109.25
550	25.5409465	223738.691	1044859.69

**Tableau n° 9 :** Bilan du tronçon (F 1 –A) :

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>F<sub>explo</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
150	3641488.33	39074.6022	3680562.93

200	1557061.78	53176.3596	1610238.14
<b>250</b>	<b>1189765.5</b>	<b>64990.7083</b>	<b>1254756.21</b>
<b>300</b>	1095832.47	81486.4631	<b>1177318.94</b>
350	1065325.94	123796.923	1189122.87
400	1053618.81	144459.5352	1198078.34
450	1048536.031	166914.3437	1215450.38
500	1046109.246	191019.8596	1237129.11
550	1044859.688	216634.5937	1261494.28

Le bilan minimum est pour le diamètre 300 mm et une vitesse faible  $V = 0.42$  m/s (la vitesse n'est pas vérifiée) ; donc le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de  $V = 0.61$  m/s



**Figure III.8:** Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F1-A)

### III.8.1.1.5. 2. Tronçon (F 2 – A)

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

**Tableau n° 10 :** Calcul de la Hc du tronçon ( F 2 –A) :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hc(m)
150	1.92	288747.3461	0.0393	0.08740	17.74	1.706	66.996
200	1.08	216560.5096	0.0357	0.01729	17.74	0.337	65.627
<b>250</b>	<b>0.69</b>	<b>173248.4076</b>	<b>0.0332</b>	<b>0.00493</b>	<b>17.74</b>	<b>0.096</b>	<b>65.386</b>
<b>300</b>	<b>0.48</b>	144373.673	0.0314	0.00177	17.74	0.035	65.325
350	0.35	123748.8626	0.0300	0.00075	17.74	0.015	65.305
400	0.27	108280.2548	0.0288	0.00035	17.74	0.007	65.297
450	0.21	96249.11536	0.0279	0.00018	17.74	0.004	65.294
500	0.17	86624.20382	0.0270	0.00010	17.74	0.002	65.292
550	0.14	78749.2762	0.0263	0.00006	17.74	0.001	65.291

**Tableau n° 11 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon ( F 2 –A) :

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	1657	17.74	299.389908

200	2255	17.74	407.437685
<b>250</b>	<b>2756</b>	<b>17.74</b>	<b>497.959316</b>
300	3455.52	17.74	624.349919
350	5249.74	17.74	948.532998
400	6125.96	17.74	1106.85009
450	7078.18	17.74	1278.89901
500	8100.4	17.74	1463.59566
550	9186.62	17.74	1659.85596

**Tableau n° 12** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon ( F 2 –A) :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	24.7077648	216440.019	1010774.89
200	24.2031776	212019.836	990132.634
<b>250</b>	<b>24.1142645</b>	<b>211240.957</b>	<b>986495.267</b>
300	24.0915256	211041.765	985565.04
350	24.0841408	210977.073	985262.932
400	24.0813068	210952.247	985146.995
450	24.0800764	210941.469	985096.66
500	24.0794889	210936.323	985072.627
550	24.0791864	210933.673	985060.252

**Tableau n° 13** : Bilan du tronçon ( F 2 –A) :

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	1010774.89	299.389908	1011074.28
200	990132.634	407.437685	990540.072
<b>250</b>	<b>986495.267</b>	<b>497.959316</b>	<b>986993.227</b>
<b>300</b>	985565.04	624.349919	<b>986189.39</b>
350	985262.932	948.532998	986211.465
400	985146.995	1106.850092	986253.845
450	985096.6596	1278.899011	986375.559
500	985072.627	1463.595663	986536.223
550	985060.2525	1659.855956	986720.108

Le bilan minimum est pour le diamètre 300 mm et une vitesse faible  $V = 0.48$  m/s (la vitesse n'est pas vérifiée) ; donc le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de  $V = 0.96$  m/s

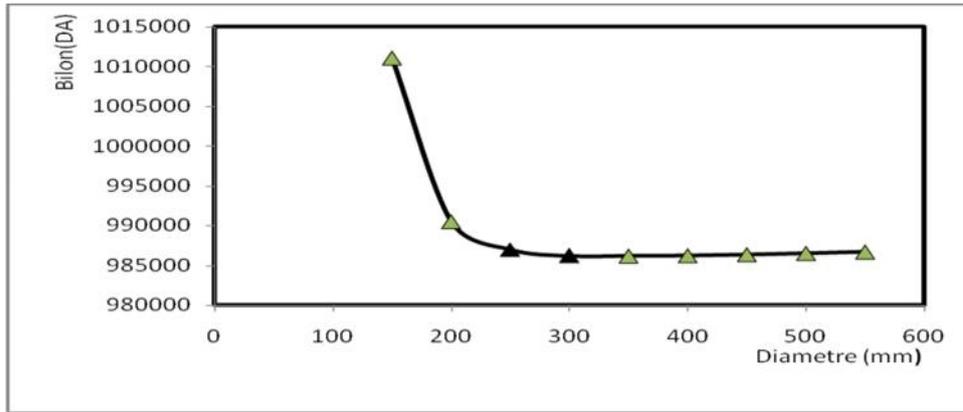


Figure III.9: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F2-A)

III.8.1.1.5.3. Tronçon A-Réservoir tampon

- ✓  $Q_{A-RT} = 64 \text{ (l/S)} = 0,064 \text{ (m}^3\text{/S)}$
- ✓  $L = 50.66 \text{ m}$
- ✓  $H = 4.11 \text{ m}$

Avec : ( $H_{RT} = 4 \text{ m}$ )

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

Tableau n° 14 : Calcul de la Hc du tronçon du tronçon A-Réservoir tampon :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	Hc(m)
150	3.62	543524.4161	0.0393	0.30969	50.66	17.258	21.368
200	2.04	407643.3121	0.0357	0.06126	50.66	3.414	7.524
250	1.30	326114.6497	0.0332	0.01748	50.66	0.974	5.084
300	0.91	271762.2081	0.0314	0.00629	50.66	0.350	4.460
350	0.67	232939.0355	0.0300	0.00265	50.66	0.148	4.258
<b>400</b>	<b>0.51</b>	<b>203821.6561</b>	<b>0.0288</b>	<b>0.00126</b>	<b>50.66</b>	<b>0.070</b>	<b>4.180</b>
450	0.40	181174.8054	0.0279	0.00065	50.66	0.036	4.146
500	0.33	163057.3248	0.0270	0.00036	50.66	0.020	4.130
550	0.27	148233.9317	0.0263	0.00021	50.66	0.012	4.122

Tableau n° 15 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	1657	50.66	854.96577
200	2255	50.66	1163.51709
250	2756	50.66	1422.01911
300	3455.52	50.66	1782.95191
350	5249.74	50.66	2708.71937
<b>400</b>	<b>6125.96</b>	<b>50.66</b>	<b>3160.82445</b>
450	7078.18	50.66	3652.1434
500	8100.4	50.66	4179.5804

550	9186.62	50.66	4740.03961
-----	---------	-------	------------

**Tableau n° 16 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-Réservoir tampon

Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	7.76360267	68009.1594	317602.774
200	2.73360554	23946.3845	111829.616
250	1.84727101	16182.094	75570.3792
300	1.62059819	14196.4401	66297.3755
350	1.54698189	13551.5614	63285.7916
<b>400</b>	<b>1.51873103</b>	<b>13304.0838</b>	<b>62130.0712</b>
450	1.50646561	13196.6388	61628.303
500	1.50060946	13145.3388	61388.7324
550	1.49759411	13118.9244	61265.3769

**Tableau n° 17 :** Bilan du tronçon A-Réservoir tampon

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	317602.774	854.96577	318457.74
200	111829.616	1163.51709	112993.133
250	75570.3792	1422.01911	76992.3983
300	66297.3755	1782.95191	68080.3274
350	63285.7916	2708.71937	65994.511
<b>400</b>	<b>62130.0712</b>	<b>3160.824446</b>	<b>65290.8957</b>
450	61628.30302	3652.143399	65280.4464
500	61388.73243	4179.580399	65568.3128
550	61265.37693	4740.039613	66005.4165

Donc le diamètre économique est de 400 mm, avec une vitesse de  $V = 0.51\text{m/s}$

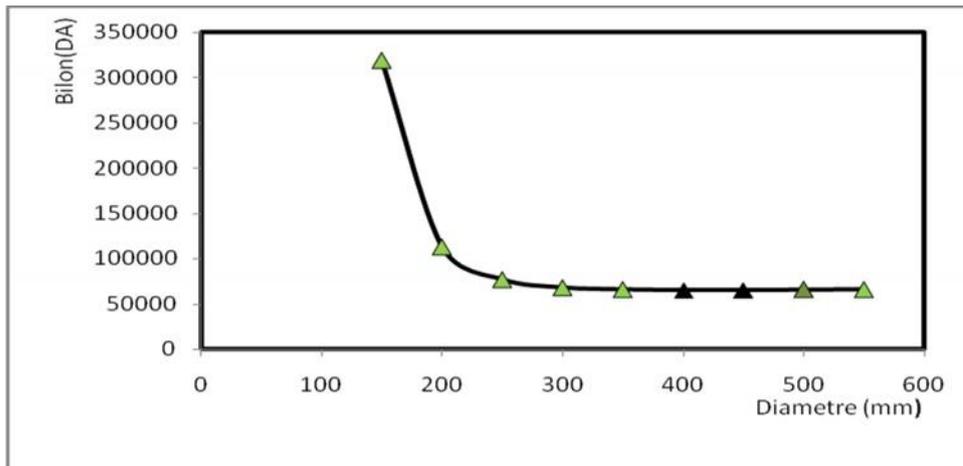


Figure III.10: Bilan (frais d’exploitation / frais d’amortissement) de tronçon (A-RT)

**III.8.1.2. Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution 1500m<sup>3</sup>)**

**III.8.1.2.1. Détermination du diamètre avantageux**

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir projeté se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages. Puisque le tronçon fonctionne gravitairement, il s’agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la cote de trop plein du réservoir de distribution est  $C_{Tp} = 908.01$  m

**III.8.1.2.2. La charge disponible**

$$\checkmark H_d = C_{R-RT} - C_{Tp} \tag{III.23}$$

Avec:

- ✓  $H_d$  : La charge disponible.
- ✓  $C_{R-RT}$ : Côte du radier du réservoir tampon (1072.23m)
- ✓  $C_{Tp}$ : Côte du trop plein du de réservoir (908.01m)
- ✓  $\Delta H_d = 1072.23 - 908.01 = 164.33$ m

La longueur de la conduite gravitaire :

$$\checkmark L = 15637.79\text{m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

$$\checkmark L_e = 1.15 * L$$

$$\checkmark L_e = 17983.46 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen

$$J_{moy} = \Delta H_d / L \tag{III.24}$$

$$\checkmark J_{moy} = 164.33 / 17983.46 = 0.0091$$

Détermination du diamètre :

$$J = \Delta H / L = K' Q^{\beta} / D^m \tag{III.25}$$

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

Sachant que :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5.3$

$$D_{cal} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 0.064^2}{0.0091}}$$

✓  $D_{cal} = 0.261\text{m} = 261\text{ mm}$

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de  $D_N=250\text{mm}$  à  $D_N= 300\text{ mm}$ .

Calcul la perte de charge pour le diamètre 250mm

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^\beta}{D_{av}^m} = 135.02\text{ m}$$

la perte de charge diminuée donc il faut connaitre sur quelle distance on place le diamètre

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.261 m, il est compris entre les diamètres normalisés 250mm et 300 mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø250.6et Ø300.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H_t = K' * Q^\beta * ((L_1/D_1^m) + (L_2/D_2^m)) \tag{ III.26}$$

Avec  $L_1 = L - L_2$

✓  $D_{L2} = 300\text{mm}$

✓  $D_{L1} = 250\text{mm}$

Et on a :

✓  $L = 17983.46\text{m}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu ( $L_2$ ).

$$164.33 = 0.00179 * 0.064^2 * (((17983.46 - L_2)/0.25^5) + (L_2/0.3^5))$$

Après résolution on trouve :

✓  $L_{2\text{ equi}} = 5718.76\text{m}$ .

✓  $L_{1\text{ equi}} = 12264.7\text{ m}$

Alors on va avoir deux tronçons :

✓ Premier tronçon ( $L_2$ ) de Ø250mm sur une longueur de 10664.96 m

✓ Deuxième tronçon ( $L_1$ ) de Ø300mm sur une longueur de 4972.83m

### III.8.1.2.3. Calcul des paramètres hydrauliques

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableau III.18.** Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire

Diamètre (mm)	V (m/s)	I(m/m)	L <sub>equi</sub> (m)	Δ Ht(m)
250	1.3	0.0114	12264.7	139.57
300	0.91	0.00432	5718.76	24.76

### III.8.1.2.4. Calcul de Pressions

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.19:** Pressions pour les points de l'adduction

N° du point	Point	C <sub>P</sub> (m)	C <sub>TN</sub> (m)	P (m)
1	Forage 1	1086.08	1066.66	19.42
2	Forage 2	1076.47	1070.94	6.35
3	Point d'unification (A)	1076.3	1072.12	4.18
4	Réservoir tampon	1076.23	1072.23	4
5	Point (B)	1047.47	1037.02	10.45
6	Réservoir de distribution	908	905	3

### III.8.1.2.5. Les frais d'investissement

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

**Tableau III.20 :** Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diametre(mm)	Prix de ml(DA)	L (m)	F investissement (DA)
250	3181.464	10664.95652	3455788.347
300	4909.916	4972.834783	2486790.079
<b>Total</b>			<b>58346376.3</b>

## III. 8.2. Etude de la deuxième variante( cote de radier = 1084m)

### III. 8.2.1. Partie Refoulement) (Champ de captage —réservoir tampon)

Il s'agit de refoulement des eaux des forages (02forages) vers le point de ramification (A) et puis vers le réservoir tampon projeté de cote 1084m .

**Tableau n° 21 :** les caractéristiques de chaque tronçon :

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C <sub>T</sub> amont (m)	C <sub>T</sub> aval (m)
Forage KBER 01-A	30	2315.32	1066.66	1072.12
Forage KBER 02-A	34	17.74	1070.94	1072.12
A-RT	64	65.66	1072.12	<b>1084.1</b>

#### III. 8.2.1.1. Choix préliminaire des pompes immergées de la deuxième variante

#### III. 8.2.1. 2. Estimation des pertes de charges de chaque tronçon

##### III. 8.2.1. 2.1. Forage 01- RT

Notre conduite à une longueur de 2437.58 m au refoulement (F1-RT)

Les pertes de charges totales sont estimées à 10.73m

##### III. 8.2.1. 2.2. Forage 02- RT

Notre conduite à une longueur de 140.18 m au refoulement (F1-RT)  
Les pertes de charges totales sont estimées à 0.61m

### III. 8.2.1.3. Détermination de la hauteur d'élévation des pompes

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p + P_{ex} \quad (\text{III.27})$$

✓  $P_{ex}$  : pression d'exore,  $P_{ex} = 1.5\text{m}$

$$H_g = C_{Tp} - C_{PE}$$

Avec :

✓  $C_{Tp}$ : Cote de trop plein.

✓  $C_{PE}$  : Cote du plan d'eau

#### III. 8.2.1.3.1. Pour F<sub>01</sub>

$$H_g = 81.34 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{cal} = 81.34 + 10.73 + 1,5 = 93.57 \text{ m} ;$$

$$Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{cal} = 93.57 \text{ m}$$

D'après le logiciel Caprari on trouve : **P8C/5/30/6C**

(Comme pompe immergée)

- ✓ Débit  $Q = 0,031 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur manométrique totale  $H = 97.7 \text{ m}$
- ✓ La vitesse de rotation  $n = 2900 \text{ tr}/\text{min}$
- ✓ Puissance absorbée  $P_a = 38.1 \text{ Kw}$ .
- ✓ Le rendement  $\eta = 80.3 \%$

#### III. 8.2.1.3.2. Pour F<sub>02</sub>

$$H_g = 77.16 \text{ m}$$

$$H_{cal} = 77.16 + 0.62 + 1,5 = 79.28 \text{ m} ;$$

$$Q = 0,034 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{cal} = 79.28 \text{ m}$$

D'après le logiciel Caprari on trouve : **E8S64/5A+MC850**

(Comme pompe immergée)

- ✓ Débit  $Q = 0,0348 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Hauteur manométrique totale  $H = 82.9 \text{ m}$
- ✓ La vitesse de rotation  $n = 2900 \text{ tr}/\text{min}$
- ✓ Puissance absorbée  $P_a = 36.4 \text{ Kw}$ .
- ✓ Le rendement  $\eta = 78.7 \%$

Concernent le troisième tronçon on doit faire le couplage entre les deux pompes pour avoir le rendement (Figure III.9)

$$\eta = P_{util}/P_{abs} = (\sum ghQ) / P_{abs} = (9810 \cdot 92 \cdot 0.064) / (29 + 31.6) \cdot 1000 = 77.5\%$$

$$\eta = 78 \%$$

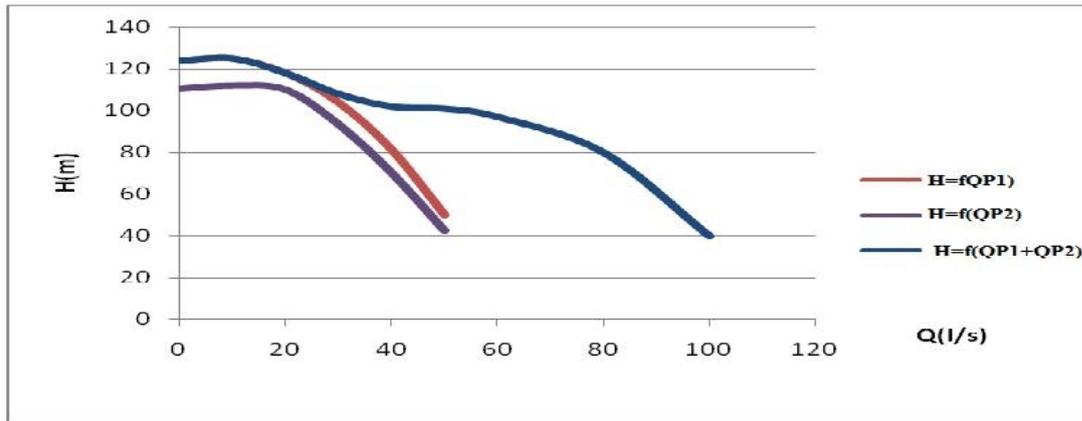


Figure III.11: couplage des deux pompes (VAR2)

### III. 8.2.1.4. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

#### III. 8.2.1.4.1. Tronçon (F 1 –A )

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

Tableau n° 22: Calcul de la Hc du tronçon (F 1 –A ) :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta Ht(m)$	Hc(m)
150	1.70	254777.0701	0.0393	0.06805	2315.32	173.305	254.645
200	0.96	191082.8025	0.0357	0.01346	2315.32	34.281	115.621
<b>250</b>	<b>0.61</b>	<b>152866.242</b>	<b>0.0332</b>	<b>0.00384</b>	<b>2315.32</b>	<b>9.783</b>	<b>91.123</b>
300	0.42	127388.535	0.0314	0.00138	2315.32	3.518	84.858
350	0.31	109190.1729	0.0300	0.00058	2315.32	1.484	82.824
400	0.24	95541.40127	0.0288	0.00028	2315.32	0.703	82.043
450	0.19	84925.69002	0.0279	0.00014	2315.32	0.364	81.704
500	0.15	76433.12102	0.0270	0.00008	2315.32	0.202	81.542
550	0.13	69484.65547	0.0263	0.00005	2315.32	0.119	81.459

Tableau n° 23 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (F 1 –A ) :

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	1657	2315.32	39074.6022
200	2255	2315.32	53176.3596
<b>250</b>	<b>2756</b>	<b>2315.32</b>	<b>64990.7083</b>
300	3455.52	2315.32	81486.4631
350	5249.74	2315.32	123796.923
400	6125.96	2315.32	144459.535
450	7078.18	2315.32	166914.344
500	8100.4	2315.32	191019.86
550	9186.62	2315.32	216634.594

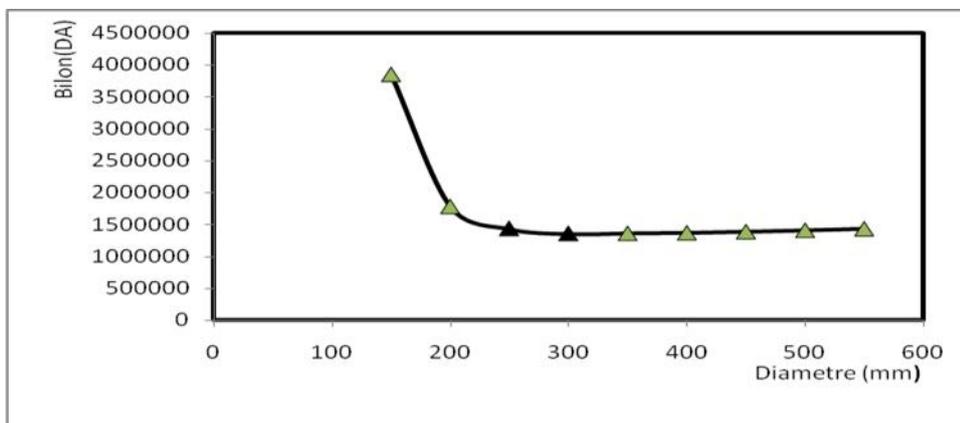
**Tableau n° 24 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon (F 1 –A) :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
150	87.192175	763803.453	3817958.85
200	39.664803	347463.674	1733532.3
<b>250</b>	<b>31.2900167</b>	<b>274100.546</b>	<b>1366236.02</b>
300	29.1482335	255338.525	1272303
350	28.4526488	249245.203	1241796.46
400	28.1857123	246906.84	1230089.33
450	28.0698191	245891.615	1225006.55
500	28.0144855	245406.893	1222579.77
550	27.9859941	245157.309	1221330.21

**Tableau n° 25 :** Bilan du tronçon (F 1 –A) :

Diamètre (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	3817958.85	39074.6022	3857033.45
200	1733532.3	53176.3596	1786708.66
<b>250</b>	<b>1366236.02</b>	<b>64990.7083</b>	<b>1431226.73</b>
<b>300</b>	1272303	81486.4631	<b>1353789.46</b>
350	1241796.46	123796.923	1365593.39
400	1230089.33	144459.5352	1374548.86
450	1225006.552	166914.3437	1391920.9
500	1222579.766	191019.8596	1413599.63
550	1221330.208	216634.5937	1437964.8

Le bilan minimum est pour le diamètre 300 mm et une vitesse faible  $V = 0.42$  m/s (la vitesse n'est pas vérifiée) ; donc le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de  $V = 0.61$  m/s



**Figure III.12:** Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F1-A)

### III. 8.2.1.4.2. Tronçon (F 2 –A )

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableau n° 26 :** Calcul de la Hc du tronçon ( F 2 –A ) :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	Hc(m)
150	1.92	288747.3461	0.0393	0.08740	17.74	1.706	78.866
200	1.08	216560.5096	0.0357	0.01729	17.74	0.337	77.497
<b>250</b>	<b>0.69</b>	<b>173248.4076</b>	<b>0.0332</b>	<b>0.00493</b>	<b>17.74</b>	<b>0.096</b>	<b>77.256</b>
<b>300</b>	<b>0.48</b>	144373.673	0.0314	0.00177	17.74	0.035	77.195
350	0.35	123748.8626	0.0300	0.00075	17.74	0.015	77.175
400	0.27	108280.2548	0.0288	0.00035	17.74	0.007	77.167
450	0.21	96249.11536	0.0279	0.00018	17.74	0.004	77.164
500	0.17	86624.20382	0.0270	0.00010	17.74	0.002	77.162
550	0.14	78749.2762	0.0263	0.00006	17.74	0.001	77.161

**Tableau n° 27 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon ( F 2 –A ) :

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	1657	17.74	299.389908
200	2255	17.74	407.437685
<b>250</b>	<b>2756</b>	<b>17.74</b>	<b>497.959316</b>
300	3455.52	17.74	624.349919
350	5249.74	17.74	948.532998
400	6125.96	17.74	1106.85009
450	7078.18	17.74	1278.89901
500	8100.4	17.74	1463.59566
550	9186.62	17.74	1659.85596

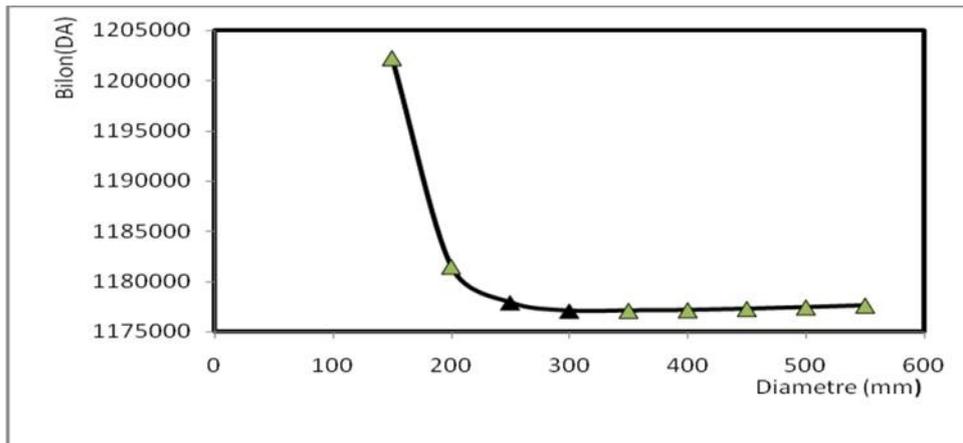
**Tableau n° 28 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon ( F 2 –A ) :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	29.3799206	257368.105	1201909.05
200	28.8702237	252903.16	1181057.76
<b>250</b>	<b>28.7804102</b>	<b>252116.393</b>	<b>1177383.56</b>
300	28.7574411	251915.184	1176443.91
350	28.7499814	251849.837	1176138.74
400	28.7471187	251824.76	1176021.63
450	28.7458759	251813.873	1175970.78
500	28.7452825	251808.674	1175946.51
550	28.7449769	251805.998	1175934.01

**Tableau n° 29 :** Bilan du tronçon ( F 2 –A) :

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	1201909.05	299.389908	1202208.44
200	1181057.76	407.437685	1181465.19
<b>250</b>	<b>1177383.56</b>	<b>497.959316</b>	<b>1177881.51</b>
<b>300</b>	1176443.91	624.349919	<b>1177068.26</b>
350	1176138.74	948.532998	1177087.27
400	1176021.63	1106.850092	1177128.48
450	1175970.785	1278.899011	1177249.68
500	1175946.509	1463.595663	1177410.1
550	1175934.009	1659.855956	1177593.86

le bilan minimum est pour le diamètre 300 mm et une vitesse faible  $V = 0.48$  m/s (la vitesse n'est pas vérifiée) ; donc le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de  $V = 0.96$  m/s



**Figure III.13:** Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) de tronçon (F2-A)

**III. 8.2.1.4.3. Tronçon A-Réservoir tampon**

Les résultats trouvés sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableau n° 30 :** Calcul de la Hc du tronçon du tronçon A-Réservoir tampon :

Diamètre (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I(m/m)	L (m)	$\Delta H_t(m)$	Hc(m)
150	3.62	543524.4161	0.0393	0.30969	62.43	21.301	37.281
200	2.04	407643.3121	0.0357	0.06126	62.43	4.214	20.194
250	1.30	326114.6497	0.0332	0.01748	62.43	1.203	17.183
300	0.91	271762.2081	0.0314	0.00629	62.43	0.432	16.412
350	0.67	232939.0355	0.0300	0.00265	62.43	0.182	16.162
<b>400</b>	<b>0.51</b>	<b>203821.6561</b>	<b>0.0288</b>	<b>0.00126</b>	<b>62.43</b>	<b>0.086</b>	<b>16.066</b>
450	0.40	181174.8054	0.0279	0.00065	62.43	0.045	16.025
500	0.33	163057.3248	0.0270	0.00036	62.43	0.025	16.005

550	0.27	148233.9317	0.0263	0.00021	62.43	0.015	15.995
-----	------	-------------	--------	---------	-------	-------	--------

**Tableau n° 31 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	1657	62.53	1055.29036
200	2255	62.53	1436.13745
250	2756	62.53	1755.20835
300	3455.52	62.53	2200.71028
350	5249.74	62.53	3343.39168
<b>400</b>	<b>6125.96</b>	<b>62.53</b>	<b>3901.4282</b>
450	7078.18	62.53	4507.86669
500	8100.4	62.53	5158.88595
550	9186.62	62.53	5850.66477

**Tableau n° 32 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	14.0665286	123222.791	575450.432
200	7.61917637	66743.985	311694.41
250	6.48309006	56791.8689	265218.028
300	6.19254526	54246.6965	253332.073
350	6.09818532	53420.1034	249471.883
<b>400</b>	<b>6.06197391</b>	<b>53102.8915</b>	<b>247990.503</b>
450	6.04625235	52965.1706	247347.347
500	6.03874604	52899.4153	247040.27
550	6.03488103	52865.5578	246882.155

**Tableau n° 33 :** Bilan du tronçon A-Réservoir tampon

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	575450.432	854.96577	576305.397
200	311694.41	1163.51709	312857.927
250	265218.028	1422.01911	266640.047
300	253332.073	1782.95191	255115.024
350	249471.883	2708.71937	252180.602
<b>400</b>	<b>247990.503</b>	<b>3160.824446</b>	<b>251151.328</b>
450	247347.3466	3652.143399	250999.49
500	247040.2696	4179.580399	251219.85
550	246882.155	4740.039613	251622.195

Donc le diamètre économique est de 400 mm, avec une vitesse de  $V = 0.51\text{m/s}$

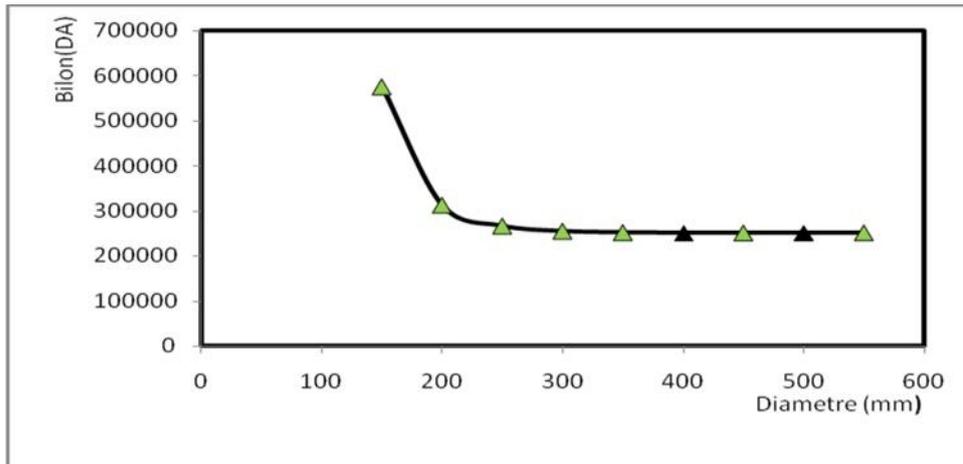


Figure III.14: Bilan (frais d'exploitation / frais d'amortissement) du tronçon (A-RT)

### III. 8.2.2. Partie gravitaire (réservoir tampon-réservoir de distribution 1500m<sup>3</sup>)

#### III.8.2.2.1.Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir projeté se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages, qui fonctionne 24h. Puisque le tronçon fonctionne en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, Sachant que la côte de trop plein du réservoir de distribution est  $C_{Tp} = 908.01\text{ m}$

#### III.8.2.2.2.La charge disponible

$$\checkmark \quad H_d = C_{R-RT} - C_{Tp} \quad \text{( III.27)}$$

Avec:

- ✓  $H_d$  : La charge disponible.
- ✓  $C_{R-RT}$ : Cote du radier du réservoir tampon (1084m)
- ✓  $C_{Tp}$ : Cote du trop plein du de réservoir projeter (908m)
- ✓  $\Delta H_d = 1084 - 908 = 176\text{m}$

La longueur de la conduite gravitaire :

$$\checkmark \quad L = 15637.79 + 11.77 = 15649.56\text{m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

- ✓  $Le = 1.15 * L$
- ✓  $Le = 17996.99\text{ m}$

Détermination du gradient hydraulique :

$$J_{moy} = \Delta H_d / L$$

$$\checkmark \quad J_{moy} = 176 / 17996.99 = 0.0097$$

Détermination du diamètre :

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

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

D'où

Sachant que :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5.3$

$$D_{cal} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 0.064^2}{0.0097}}$$

D cal =0.257m =257 mm

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.257 m, il est compris entre les diamètres normalisés 250mm et 300 mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø250.6et Ø300.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\checkmark \Delta H_t = K^1 * Q^\beta * ((L_1/D_1^m) + (L_2/D_2^m))$$

Avec L<sub>1</sub>= L-L<sub>2</sub>

$$\checkmark D_{L_2} = 300\text{mm}$$

$$\checkmark D_{L_1} = 250\text{mm}$$

Et on a :

$$\checkmark L = 17996.99 \text{ m}$$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (L<sub>2</sub>).

$$176=0.00179*0.064^2(((17996.99 -L_2)/0.25^{5.3}+(L_2/0.3^{5.3}))$$

Après résolution on trouve :

$$\checkmark L_{1 \text{ equi}} = 13911.89\text{m.}$$

$$\checkmark L_{2 \text{ equi}} =4085.1\text{m}$$

Alors on va avoir deux tronçons :

$$\checkmark \text{Premier tronçon (L}_2\text{) de } \varnothing 250\text{mm sur une longueur de } 12097.296\text{m}$$

$$\checkmark \text{Deuxième tronçon(L}_1\text{) de } \varnothing 300\text{mm sur une longueur de } 3552.261\text{m}$$

### III.8.2.2.3.Calcul des paramètres hydrauliques

Les paramètres hydrauliques sont présentés dans le tableau suivant

**Tableau n° 34** les paramètres hydrauliques :

Diamètre (mm)	V (m/s)	I(m/m)	L <sub>equi</sub> (m)	Δ Ht(m)
250	1.3	0.0113797	13911.89	158.313178
300	0.91	0.00432982	4085.1	17.6877675

### III.8.2.2.4.Les frais d'investissement

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

**Tableau n° 35** Les frais d'investissement total de la conduite gravitaire :

Diametre(mm)	Prix de ml(DA)	L (m)	F investissement (DA)
250	3181.464	12097.2957	3919912.232
300	4909.916	3552.26087	1776396.658
<b>Total</b>			55928413.25

### III.8.2.2.5. Les bilans globaux

Le tableau ci-après regroupe les bilans globaux des différents tronçons

**Tableau n° 36** Les bilans de chaque tronçon :

Tronçon	Bilan	
	Variante 1	Variante 2
F1-A	1254756.21	1431226.73
F2-A	986993.227	1177881.51
A-RT	65290.8957	251151.328
RT-RD	5834637.63	55928413.3
<b>Total</b>	<b>8141677.96</b>	<b>58788672.8</b>

### III.8.3. Interprétation des résultats

On remarque que les diamètres de la partie refoulement de la deuxième variante (de cote 1084m pour le réservoir tampon) sont presque les mêmes pour la première variante (1072.23m) alors les conduites sont de mêmes couts de point de vu investissement par contre de point de vu économique, la deuxième variante n'est pas économique car le réservoir surélève cout presque le double d'un réservoir enterré .

Dans notre étude nous choisissons la première variante puisque elle est économique, de durée de réalisation faible et facile par rapport à la deuxième variante.

Les diamètres des tançons sont montres comme suit :

**Tableau n° 37** le dimensionnement final de l'adduction :

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
F1-A	250	0.61	2315.32
F2-A	250	0.96	17.74
A-RT	400	0.51	50.66
RT-B	250	1.3	10664.96
B-RD	300	0.91	4972.83

### III.9. Dimension et choix des pompes immergées

#### III.9.1. Calcul les hauteurs manométriques totales

##### III.9.1.1. Pour forage 1

$$HMT = C_{PA} - C_{tfl} + ND_{F1} + \Delta H_{A-F1} \quad (\text{III.28})$$

Avec :

- ✓  $C_{TA}$ : Cote de terrain de point A .
- ✓  $C_{tfl}$  : Cote du terrain du forage 1
- ✓  $ND_F$ : Niveau dynamique du forage 1.
- ✓  $P_A$ : Pression au niveau de point A.

$$P_A = (C_{Tp} - C_{TA}) + \Delta H_{A-RT}$$

$$C_{PA} = 4.11 + 0.07 + 1072.12 = 1076.3 \text{ m}$$

$$\text{A.N} \quad \text{HMT} = 1076.3 - 1066.66 + 60 + 9.78 = 79.42 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 79.42 \text{ m}$$

La HMT de la deuxième pompe du Forage 1 : est de 79.42 m

### III.9.1.2. Pour forage 2

$$\text{HMT} = C_{PA} - C_{if2} + ND_{F2} + \Delta H_{A-F2} \quad (\text{III.29})$$

- ✓  $C_{TA}$ : Cote de terrain de point A .
- ✓  $C_{if2}$  : Cote du terrain du forage 2
- ✓  $ND_F$ : Niveau dynamique du forage 2.
- ✓  $P_A$ : Pression au niveau de point A.

$$C_{PA} = 1076.3 \text{ m}$$

$$\text{A.N} \quad \text{HMT} = 1076.3 - 1070.94 + 60 + 0.166 = 65.53 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 65.53 \text{ m}$$

La HMT de la deuxième pompe du Forage 2 : est de 65.53m

### III.9.2. Choix des pompes immergées

En introduisant le débit  $Q_{ref}$  et la HMT dans le logiciel CAPRARI nous obtenons

#### III.9.2.1. Pour le forage (F1)

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau n° 38.

**Tableau n° 38** Variantes pour le choix du type de pompe (F1)

variante	$Q_{ref}$ (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	$\eta$ (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	30.4	81.9	P8C/5/24/4B	80.3	2900	31.6	4.56
2	30.5	82.2	E9S55/4A+M C850	78.8	2900	31.3	4.71
3	31.8	89.4	E8S64/5A+M C850	78	2900	36.2	4.66
4	31.3	86.7	E10R40/4+MC 850	74.4	2900	35.8	4.08

A partir du tableau n° 38 des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisit la première variante.

Le tableau n° 39 regroupe les caractéristiques de la variante choisie

**Tableau n° 39** les caractéristiques du groupe électropompe choisie

$Q_{ref}$ (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	$\eta$ (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
30.4	81.9	P8C/5/24/4B	80.3	2900	31.6	4.56

#### III.9.2.2. Pour le forage (F2)

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau n° 40

**Tableau n° 40** Variantes pour le choix du type de pompe

variante	Q ref (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	$\eta$ (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
1	34.3	65.5	P8C/5/24/4B	79.6	2900	33.7	4.91
2	34.2	66.8	E9S55/4M+M C850	78.9	2900	32.5	5.36

A partir du tableau n°40 des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisit la première variante  
Le tableau n°41 regroupe les caractéristiques de cette dernières

**Tableau n° 41** les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q ref (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	$\eta$ (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)
34.2	66.8	E9S55/4M+MC 850	78.9	2900	32.5	5.36

### III.10. Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- ✓ Courbe de la hauteur en fonction du débit :  $H = f(Q)$ .
- ✓ Le rendement en fonction de débit  $\eta = f(Q)$ .
- ✓ La courbe de la puissance en fonction de débit :  $P = f(Q)$ .
- ✓ la courbe de NPSH en fonction de débit :  $NPSH = f(Q)$ .
- ✓ la courbe de la conduite en fonction de débit :  $H_c = f(Q)$ .

### III.11. Courbe caractéristique d'une conduite

Comme pour une pompe, il est possible d'établir une courbe débit-hauteur caractérisant un réseau.

Cette courbe, représentative de la hauteur géométrique et des pertes de charge

- ✓ On appelle pertes de charge les pertes de pressions dues au frottement du liquide dans les conduites et les éléments du réseau.
- ✓ Les pertes de charge dans une conduite sont proportionnelles au carré de la vitesse, donc au carré du débit.

- ✓ Elles dépendent de la rugosité du tuyau, donc de sa nature et de son état (vieillessement).
- ✓ Une conduite présentant des surfaces rugueuses et corrodées, générera davantage de pertes de charge qu'une conduite neuve et lisse.

**III.11. 1.La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F1)**

On trace la courbe caractéristique de la conduite de refoulement pour déterminer le point de fonctionnement de la pompe, cette courbe dépend des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$H_c = H_g + \sum h_p \tag{ III.30}$$

$$\sum h_p = \sum h_{plinéaire} + \sum h_{psingulaire}$$

Dans notre devoir nous allons considérer que les pertes de charge singulières

$$\sum h_{psingulaire} = (5 - 10) \% . \sum h_{plin}$$

Pour les pertes de charges linéaires on utilise la formule :

$$\sum h_p = \lambda . (L/D) . v^2 / 2g \tag{ III.31}$$

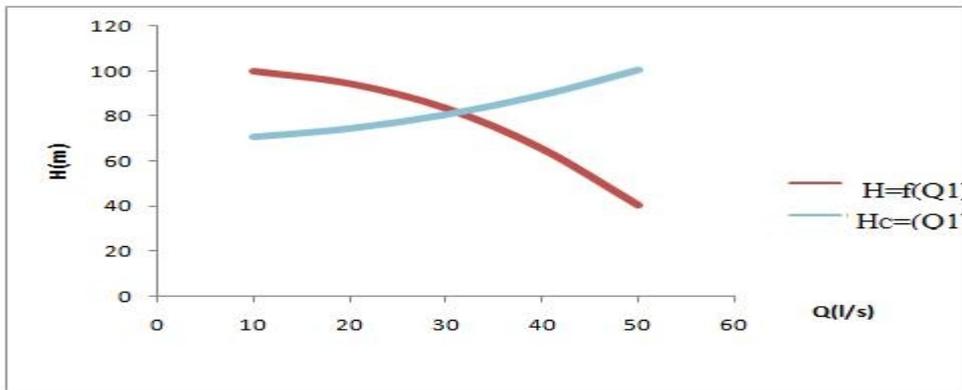


Figure III.16: les courbes caractéristiques (F1)

**III.11. 2.La courbe caractéristique de la conduite de refoulement F2**

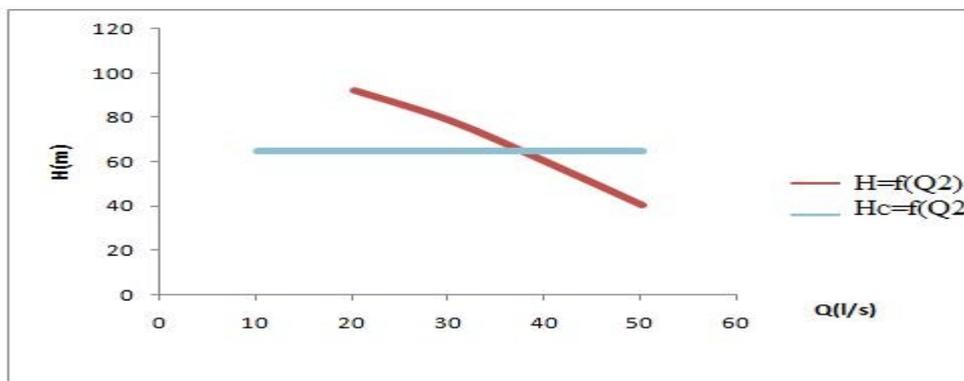


Figure III.17: les courbes caractéristiques (F2)

**III.11. 3.Point de fonctionnement**

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

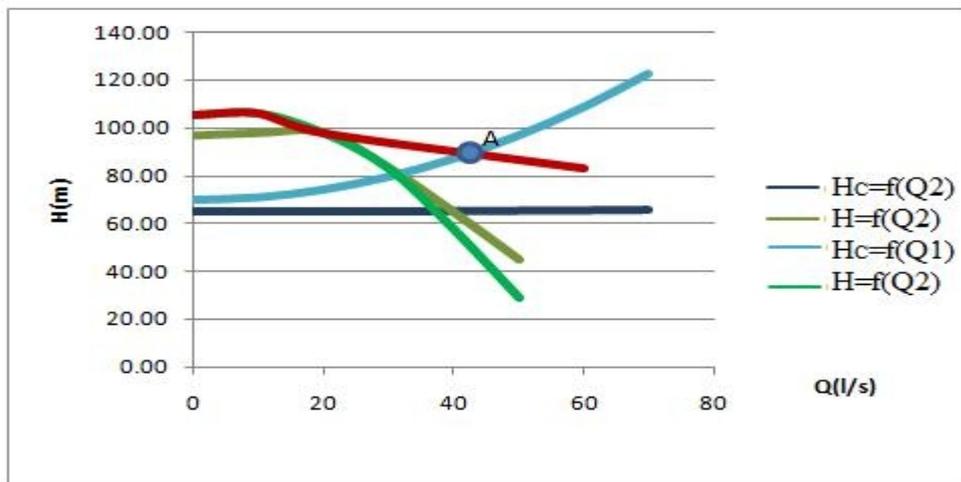
Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit  $Q$  à une hauteur  $H$  lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

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

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

On doit déterminer la courbe résultante

- ✓ couplage des deux pompes en parallèles
- ✓ couplage des deux conduites en parallèles
- ✓ couplage des deux conduites en séries



**Figure III.18:** la courbe de couplage des deux pompes

Les coordonnées du point de fonctionnement  $P_A = (Q_A, H_A) = (48, 92.8)$

$Q_A = 48$  (l/s)

$H_A = 92.8$  m

### III.11. 4. Calcul de déficit hydraulique

$$\Delta Q = | [QP_1 + QP_2] - [QP] |$$

$$\Delta Q = 64 - 48.97 = 15.03 \text{ (l/s)}$$

on doit augmenter de la vitesse de rotation de la pompe.

### **III.11. 5. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données**

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

#### **1- Débit disponible > Débit appelé**

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

- Réglage qualitatif
- Réglage quantitatif
- Rognage
- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement
- Diminution de temps de pompage
- Changement du type de la pompe

#### **2- Débit disponible < Débit appelé**

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

✓ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

✓ **Changement de type de pompe**

Dans notre cas ; On a  $Q_{(P1+P2)} > Q_A$  de 23.07% qui est supérieur de 10%

Donc on doit augmenter de la vitesse de rotation de la pompe jusqu'à 3082tr/min ( pour les deux pompes d'après le CAPRARRI).

### **Conclusion**

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le coût minimale tout en respectant les consigne de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet nous avons décomposé l'adduction en deux tronçons distincts, le premier qui se compose des conduites de refoulement qui fonctionnent grâce à des pompes immergées, et le deuxième tronçon gravitaire.

On a choisis les pompes tout en respectant un nombre de critères du choix

On a parlé des groupes électropompes et de leurs conditions d'installation.

**Introduction**

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de bélier doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation

**IV.1. Définition [1]**

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent 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 dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet se ferme.

**IV.2. La Protection des conduites contre le Coup de Bélier****IV.2.1. 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 ;
- ✓ 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 ;
- ✓ Modification de la vitesse d'une pompe ;
- ✓ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

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

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résulte une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

**IV.2.2. Les risques dus aux coups de bélier [5]**

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

- ✓ **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des

surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

- ✓ **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.
- ✓ **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

### **IV.3. Interprétation physique du coup de bélier (cas d'arrêt brusque de pompe)**

#### ✓ **Première phase**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (a).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/a).

#### ✓ **Deuxième phase**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire 2L/a depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

#### ✓ **Troisième phase**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire 3L/a depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

#### ✓ **Quatrième phase**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire 4L/a

depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

#### **IV.4. Moyen de protection contre le coup de bélier [6]**

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

##### **✓ Vanne à fermeture lente**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produit.

##### **✓ Soupape de décharge**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à  $(1,04 \div 1,1)$  de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

##### **✓ Cheminée d'équilibre**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période  $(4L/a)$  caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- ✓ Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- ✓ Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- ✓ Amortir les oscillations importantes.

- ✓ Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

- ✓ **Volant d'inertie**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci. le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- ✓ **Réservoir d'air**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

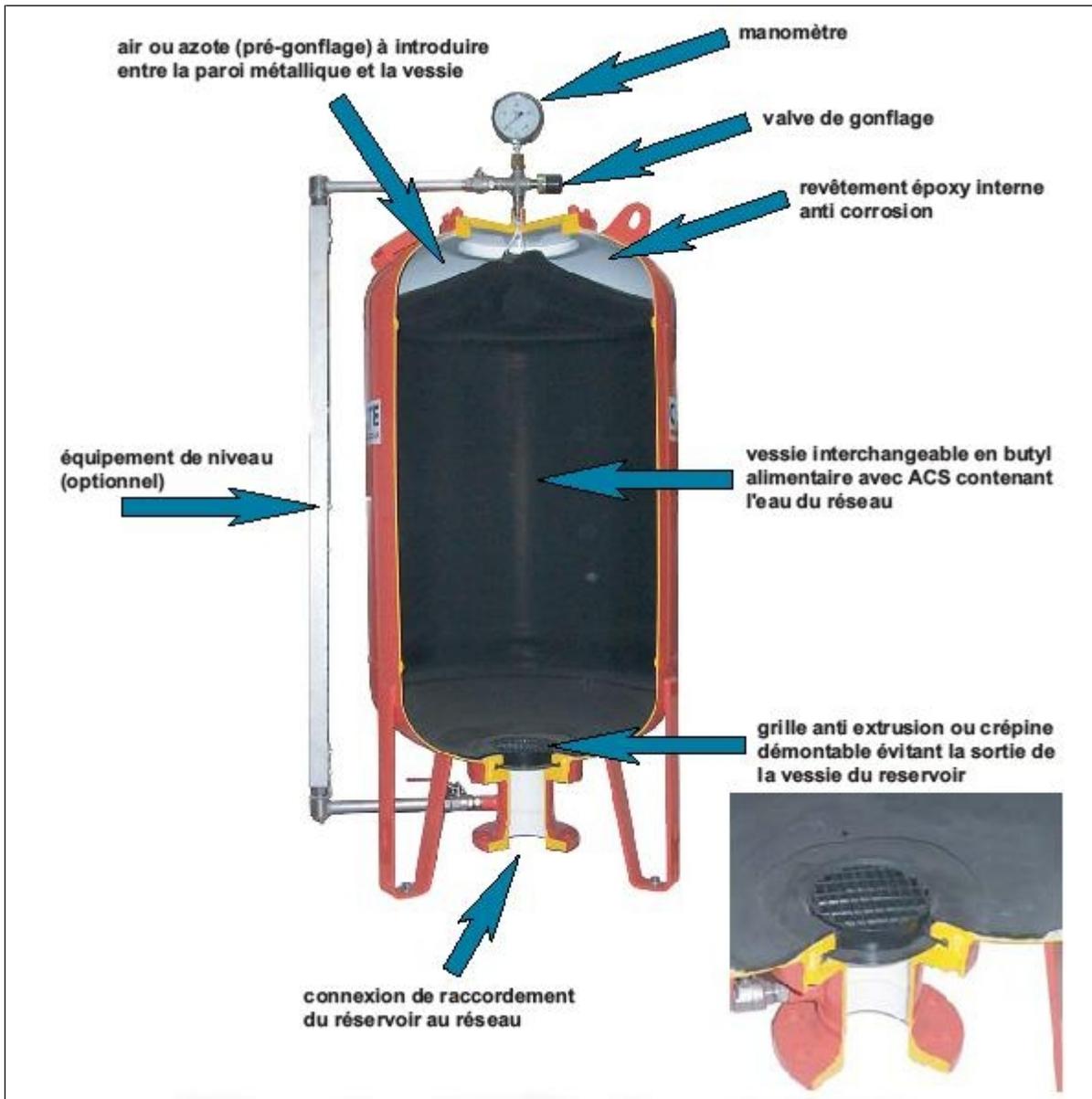


Figure IV.1: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

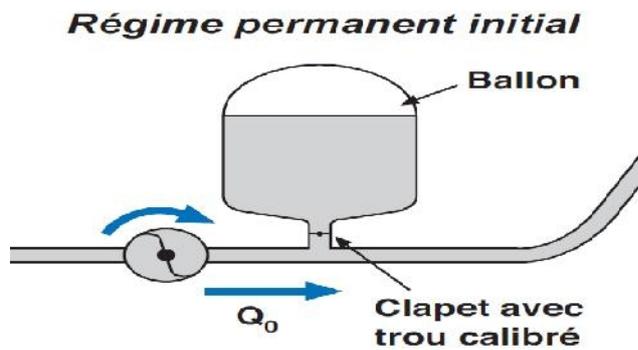
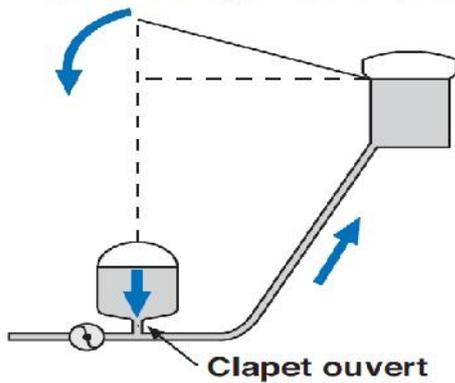
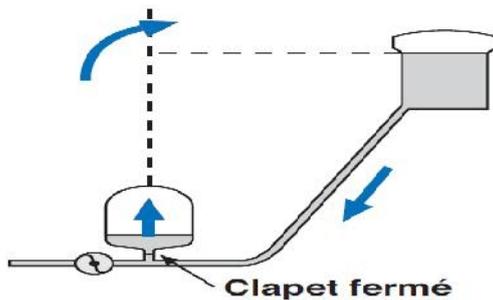


Figure IV.2: sens d'écoulement en régime permanent

**Arrêt brusque de la pompe**



**Figure IV.3:** sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert



**Figure IV.4:** sens d'écoulement quand le clapet est fermé

**IV.5. Calcul de la célérité d'ondes [10]**

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad \text{( IV .1)}$$

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

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0.5 pour l'acier.

**K= 1 pour la fonte.**

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC.

**IV.6.Valeur numérique du coup de bélier**

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

**IV.6.1.Cas de la fermeture brusque**

T : inférieur à  $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV .2})$$

Où  $V_0$  : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).  
 $g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

### IV.6.2.Cas de la fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à  $\frac{2L}{a}$  c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{IV .3})$$

$L$  : la longueur de la conduite (m).

#### Remarque

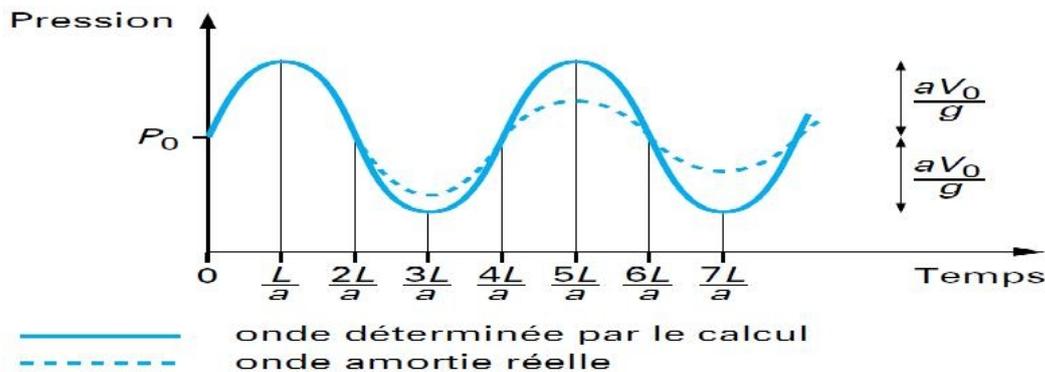
La formule de MICHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

#### ✓ Cas de la surpression

$$H_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{IV .4})$$

#### ✓ Cas de la dépression

$$H_{\min} = Hg - \frac{aV_0}{g} \quad \text{Comme valeur minimal.} \quad (\text{IV .5})$$



**Figure IV.5:** Courbe générale de propagation des ondes

On fait le calcul pour les conduites de refoulement des deux forages.  
 Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau n° IV.1 :** Calcul du coup de bélier

Adduction n	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	a (m/s)	$V_0$ (m/s)	$H_g$ (m)	B (m)	$H_{\max}$ (m)	$H_{\min}$ (m)
F1-RT	250	2315	6.3	1	1055.4	0.61	69.5	65.63	135.2	57.33

**IV.7.Calcul simplifié d'un réservoir d'air [5]**

**Exemple** : refoulement forage N°1- RT

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse  $V_0$ .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par  $Z_0$ ,  $Z_{min}$  et  $Z_{max}$ .

$Z_0$  : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

$Z_{min}$  : pression absolue relative à la dépression.

$Z_{max}$  : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant  $U_0$  est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \tag{ IV .6}$$

$U_0$  : volume de l'air en  $m^3$ .

$V_0$  : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en  $m^2$ .

Pour notre cas :  $S=0.049m^2$ .

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{aV_0}{g} = 135.2m$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 75.57 m.$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = H_g + \frac{aV_0}{g} + 10 = 145.2 m. \quad \frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{145.2}{75.57} = 1.92$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,019 m$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 2.51 * 10^{-4}$$

Abaque de **VIBERT** (voir l'annexe IV.1)

$$\frac{U_0}{LS} = 1,7 * 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS * 1,7 * 10^{-3} = 2315 * 0,049 * 1,7 * 10^{-3} = 0,193 m^3$$

$$\text{Et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,58 \Rightarrow Z_{min} = 43.83m$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} = 0,333m^3 = 333.litres$$

En tenant compte de la sécurité :  $U_f = 383 litres$ .

La méthode de **VIBERT** est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air ;

**Conclusion**

Pour éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti- bélier, qui est 400 litres.

## Introduction

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeter de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de l'adduction et du réseau.

### V.1.Fonctions des réservoirs

#### V.1.1.Fonctions techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

- ✓ régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux
- ✓ sécurité d'approvisionnement ;
- ✓ régulation de la pression ;
- ✓ simplification de l'exploitation ; Ils doivent être :
- ✓ Etanches ;
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau ;
- ✓ bien protégés contre toute contamination d'eau susceptible ;
- ✓ Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température ;

#### V.1.2.Fonctions économiques

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

### V.2.Classification des réservoirs

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi enterres ;
- ✓ Surélevés ;

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires ;
- ✓ Carrés ;
- ✓ Rectangulaires ;

D'après la topographie de notre agglomération, les réservoirs existant sont:

**Tableau n° V.1** : caractéristiques des réservoirs existants :

N°	capacité réservoir et château d'eau (m <sup>3</sup> )	cote de radier (m)	type de réservoir
01	1Rx300	862	Surélevé
02	1Rx250	892	Surélevé
03	1Rx500	895	Enterrée
04	1Rx1500	905	Enterrée

### V.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème :

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

Comme La ville de Brezina se trouve pratiquement sur un terrain de topographie irrégulière, On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, pour notre réservoir existant c'est vérifié (1500 m<sup>3</sup>), donc le remplissage se fait gravitairement; par contre les trois autres réservoirs (250,300 et 500 m<sup>3</sup>) du centre ville sont alimentés par pompage (les pompes immergées).

L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération, ce qui est vérifié pour notre cas .

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

la cote la radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville (Brezina et la nouvelle ville) .

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés des pressions suffisantes.

### V.4. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question 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

### V.5. Détermination de la capacité des réservoirs

#### V.5.1. Capacité pratique d'un réservoir

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de 120 m<sup>3</sup>.

$$VR = (50\% * Q_{MAXI}) + 120 = 7172.76 * 0.5 + 120 = 3706.38 \text{ m}^3 \text{ (pour l'horizon 2033)}$$

**Tableau n° V. 2:** calcul de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire

Horizon	2013	2018	2023	2033
Débit max (m <sup>3</sup> /j)	2535.06	3322.43	4642.19	7172.76
Volume de stockage nécessaire (m <sup>3</sup> )	1388	1782	2441	3707

### V.5.2. Balance (ressource/ besoins)

Après avoir évalué les besoins nécessaires en eaux potable pour la ville Brezina et la nouvelle ville, il a été constaté que le système existant a bénéficié d'ouvrages importants, le fonctionnement rentable de tous les dispositifs en place reste lié à la disponibilité d'une ressource sure, régulière et suffisante a long terme (2033).

L'alimentation à moyen et à long terme va se faire à partir de la même ressources soit les deux forages Brezina et khellaf et les deux forages de KBER, mais reste liée à l'évaluation des déficits existants et à venir.

Les déficits ont été évalués en tenant compte de la ressource déjà mobilisée et exploitée et les besoins existants et à venir.

Ainsi les données ci-après donnent une appréciation sur les déficits en tenant compte de la ressource et des besoins rapportés précédemment.

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour les horizons 2013, 2018, 2023 et 2033 on peut faire une balance (ressources / besoins) pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins actuels et futur ?

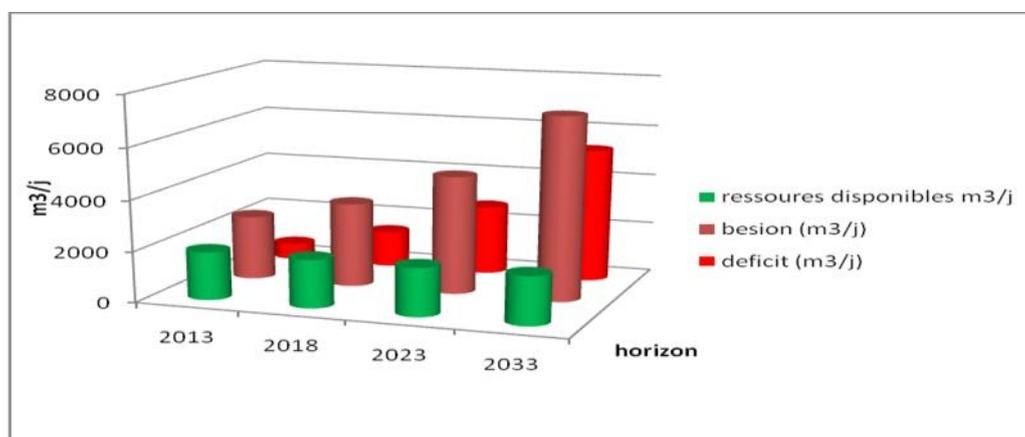
Les tableaux suivants nous indiquent la balance : ressources/besoins

**Tableau n°V. 3:** Débit actuel mobilisé pour notre agglomération

Forage	Débit (l/s)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Brezin	14	1209.6
khellaf	8	691.2
total	22	1900.8

**Tableau n° V. 4:** Balance (ressource/ besoins).

Désignation	Horizon			
	2013	2018	2023	2033
Ressources disponibles (m <sup>3</sup> /j)	1900.8	1900.8	1900.8	1900.8
Besoin (m <sup>3</sup> /j)	2535.06	3322.04	4642.19	7172.76
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	634.26	1421.24	2741.39	5271.96
Déficit (l/s)	7.34	16.45	31.73	61.02



**Figure V.1** graphe de balance (ressource/ besoins).

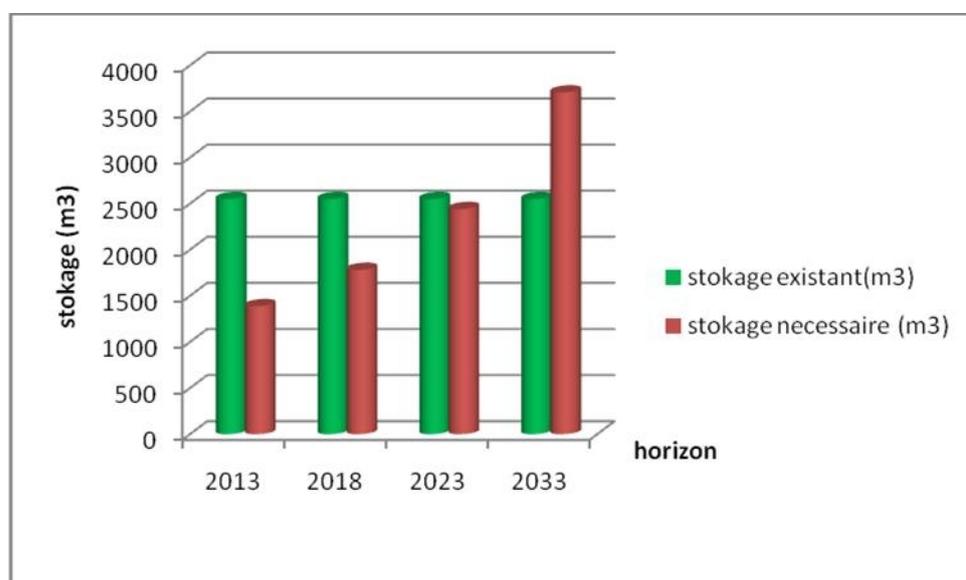
### V.5.3. Besoins en stockage

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égal à 20 heures, Le volume correspondant à la Consommation journalière totale du réseau.

**Tableau n° V. 5** Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire).

Désignation	Horizon			
	2013	2018	2023	2033
Stockage existant (m <sup>3</sup> )	2550	2550	2550	2550
Stockage Nécessaire (m <sup>3</sup> )	1388	1782	2441	3707
Excès/Déficit (m <sup>3</sup> )	+862	+768	+109	-1157



**Figure V.2** graphe de Balance (stockage Existant/ stockage nécessaire).

### V.5.4. Détermination de la capacité

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la

Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

#### V.5.4.1. Principe de calcul

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique

##### V.5.4.1.A. La méthode analytique

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

$$V_u = \frac{p(\%) * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V<sub>u</sub>: volume utile (m<sup>3</sup>),

P(%): fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

Q<sub>maxj</sub>: La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_r = V_u + V_i$$

V<sub>r</sub> : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

V<sub>i</sub> : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>

#### **V.5.4.1.B. la méthode graphique**

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

### V.5.4.1.C. Dimensionnement du réservoir de distribution

✓ notre travail a consisté a une simple vérification.

**Tableau n° V. 6 :** Détermination de la capacité des réservoirs de distribution

Heures	Consommation	Apport	Surplus	Deficit	Capacité horaire
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	1.5	4,166	2.67		8.85
1-2	1.5	4,166	2.67		11.52
2-3	1.5	4,166	2.67		14.19
3-4	1.5	4,166	2.67		16.86
4-5	2.5	4,166	1.67		18.53
5-6	3.5	4,166	0.67		<b>19.2</b>
6-7	4.5	4,166		0.33	18.87
7-8	5.5	4,166		1.33	17.54
8-9	6.25	4,166		2.09	15.45
9-10	6.25	4,166		2.09	13.36
10-11	6.25	4,166		2.09	11.27
11-12	6.25	4,166		2.09	9.18
12-13	05	4,166		0.84	8.34
13-14	05	4,166		0.84	7.50
14-15	5.5	4,166		1.33	6.23
15-16	06	4,166		1.84	4.33
16-17	06	4,166		1.84	2.49
17-18	5.5	4,166		1.33	1.16
18-19	05	4,166		0.83	0.33
19-20	4.5	4,166		0.33	0
20-21	04	4,166	0.17		0.17
21-22	03	4,166	1.17		1.34
22-23	02	4,166	2.17		3.51
23-24	1.5	4,166	2.67		6.18
		100			

D'ou :

$$V_u = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} = 7172.76 \cdot (19.2/100) = 1377.17(\text{m}^3)$$

$$V_r = V_u + V_i = 1377.17 + 120 = 1497.17 (\text{m}^3)$$

✓ Le réservoir terminal qui est au cours de réalisation est suffisant, donc aucun réservoir ne sera projeté

## V.6. Dimensionnement du réservoir tampon

**Définition :** Le réservoir tampon est un réservoir de régulation son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage, il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

Le réservoir tampon joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé. La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S + V_L$$

Avec:

$V_L$  : volume nécessaire au signal d'alarme

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

$$dv = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$v = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

$$V_R = Q_0 * T / 2$$

$Q_0$  : le débit transité dans la conduite.

$T$  : le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne.

$$T = 2700 \text{ s}$$

Le volume de sécurité est

$$V_S = Q_0 * T' / 2$$

$$T' = 900 \text{ s}$$

$$V_R = 230.4 * (0.75 / 2) = 86.4 \text{ m}^3$$

$$V_S = 230.4 * (0.25 / 2) = 28.8 \text{ m}^3$$

$$V_L = S * h$$

$$H = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$$

$$S = (V_S + V_R) / D = 115.2 / 7 = 16.45 \text{ m}^2$$

$$V_L = 1.65 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 116.85 \text{ m}^3$$

Alors :  $V_{RT} = 120 \text{ m}^3$  (volume normaliser)

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera  $120 \text{ m}^3$  pour normalisé et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

## V.7. Forme et Définition de la géométrie du réservoir tampon de volume 120m3

Le dimensionnement du réservoir circulaire de contenance  $120 \text{ m}^3$  se fera sur la base des formules empiriques de **Fonlladosa** (mai 1937) permettant de dimensionner a priori un réservoir.

Ainsi :

✓ Le diamètre de la cuve est :

$$D = 1,405 \sqrt[3]{V}$$

$$D = 1,405\sqrt[3]{120} = 6.93m$$

$$D=7m$$

✓ La hauteur de la cuve est

$$H=V/S$$

$$H=120/(\pi D^2/4)=3.12m$$

$$H= 4 m$$

### V.8. Les équipements du réservoir

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de:

### V.9. Conduite d'arrivée ou d'alimentation [1]

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand 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:

#### V.9. A. Par sur verse

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.

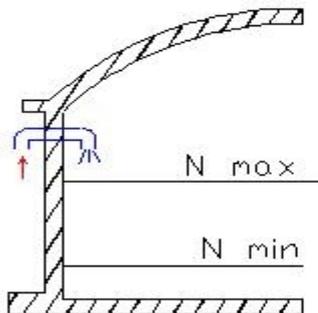


Figure V.3 Arrivée par sur verse  
(Chute libre)

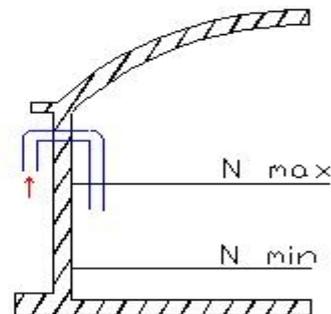


Figure V.4 Arrivée par sur verse  
(Noyée)

#### V.9. B. Par dessous

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

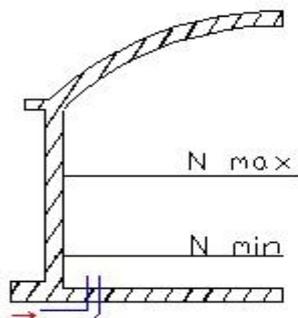


Figure V.5 Arrivée par dessous  
(Par le fond)

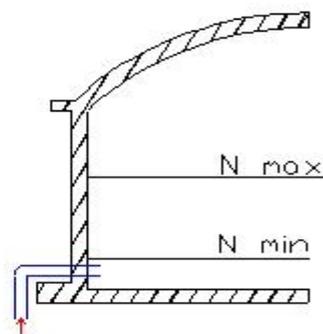


Figure V.6: Arrivée par dessous  
(Par le bas)

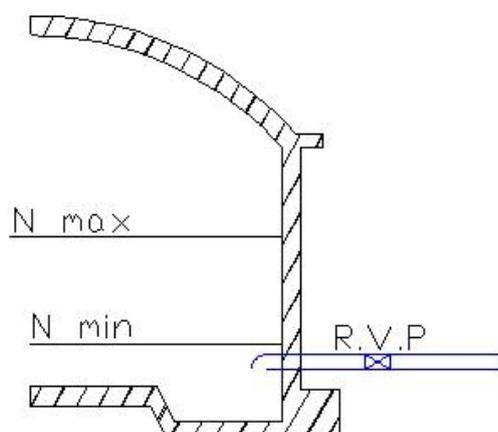
### V.10. Conduite de départ ou de distribution [1]

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 décompter 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 surtension se manifestera dans la conduite.



**Figure V.8:** Conduite de départ

### V.11. Conduite de trop-plein [1]

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-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

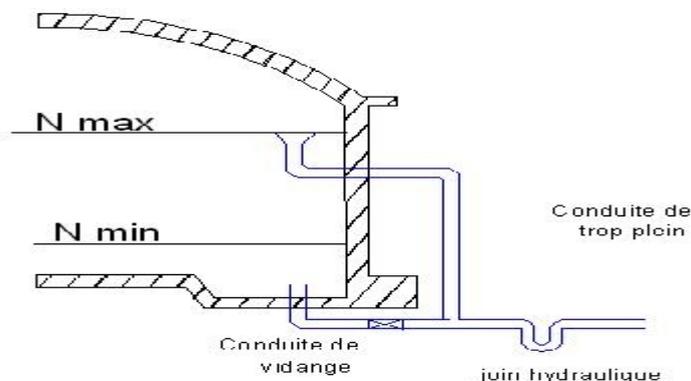
### V.12. Conduite de vidange [1]

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 doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

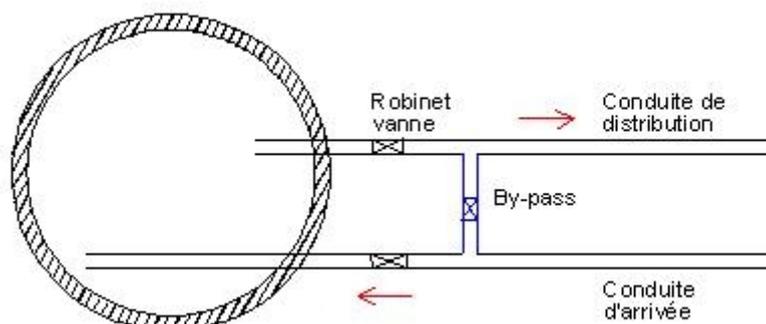
Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.



**Figure V.9** Conduite de vidange et de trop plein

### V.13. Conduite by-pass [1]

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).



**Figure V.10.** Conduite by-pass

### V.14. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

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

### V.15. Système automatisé

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

## **V.16. Diagnostic et réhabilitation des réservoirs (voir l'annexe IV.3)**

Les réservoirs d'eau potable constituent un patrimoine très important parmi les ouvrages hydrauliques, sachant qu'à travers ces réservoirs; le stockage des millions de mètres cubes en Algérie destinées à la consommation humaine journalière est actuellement assurée.

En plus des caractéristiques des autres ouvrages de génie civil ordinaires; les réservoirs d'eau potable en béton armé doivent assurer en même temps la fonction structurelle et la fonction d'étanchéité, cette dernière est généralement réglementée sur la base des exigences en matière de fuites.

### **V.16.1. Caractérisation du terme "Etanchéité" et classification réglementaire**

L'étanchéité est la qualité caractéristique d'un ouvrage à s'opposer au passage de l'eau ou d'un fluide (liquide et/ou gaz) dans les limites de débit de fuite qui ont été définies pour son exploitation.

Les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité en :

- ✓ **Classe A** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.
- ✓ **Classe B** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation.
- ✓ **Classe C** : ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité adhérent ou indépendant du support, la structure assurant uniquement une fonction mécanique.
- ✓ **Classe D** : ouvrages réalisés à l'aide d'éléments préfabriqués.

Les normes et règlements donnent des limites de fuites tolérées, le constat contradictoire se fera au plus tôt 10 jours après la fin du remplissage, Les pertes ne doivent pas dépasser une valeur moyenne de 500 cm<sup>3</sup> par mètre carré de paroi mouillée et par jour pour un réservoir sans revêtement, et 250 cm<sup>3</sup> pour un réservoir muni d'un revêtement d'imperméabilisation ou d'étanchéité. Cette condition peut être considérée comme remplie, si l'on ne constate pas de fuite apparente

## **V.17. Réhabilitation des réservoirs**

### **V.17.1. Moyens de protection contre les fuites**

Le traitement des défauts d'étanchéité des réservoirs constitue souvent un problème délicat, l'expérience montre qu'en moyenne une fois sur quatre les résultats obtenus ne sont pas jugés satisfaisants soit que l'étanchéité obtenue ne donne pas satisfaction lors de la première mise en eau, soit un décollage apparaît dans le revêtement.

### **V.17.2. Les procédés généralement utilisés sont les suivants**

- ✓ Exécution d'un enduit de ciment à l'intérieur des parois, le réservoir devra rester assez longtemps hors service.
- ✓ Application interne par un revêtement plastique ou en bitume armé, ces travaux nécessitent beaucoup de soins.
- ✓ Injection des coulis de ciment ou d'un mélange à base résine au niveau des fissures sous une pression de 10 à 14 bars.
- ✓ Il faut également mentionner qu'on peut avoir recours à la construction d'un nouveau réservoir dans quelques cas particuliers (cuve très gravement détériorée, réaménagement du réseau de distribution).

## V.18. Potabilité et exigences techniques sur les produits utilisés

En matière de réparation des réservoirs d'eau potable, il convient évidemment que les produits utilisés au contact de l'eau n'altèrent pas la "qualité alimentaire" de celle-ci.

Ces produits doivent donc :

- ✓ ne pas libérer de produit toxique en quantités supérieures au minimum défini par les normes,
- ✓ ne pas modifier les qualités organoleptiques de l'eau potable (goût, couleur et odeur),
- ✓ ne pas provoquer de réaction intempestive avec les parois.

En plus de la potabilité, les qualités des produits utilisés recherchés dans la plupart des applications sont

- ✓ une bonne adhérence au support,
- ✓ une résistance mécanique au moins égale à celle du support,
- ✓ une imperméabilité à l'eau, même en faible épaisseur,
- ✓ pas d'altération par les agents extérieurs (eau, condensation, sous-pression),
- ✓ une bonne tenue dans le temps,
- ✓ pas de réaction parasite au contact de l'eau

## V.19. Désinfection et nettoyage des réservoirs

La désinfection est un moyen simple de protéger les usagers et le réseau des contaminations bactériologiques.

Le nettoyage permet le retour à une situation normale.

### V.19.A. Désinfection manuelle de l'eau du réservoir

- ✓ Se procurer des berlingots d'eau de Javel à 36 degrés chronométriques dans le Commerce.
- ✓ Juger du volume disponible dans le réservoir au moment de la désinfection.
- ✓ Préparer la solution désinfectante en prenant soin de diluer le volume d'eau de Javel nécessaire dans un seau d'eau juste avant de le verser, cela favorise la dispersion.
- ✓ Un temps de contact est nécessaire à la bonne action du chlore laissé agir au moins 2 h dans le réservoir
- ✓ Procéder à la désinfection de préférence la nuit ou tôt le matin.

### V.19. B. Nettoyage du réservoir

- ✓ Vérifier l'état de l'ouvrage en réparant si nécessaire l'étanchéité périphérique et éliminer tous les éléments grossiers qui auraient pu pénétrer dans les ouvrages.
- ✓ Pomper l'eau de l'ouvrage, les eaux sont soit rejetées au milieu naturel, soit introduites dans le réseau de distribution. Dans ce cas on doit informer les utilisateurs sur la non potabilité de l'eau.
- ✓ Nettoyer et désinfecter :
  - débarrasser les parois de leurs corps étrangers par brossage, jet haute pression....,
  - nettoyer et désinfecté à l'aide d'une solution désinfectante.

✓ Rincer : Un rinçage abondant avec une eau claire doit suivre la désinfection. La solution désinfectante doit impérativement être neutralisée avant le rejet par une dilution de sa concentration.

- ✓ Contrôler : Après cette opération, faire vérifier, dans les 24 heures, la qualité de l'eau par un laboratoire agréé

### **V.20. Analyse des défauts d'étanchéité et choix des procédés de réparation**

Nous proposons dans le schéma du diagramme suivant la démarche et la méthodologie de l'opération d'expertise d'un réservoir d'eau potable. La réussite de cette démarche est toujours liée au respect et au suivi strict des étapes énumérées dans le tableau annexe .

### **V.21. Quelques recommandations pour le bon fonctionnement du réservoir**

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité les réservoirs devront être:

- ✓ 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

Les désordres qui caractérisent ce genre d'ouvrage sont bien le cas pathologique des fuites plus au moins importantes rencontrées avec un pourcentage de 85 %.

Le défaut d'entretien périodique présente un pourcentage élevé avec une valeur de 95 %, ce qui nous ramène à donner l'importance primordiale des programmes d'entretien durant la vie de l'ouvrage pour une meilleure durabilité et maintien des ouvrages.

### **Conclusion**

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, selon notre calcul nous avons trouvé un volume de **1497.17m<sup>3</sup>** inférieur à la capacité des réservoirs existants qui est de capacité **1500m<sup>3</sup>**, donc aucun réservoir ne sera projeté.

Néanmoins un réservoir tampon de capacité **120m<sup>3</sup>** devra être projeté afin d'assurer le relais avec la partie gravitaire dans notre adduction.

**Introduction**

Ce chapitre a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social.

**VI.1.Organisation de chantier**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour une adduction d'A.E.P sont :

- Importation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.
- Compactage

**VI.1.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain****VI.1.1.1.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.

**VI.1.1.2.Nivellement**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain 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

**VI.1.1.3.Excavation des tranchées**

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement .La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- ✓ Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- ✓ Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- ✓ Protéger la canalisation contre le gel.

La longueur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse à 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 ya lieu d'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 longueur de la tranchée (b).
- ✓ Distance de la cavalière.

**VI.1.1.4. La profondeur (H<sub>tr</sub>)**

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \tag{VI.1}$$

H<sub>tr</sub> : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : h=1 m.

h<sub>1</sub> : épaisseur du lit de pose h<sub>1</sub> = 0,1 m.

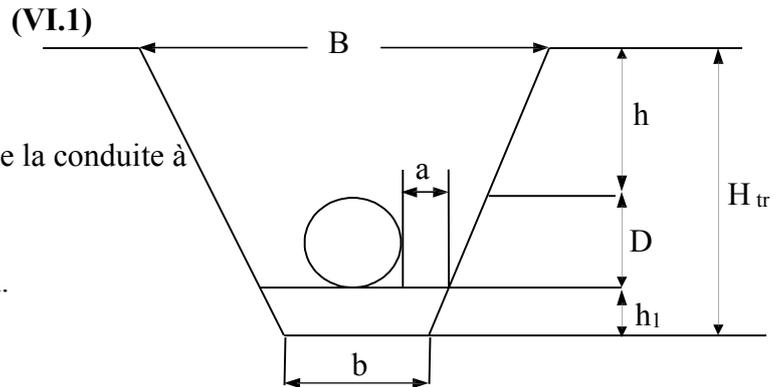


Figure VI.1 schéma de la tranchée

D'où :

$$H_{tr} = 1,1 + D. (m).$$

**VI.1.1.5. Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse a=30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a. \tag{VI.2}$$

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

**VI.1.1.6. Choix du coefficient du talus**

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau n° VI.1. Choix du coefficient du talus:

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

**VI.1.1.7. Distance de la mise du cavalier**

**VI.1.1.8. Section transversale de la tranchée (S<sub>tr</sub>).**

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2 \tag{VI. 3}$$

**VI.1.1.9. Section du cavalier (S<sub>c</sub>)**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$S_c = S_{tr} \times K_f \tag{VI. 4}$$

Avec : S<sub>tr</sub> : section transversal de la tranchée (m<sup>2</sup>).

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

**Tableau n°VI.2.** Coefficient de foisonnement

Type de sol	K <sub>f</sub>
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

**VI.1.1.10. hauteur du cavalier (H<sub>c</sub>)**

On a :

$$S_c = \frac{B \times H_c}{2} \quad (\text{VI. 5})$$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

H<sub>c</sub> : hauteur du cavalier (m).

$$H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}} \quad (\text{VI. 6})$$

**VI.1.1.11. Distance de la mise du cavalier (A)**

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_v \quad (\text{VI. 7})$$

$$A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} \quad (\text{VI. 8})$$

Avec : L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3 m.

**VI.1.2. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation**

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

**VI.1.2.1. Pelle équipée en rétro**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- ✓ Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- ✓ Peut excaver dans la direction de la machine.
- ✓ Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

**VI.1.2.2. Pelle équipée en butée**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- ✓ Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- ✓ Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- ✓ Rayon de déchargement  $R_{déch} \geq A$ .
- ✓ Hauteur de chargement  $H_{ch} \geq H_{tr} \times \max$ .
- ✓ Hauteur de déchargement  $H_{déch} \geq H_c$ .
- ✓ Largeur du godet  $b_g \leq b_{min}$ .

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau n°VI.3.** Volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle

Tronçon	refoulement			Gravitaire	
	D (mm)	250	250	400	300
L (m)	2315.3	17.74	50.66	4972.83	10664.96
b (m)	0.85	0.85	1	0.9	0.85
H <sub>tr</sub> (m)	1.35	1.35	1.5	1.4	1.35
S (m <sup>2</sup> )	1.603	1.603	2.063	1.75	1.603
S <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	1.76	1.76	2.269	1.925	1.76
H <sub>c</sub> (m)	2.65	2.65	3.01	2.77	2.65
B	1.32	1.32	1.51	1.39	1.32
A (m)	4.1	4.1	4.26	4.15	4.1
V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )	3711.5	28.44	104.51	8702.5	17096
V <sub>dT</sub> (m <sup>3</sup> )	29642.95				

**Remarque**

$$A = A_{max} = 4,26m \qquad H_c = H_c \max = 2,77m$$

$$H_{tr} = H_{tr} \max = 1,5m \qquad b = b \max = 0.85m$$

Connaissant les paramètres (A, H<sub>c</sub>, H<sub>tr</sub> et b) pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roue pneumatique dont les caractéristiques sont représentés dans le tableau suivant. :

**Tableau n°VI.4.** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement [8]

volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total de déblai est supérieur à 20000 m<sup>3</sup> on choisit une pelle de capacité du gobet 1 m<sup>3</sup>.

### VI.1.2.3. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h}). \quad (\text{VI. 9})$$

Avec : q : capacité du gobet 1 m<sup>3</sup>.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub> = 0,8-0,9 on prend K<sub>r</sub> = 0,85

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur. : K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9 prenons K<sub>t</sub> = 0,8.

K<sub>f</sub>: coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1.1.

T<sub>c</sub> : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T<sub>c</sub> = (15-30) s, on prend T<sub>c</sub> = 20 s.

$$R_p = \frac{3600 \times 1 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,1} = 111,27 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R<sub>p</sub> = 890.16 m<sup>3</sup>/j.

### VI.1.3. La duré d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{Heure}) \quad (\text{VI. 10})$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>).

$$T = \frac{29612,95}{890,16} = 34 \text{ jour}$$



Figure VI.2. Pelle équipée en rétro

**VI.1.4.Choix du bulldozer**

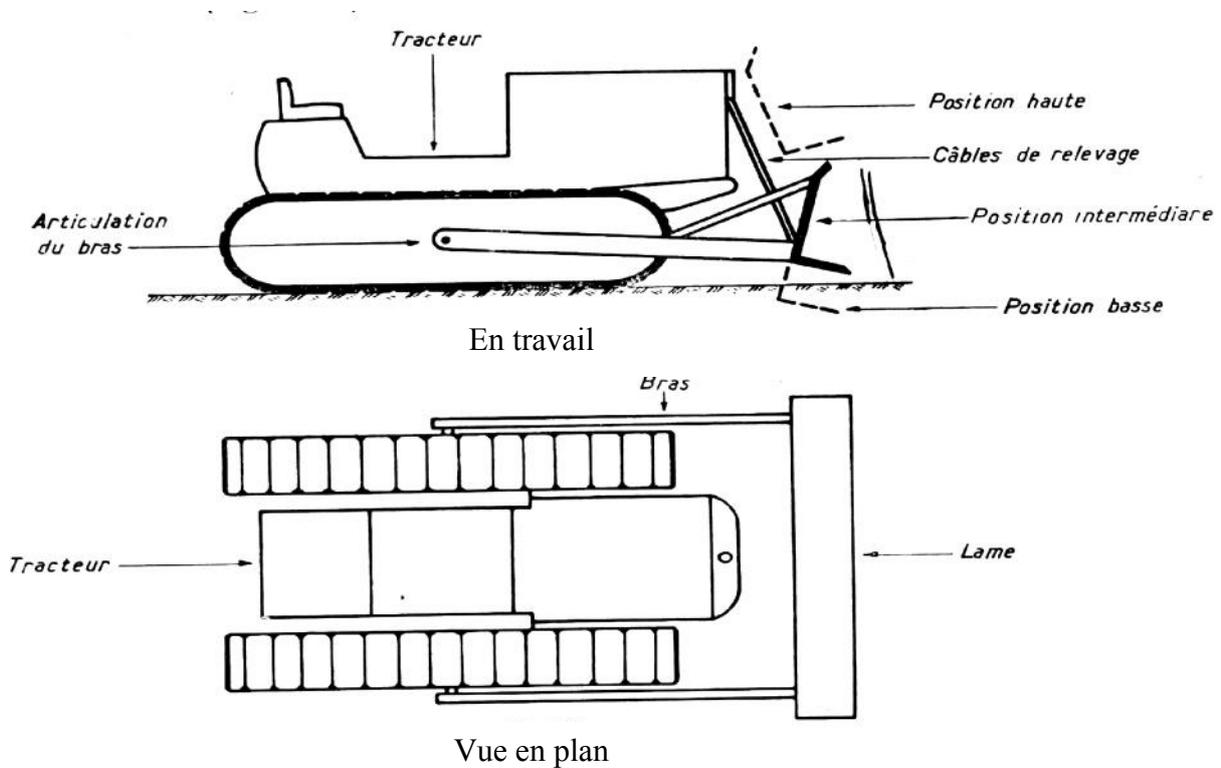
Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

**Tableau n°VI.5.** Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

capacité du godet de la pelle (m <sup>3</sup> )	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du gobet de la pelle égale à 1 m<sup>3</sup> nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

- ✓ Puissance Pb = 118 KW.
- ✓ Largeur de la lame L = 2-3 m.
- ✓ Hauteur de la lame 1-1,5 m.



**Figure VI.3. Bulldozer [8]**

**VI.1.5.Aménagement du lit de pose des conduites**

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.

- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donné avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d’après le tableau suivant :

**Tableau n° VI.6.** Volume total du lit de sable

<b>D (mm)</b>	250	250	400	300	250
<b>L (m)</b>	2315.3	17.74	50.66	4972.83	10664.96
<b>b=D+0,6 (m)</b>	0.85	0.85	1	0.9	0.85
<b>S=0,1×b (m<sup>2</sup>)</b>	0.085	0.085	0.1	0.09	0.085
<b>Vi=S×L (m<sup>3</sup>)</b>	196.8	1.508	5.07	447.55	906.52
<b>V<sub>T</sub>(m<sup>3</sup>)</b>	1557.448				

### **VI.1.6.pose de canalisations**

#### **VI.1.6.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d’un lit de sable d’une épaisseur de 10 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d’une façon lente. Dans le cas d’un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l’essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L’essai consiste au remplissage de la conduite par l’eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durée 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins



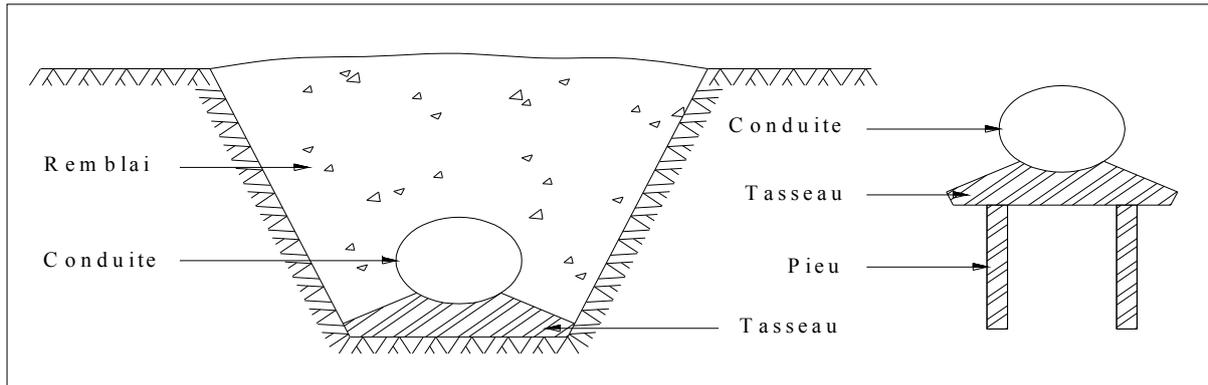
**Figure VI.4.** Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

### VI.1.6.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

#### VI.1.6.2.A. Cas d'un terrain peu consistant [9]

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol



**Figure VI.5.** Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

#### VI.1.6.2.B. Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à  $1500 \Omega \cdot \text{cm}$  ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m .



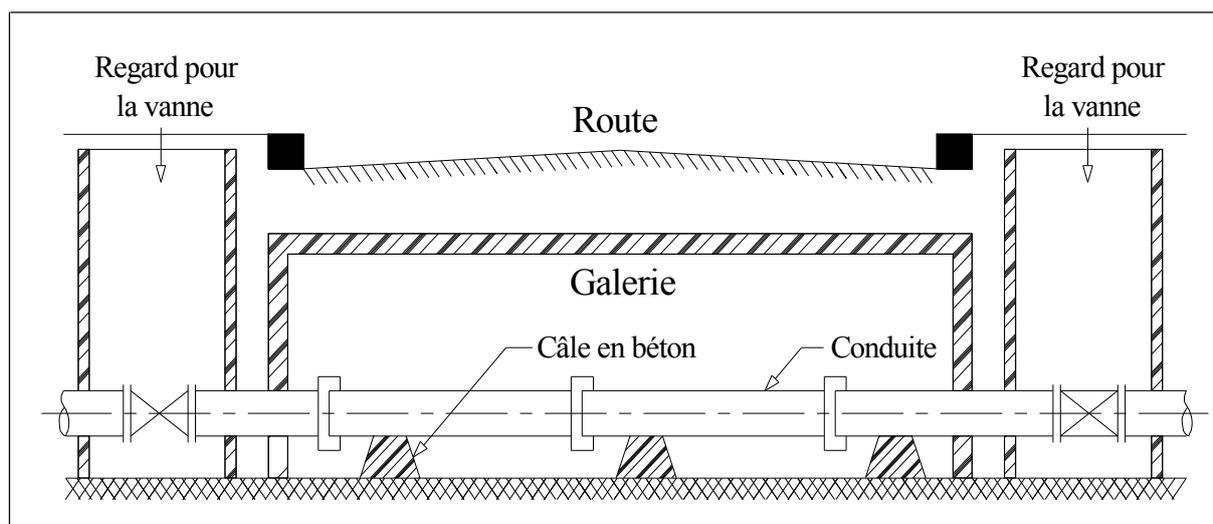
**Figure VI.6.** Pose de conduites dans un terrain agressif.

### VI.1.6.3. Pose de canalisation en galerie [9]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route



**Figure VI.7.** Pose de canalisation en galerie

### VI.1.6.4. Pose de canalisation en forte pente

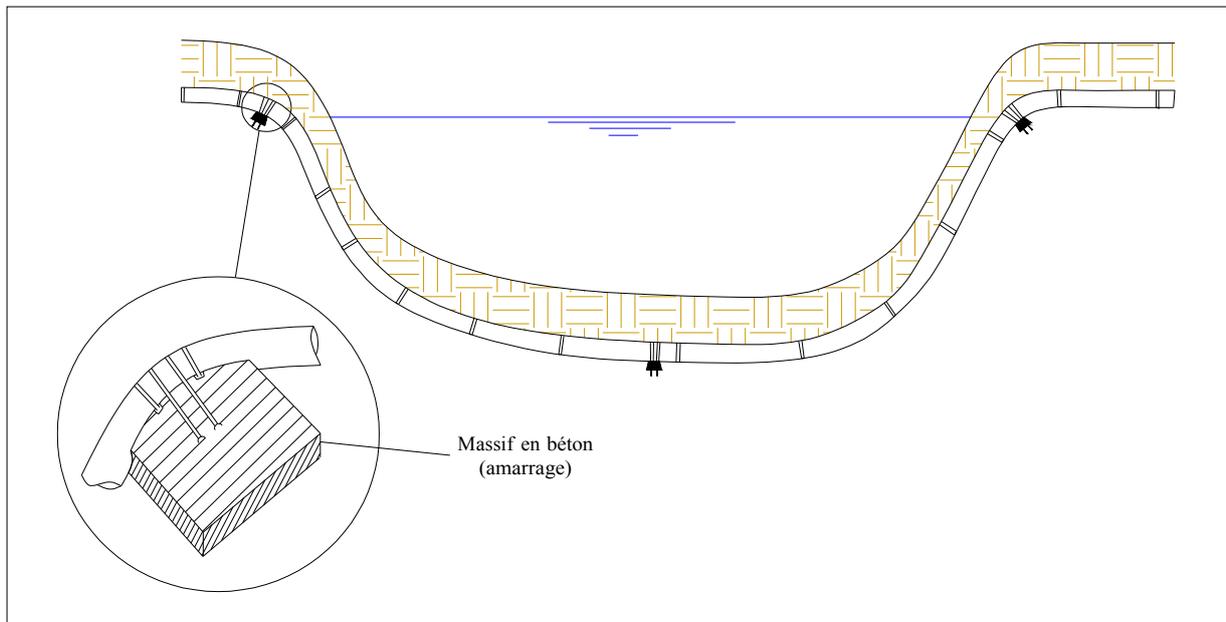
La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- ✓ En réalisant des massifs en béton.
- ✓ En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

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

### VI.1.6.5. Traversée d'une rivière [9]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).



**Figure VI.8.** Traversée d'une rivière

### VI.1.7. Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



**Figure VI.9.** Rouleau lisse

### VI.1.8. Remblaiement de la tranchée

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

### VI.1.9. Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter pour la conception du réseau sont :

- A. Piquetage
- B. Décapage de la couche de terre végétale
- C. Exécution des tranchées.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée

F. Assemblage des tuyaux.

G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

H. Remblai des tranchées.

I. compactage

J. travaux de finition.

**Tableau n°VI.7.** Détermination du délai de la réalisation

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
<b>A</b>	7	0	7	0	7	0
<b>B</b>	3	7	10	7	10	0
<b>C</b>	24	10	34	10	34	0
<b>D</b>	12	34	46	37	49	3
<b>E</b>	15	34	49	34	49	0
<b>F</b>	15	34	49	34	49	0
<b>G</b>	7	34	41	42	49	8
<b>H</b>	7	49	56	49	56	0
<b>I</b>	10	56	66	10	66	0
<b>J</b>	7	66	73	66	73	0

Les chemins critiques : A-B-C-E-H –I-J / A-B-C-F-H-I-J

Donc le délai de la réalisation est de 73 jours avec deux équipes de réalisation elles sont travaillant en paires (en même temps)



on a calculé les volumes des terres à excaver et remblayer pour estimer le temps de réalisation du projet ; en déterminant aussi les caractéristiques des engins à choisis.

## VI.2. Protection et sécurité de travail

Au cours des dernières années, le nombre des accidents du travail dus aux matériels et engins de terrassement a été réduit de moitié. Une tendance qui exprime les évolutions touchant à la sécurité des matériels et à la formation des personnels.

Cette baisse concerne aussi les accidents graves dont le nombre est passé de 1531 en 1990 à 852 en 1999, cette évolution encourageante ne doit pas pour autant masquer la particulière gravité de ces accidents que soulignent le cercle de sécurité suivant.

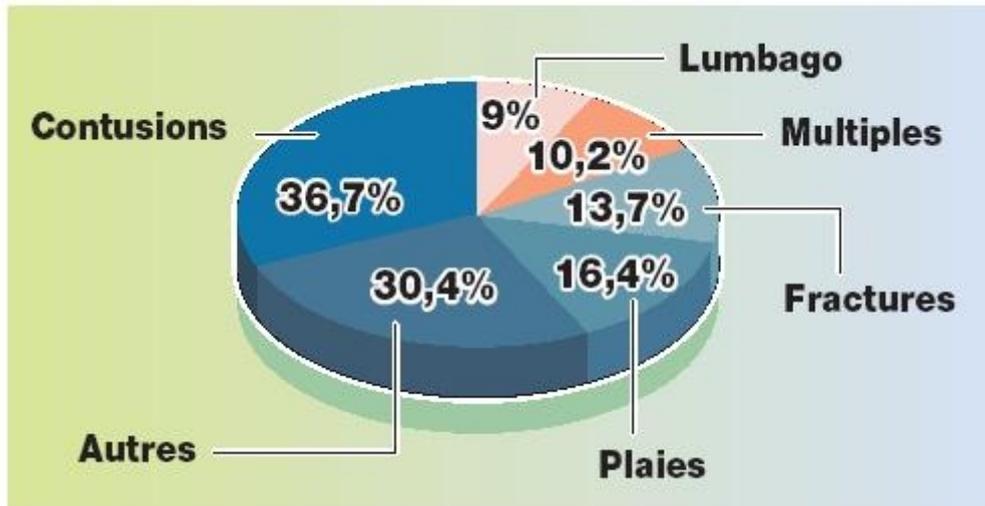


Figure VI.12. Pourcentage des différentes natures d'accident

### VI.2.1 Les causes des accidents de travail dans un chantier

#### Comment établir l'arbre des causes ?

On écrit sur un graphique toutes les causes de l'accident : certaines découlent les unes des autres et donc s'enchaînent linéairement et forment une branche, certaines sont indépendantes mais provoquent l'accident par leur réunion et forment donc plusieurs branches.

Chaque élément de chaque branche est un facteur potentiel et une cible pour la prévention : si on coupe une seule des branches principales, l'accident ne peut pas se produire ou se reproduire.

La survenue d'un accident de travail regroupe par conséquent plusieurs facteurs :

- ✓ humain,
- ✓ l'organisation du travail : ambiance physique, facteurs sociaux...,
- ✓ la tâche et ses exigences,
- ✓ Le matériel

Les causes fréquentes des accidents travail sont :

- Mauvaise conception des engins
- Contraintes de la tâche, rendement

- Défaut d'organisation générale du travail
- Manque d'information sur l'état du système
- Facteurs liés au groupe : le taux d'accident de travail peut être considéré comme un indice de tension entre le personnel et l'entreprise
- Défaut de formation technique

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations)

## **VI.2.2. La prévention**

### **VI.2.2.1 Les partenaires de la prévention**

#### **VI.2.2.1.1. Dans l'entreprise**

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.

#### **VI.2.2.1.2. En dehors de l'entreprise**

- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

## **VI.2.3. Prévention technique**

### **VI.2.3.1. Prévention collective**

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins

- Contrôle et certification de conformité des engins.
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise. Education sanitaire et développement des facteurs d'hygiène contribuant à la prévention : interdiction de boire, manger et fumer sur les lieux de travail, hygiène stricte (lavage des mains, douches).

### **VI.2.3.2.Prévention individuelle**

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Formation des salariés à la sécurité :

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique Lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

### **VI.2.4. Protections individuelles**

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille)

- Masques et cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

## **VI.2.5.Prévention médicale**

### **VI.2.5.1.Examen clinique, éventuels examens complémentaires**

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

### **VI.2.5.2.Information du salarié par le médecin du Travail**

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.
- sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants...). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

## **VI.2.6.Prévention pour les conducteurs d'engin**

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.
- Communiquer les défauts aux supérieurs.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre on a déterminé le délai de la réalisation, tenir compte la sécurité des travailleurs et dans les bonnes conditions ; selon notre calcul nous avons trouvé un délai de **73** jours.

## Conclusion Générale

En conclusion générale, nous avons dimensionné les ouvrages de l'adduction d'eau à partir des deux forages KBER et arrivant au réservoir de distribution à l'amont de la ville Brezina.

Les forages sont équipés de groupes électropompes immergés CAPRRARI de type

P8C/5/24/4B et E9S55/4M+MC850 .

Les conduites reliant les deux forages au point de jonction sont en fonte ductile et 250 de diamètre. La conduite refoulant au réservoir tampon est de même matériau et de 400 mm de diamètre, le réservoir est de 120 m<sup>3</sup> de capacité et de 7m de diamètre.

Une conduite gravitaire de 250 et 300 mm relie ce dernier au réservoir de distribution existant de 1500m<sup>3</sup>. Pour le bon fonctionnement de notre système d'adduction nous avons proposé les accessoires adéquats tel que le réservoir d'air

.Les opérations nécessaires a la réalisation de cette adduction sont programmées en une durée de 73 jours, pendant la quelle les dispositions de la sécurité des employés sur le chantier, doivent être prises.

En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Brézina à partir des eaux souterraines et nous recommandons aux services concernés le suivi, le contrôle et l'entretien continus de tous les ouvrages pour une alimentation continue des habitants jusqu'à l'horizon futur de 2033.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable» ENSH 1994.p .11, 27, 29,72, 78, 78, 140.

[8] **B. BENLAOUAKLI**, cours organisation du chantier 4 eme année, ENSH **2011**

[4] **W. MOKRANE**, cours pompes et station de pompage 4eme année, ENSH **2011**

### Ouvrages

[5] **M.MEUNIER** « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression», ENGREF, Paris 1980. p. 127, 133, 134

[6] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.

[9] **Bruce E. Larock , Roland W. Jeppson, Gary Z. Watters** «Hydraulics of

Pipeline Systems » p. 37, 38, 39

[10] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I, p.C5195 – 10, 16, 18, 25.

### Catalogues

[11] **CAPRARI** (pompes multicellulaires à haute pression).

[7] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

### Mémoire de fin d'études

[2] **M. SOULEYMENI** « Incidence des réservoirs sur la qualité de l'eau» 1-0010-99/01

[3] **A. MOKADDEM** « étude d'adduction a partir du champ de Captage de zouireg vers la commune de Kef-elahmer wilaya el Bayadh» 1-0014-11

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

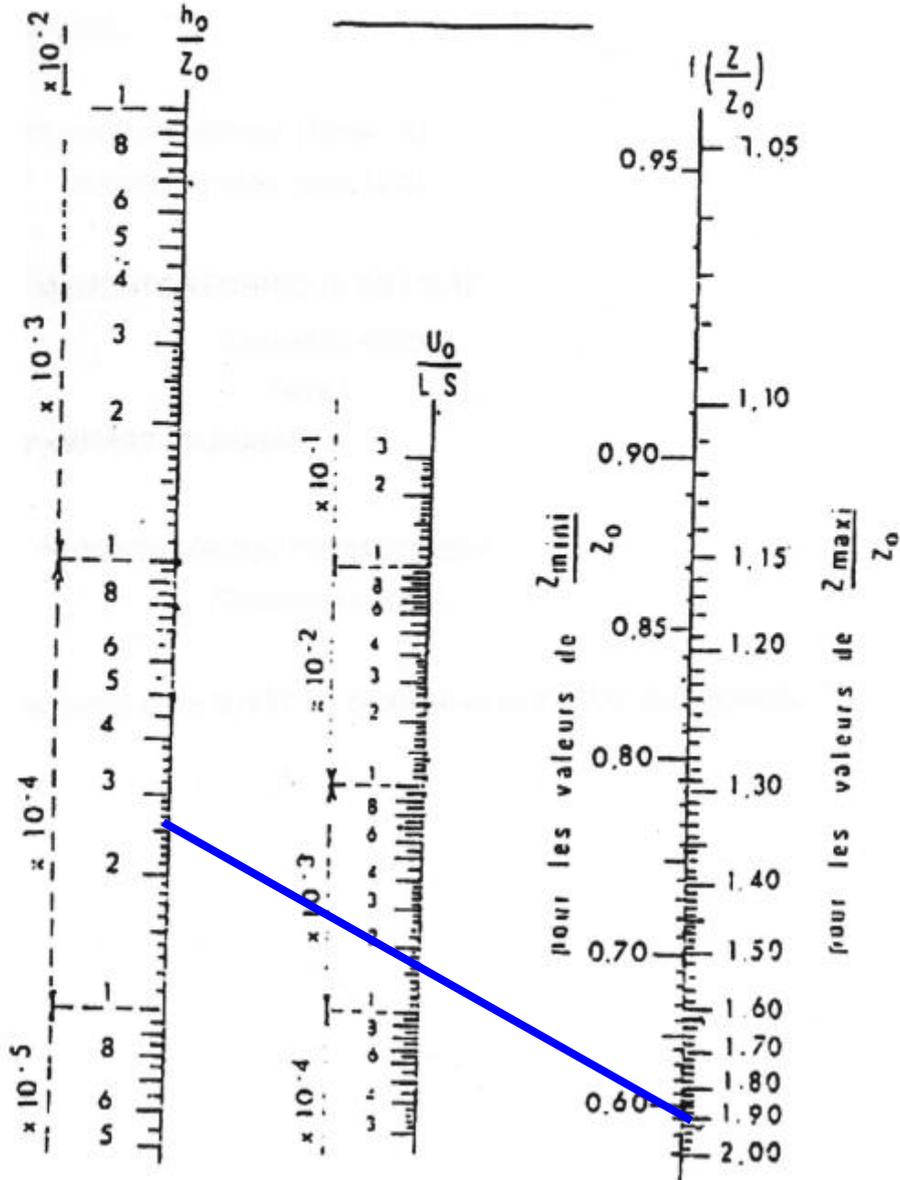
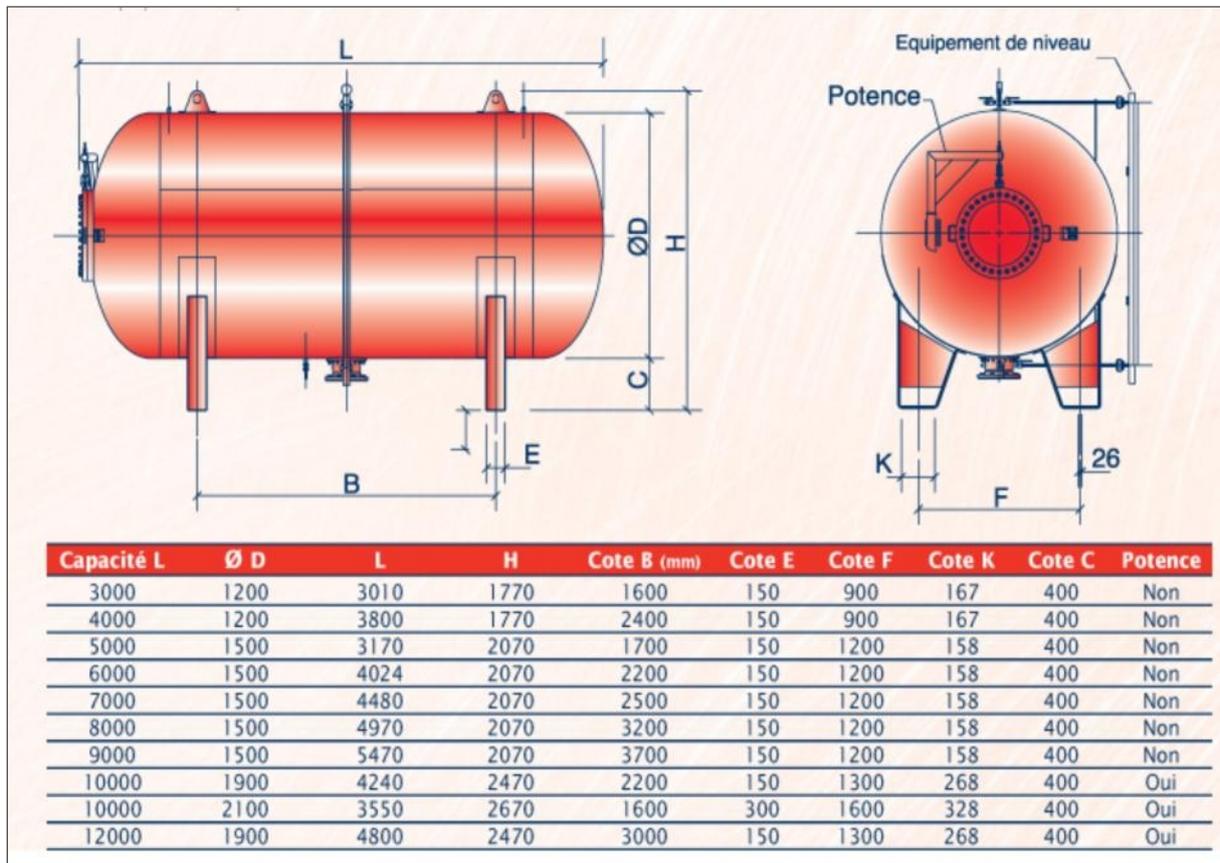
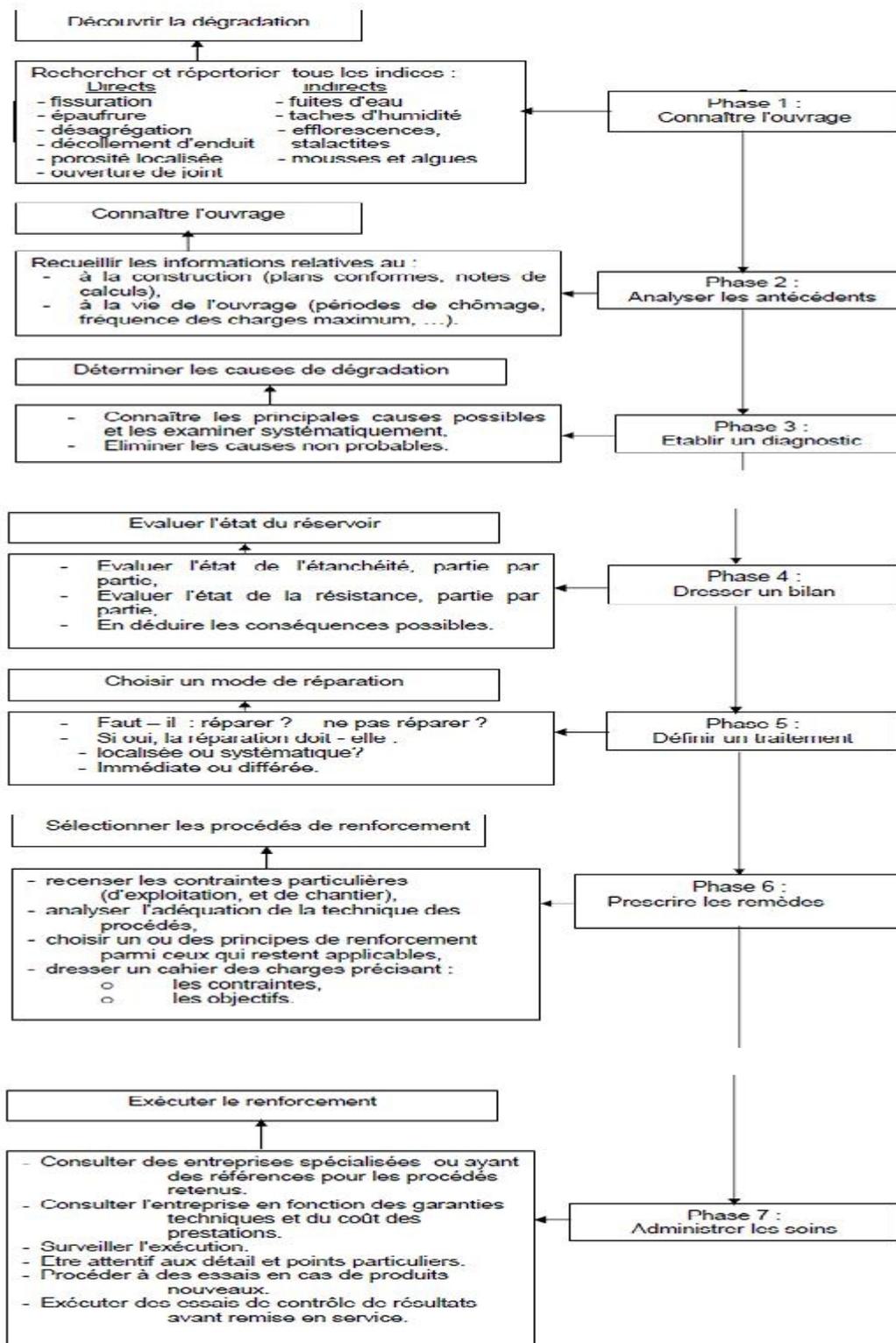


PLANCHE XXVII

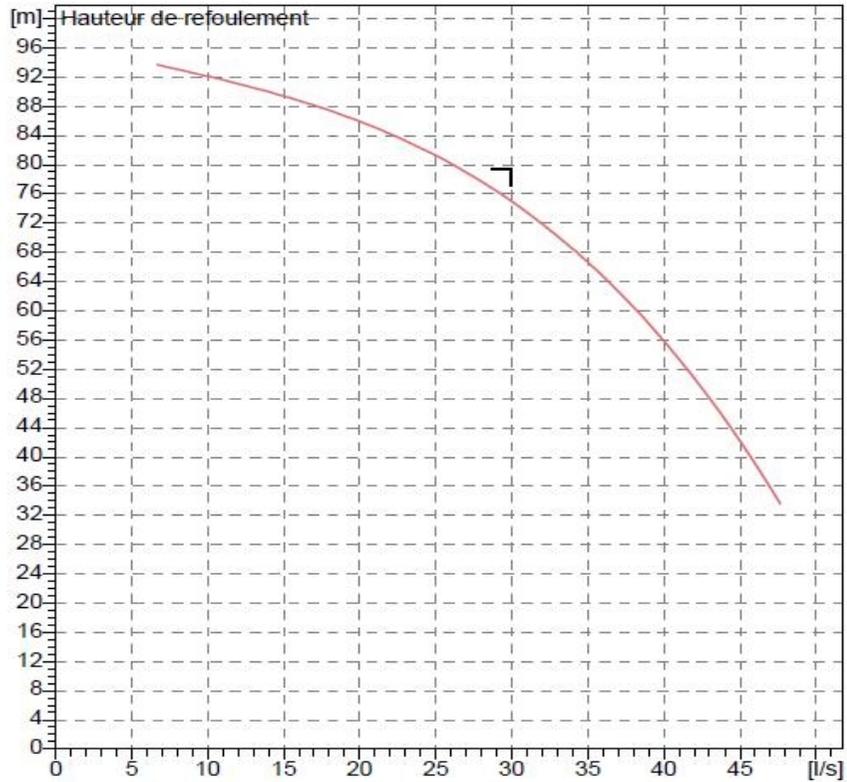
ANNEXE IV.1



## ANNEXE IV.2



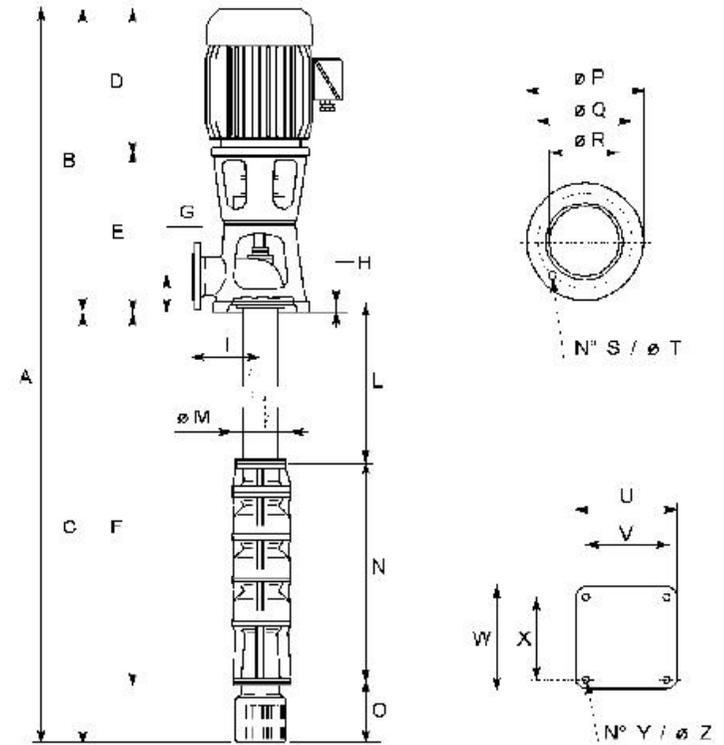
## ANNEXE IV.3



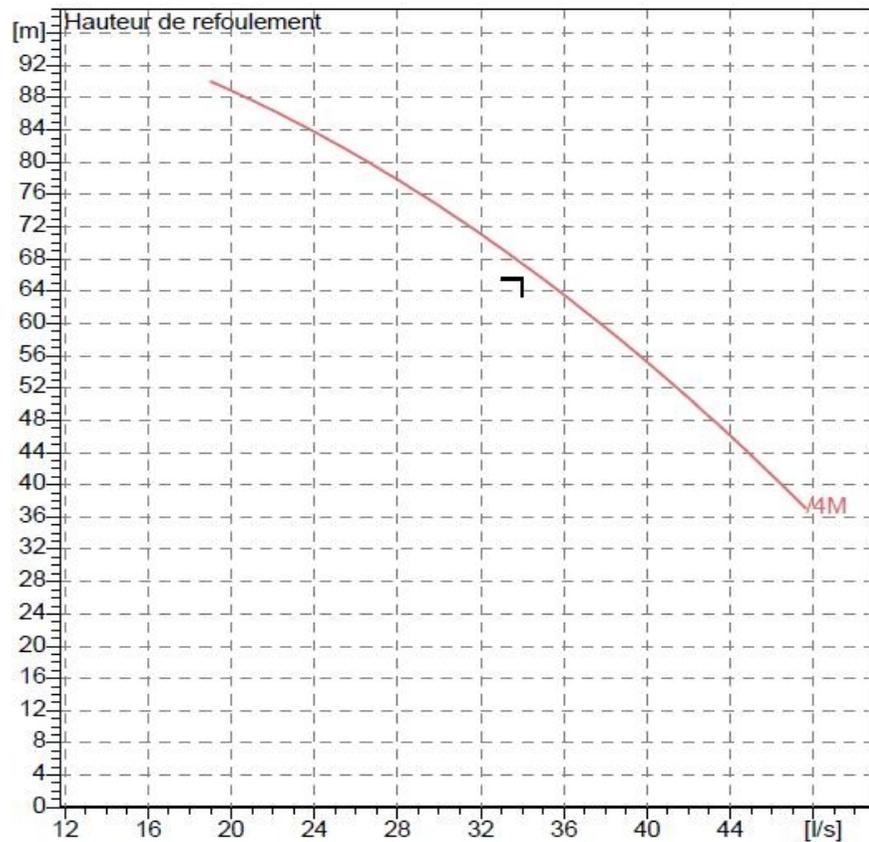
**ANNEXE IV.4**  
**Courbe caractéristique de la pompe de forage 1**

**Dimensions**

- inch
- A = 211.5
  - B = 49.0
  - C = 162.5
  - D = 23.8
  - DN = 4.9
  - E = 25.2
  - F = 153.3
  - G = 6.7
  - H = 1.5
  - I = 11.0
  - L = 120.1
  - M = 7.5
  - N = 33.3
  - No = 0.3
  - O = 9.1
  - P = 9.8
  - Q = 8.3
  - R = 4.9
  - T = 0.7
  - U = 16.9
  - V = 14.2
  - W = 16.9
  - X = 14.2
  - Z = 0.9



**ANNEXE IV.5**  
**Encombrement de la pompe de forage 1**

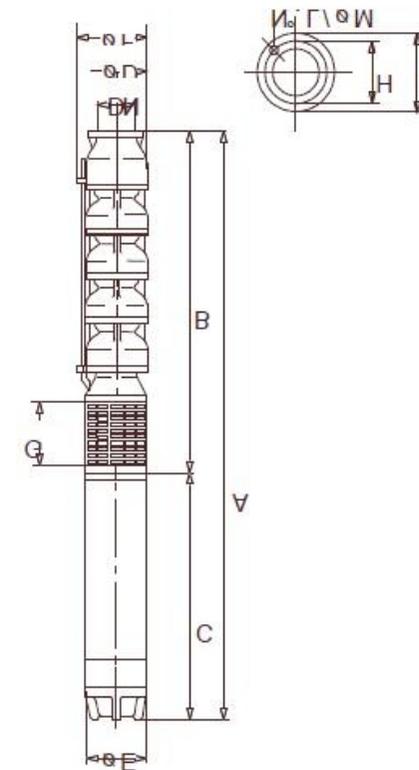


ANNEXE IV.6

Courbe caractéristique de la pompe de forage 2

Dimensions inch

- A = 92.2
- B = 38.1
- C = 54.1
- D = 7.4
- DN = 4.9
- E = 5.6
- F = 8.0
- G = 6.3
- H = 6.6
- I = 7.5
- L = 0.2
- M = 0.5



ANNEXE IV.7

Encombrement de la pompe de forage 2

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 :**

**ETUDE D'ADDUCTION DE LA VILLE BREZINA  
(W.ELBAYADH) A PARTIR DE CHAMP DE CAPTAGE  
KBER**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BOUAM Abdelouadoud**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY:**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> R.KERID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. BELALI</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Promotrice</b>

**Juin – 2013**