

Higher National School of Hydraulic

The Library

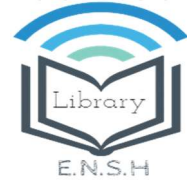
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des centre Makhemra, Zennouna  
Kebira et Lachbour commune d'El Achir (w. Bordj Bou  
Arreridj) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-15

APA Citation (توثيق APA):

Belkhiri, Abdelatif (2015). Alimentation en eau potable des centre Makhemra,  
Zennouna Kebira et Lachbour commune d'El Achir (w. Bordj Bou Arreridj)[Mem Ing,  
ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

## MIMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

### **OPTION : Alimentation en eau potable**

**THEME :**

**Alimentation en eau potable des centres MAKHEMRA,  
ZENNOUNA KEBIRA et LACHBOUR commune  
d'EL ACHIR (W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : BELKHIRI Abdelatif**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JUREY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> KHOUDJET-KESBA Omar</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> HACHEMI Abdelkader</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> DJELLAB Mohamed</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> BERBACHE Sabah</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> MOKRANE Wahiba</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Promotrice</b>

Septembre 2015

# DEDICACE

*Je Dédie ce modeste travail*

*Spécialement à mes très chers parents pour leurs Sacrifices, leur*

*Aide et leur soutien.*

*À ma très chère sœur Hanane, Asma, Meriem*

*À mes frères Sofiane, Okba, Walid, Abdelmoumen*

*À la meilleure et la plus chère personne dans ma vie « ma future femme » Nari*

*À mes grands-pères et mes grands-mères*

*À mes oncles À mes tantes*

*À mes Amis :Badis, Hamdi, Rabie, Zaidi, Sofiane, snighara, Mosaabe, Takj 16,*

*Ben jilali ,Mahya , Menasria, billel, Nechemi, Marouen, Binjo, machakil,*

*Fayçal 28, Takj 34I ,drisse , Lhamra ,Rania 21,*

*À tout mes amis de l'école.*

**BELKHIRI ABDELATIF**

# Remerciements

*D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis  
d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes  
études.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mon promotrice M<sup>me</sup> MOKRANE WAHIBA pour sa  
disponibilité et son aide.*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle  
d'étude.*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur  
d'apprécier mon travail*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes  
qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

**BELKHIRI ABDELATIF**



## ملخص:

يتضمن هذا المشروع وجود نظام غير كامل لجر المياه الصالحة للشرب بمنطقة مخمرة لاشبور و زنونة كبيرة المتواجدة ببلدية الأشير ولاية برج بوعريريج ، و من أجل هذا الهدف , يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه من أجل تحقيق الاكتفاء المائي لهؤلاء المستهلكين إلى أفق 2042.

تتعلق هذه الدراسة بشبكة تحويل المياه من بئر فيض العتروس بلدية الأشير إلى خزان الربط بواسطة ثلاث محطات ضخ ثم إلى خزانات التوزيع للمناطق عن طريق الجاذبية.

## Résumé :

Dans ce projet, le système d'adductions en eau potable pour les agglomérations de Makhemra , Lachbour et Zennouna Kebira de la commune d'El Achir Wilaya de Bordj Bou Arreridj est incomplet, dans ce but, nous sommes appelés à projeter des adductions pour garantir les besoins en eau des consommateurs de ces agglomérations pour l'horizon 2042.

Cette étude consiste à réaliser une adduction à partir des forages Faide El Atrousse vers le réservoir Tampon à l'aide des trois stations de pompage vers les réservoirs d'alimentations des zones d'études par gravité.

## Abstract:

System of adduction of drinking water of the urban areas Makhemra , Lachbour and Zennouna Kebira of Municipalities of El Achir (Bordj Bou Arreridj ) is unfinished, Accordingly, this work consists of a project of adductions for satisfying the consumers needs in drinking water supply until the horizon of 2042. Thus, this study concerns the network of water transfer from drilling of Faide El Atrousse to a Temper tank by three pumping plants, after to the tanks of distribution for regions by gravity system.

## Sommaire :

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I.1.	Introduction .....	1
I.2.	Situation géographique.....	1
I.3.	Situation des infrastructures hydrauliques.....	3
I.4.	Situation climatique.....	4
I.5.	Situation topographique.....	8
I.6.	Situation de distribution d'eau.....	8
I.6.	Situation géologique.....	8
I.7.	Conclusion.....	9

### Chapitre II : Evaluation de besoins en eaux

II.1.	Introduction .....	10
II. 2.	Evolution de la population et respective de développement.....	10
II.3.	Consommation moyenne journalière domestique.....	12
II.3.1	Débit moyen journalier d'équipement.....	14
II.3.2.	Variation de la consommation .....	17
II.3.2.1	Consommation maximale journalière.....	17
II.3.2.2	Consommation minimale journalière.....	18
II.4.	Variations des débits horaires pour 2042 et Détermination des débits horaires.....	18
II.5.	Confrontation besoins-ressources.....	22
II.6.	Conclusion.....	22

### Chapitre III : Les réservoirs

III.1.	Introduction .....	23
III.2.	Description des réservoirs existants.....	23
III.3.	Hygiène et sécurité.....	23
III.4.	Capacité des réservoirs d'alimentation.....	25
III.5.	Réservoir tampon.....	31
III .6.	Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés.....	32
III.7.	Conclusion.....	33

### Chapitre IV : Etude d'adduction

IV.1.	Introduction .....	34
IV.2.	Types d'adduction.....	34
IV.3.	Choix des matériaux de canalisation .....	35

<b>IV.4.</b>	Les variantes de tracé d'adduction .....	37
<b>IV.4.1.</b>	Variante 1.....	37
<b>IV.4.2.</b>	Variante 2.....	38
<b>IV.5.</b>	Etude technico-économique de l'adduction .....	39
<b>IV.5.1.</b>	Etude de l'adduction par refoulement .....	39
<b>IV.5.2.</b>	Calcul des pertes de charge .....	39
<b>IV.5.3.</b>	Calcul de la hauteur manométrique total.....	40
<b>IV.5.4.</b>	Puissance absorbée par la pompe .....	41
<b>IV.5.5.</b>	Energie consommée par la pompe.....	41
<b>IV.5.6.</b>	Frais d'exploitation.....	41
<b>IV.5.7.</b>	Frais d'amortissement.....	41
<b>IV.6.</b>	Variante N°1.....	42
<b>IV.6.1.</b>	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	42
<b>IV.6.2.</b>	Etude de l'adduction gravitaire .....	44
<b>IV.7.</b>	Variante N°2.....	54
<b>IV.7.1.</b>	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	54
<b>IV.7.2.</b>	Etude de l'adduction gravitaire .....	62
<b>IV.8</b>	Comparaison entre les deux variantes.....	68
<b>IV.9.</b>	Conclusion.....	70

## **Chapitre VI : Etude de pompage**

<b>V.1.</b>	Introduction .....	71
<b>V .2.</b>	Définition .....	71
<b>V .3.</b>	Couplage des pompes.....	71
<b>V .4.</b>	Choix du type de pompe.....	71
<b>V.5.</b>	Choix du nombre de pompe.....	71
<b>V.5.1.</b>	Refoulement F–SP .....	72
<b>V.5.2.</b>	Refoulement SP–SR .....	72
<b>V.5.3.</b>	Refoulement SR–RT .....	73
<b>V.6.</b>	Courbe caractéristiques des pompes.....	73
<b>V.7.</b>	Point de fonctionnement.....	77
<b>V.7.1.</b>	Refoulement Forage - Station de pompage .....	78
<b>V.7.2.</b>	Refoulement Station de pompage - Station de reprise .....	80
<b>V.7.3.</b>	Refoulement Station de reprise – Réservoir tampon .....	82
<b>V.8.</b>	Mode de réglage.....	83
<b>V.9</b>	Choix du moteur électrique .....	86
<b>V.10.</b>	Etude de cavitation.....	91
<b>V.10.1.</b>	Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe.....	91
<b>V.10.3.</b>	Calcul de la hauteur d'aspiration admissible .....	92
<b>V.10.4.</b>	Calage de la pompe.....	92
<b>V.11.</b>	Volumes des bâches d'aspiration.....	96
<b>V.11.</b>	choix du bâtiment .....	96

V.12.	Equipements auxiliaire .....	90
V.13.	Conclusion.....	99

## **Chapitre VI : Protection des conduites**

V.1.	Introduction .....	100
VI.2.1.	Les causes du coup de bélier.....	100
VI.2.2.	Description des phénomènes physiques.....	100
VI.3.	Moyen de protection contre le coup de bélier.....	102
VI.4.	Calcul de la célérité d'onde.....	102
VI.5.	Tracé de la droite de pointe.....	103
VI.5.3.	Valeur numérique du coup de bélier.....	104
VI.6.	Choix du moyen de protection.....	105
VI.6.1.	Etude de coup de bélier.....	105
VI.7.	Interprétation des résultats obtenus.....	106
VI.8.	Conclusion.....	109

## **Chapitre VII : Organisation de chantier.**

VII.1.	Introduction.....	110
VII.2.	Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	110
VII.2.1.	Déblais d'excavation.....	110
VII.2.2.	Lit de sable .....	111
VII.2.3.	Remblais compacté.....	112
VII.2.4.	Volume de la conduite.....	112
VII.3.	Choix des engins de terrassement .....	113
VII.4.	Planification des travaux.....	114
VII.4.1.	Définition des tâches et leurs durées.....	114
VII.4.2.	Devis des travaux.....	115
VII.7.	Conclusion.....	116

## Liste des figures :

<b>Figure I.1 :</b>	situation géographique de la commune d'EL ACHIR.....	01
<b>Figure I.2 :</b>	situation géographique de la zone d'étude.....	02
<b>Figure I.3:</b>	moyennes mensuelles des précipitations.....	05
<b>Figure I.4:</b>	Moyennes mensuelles des températures.....	06
<b>Figure I.5:</b>	Moyennes mensuelles des vents.....	07
<b>Figure I.6:</b>	moyennes mensuelles d'ensoleillement.....	08
<b>Figure II.01 :</b>	Evolution de la population en différentes horizons.....	13
<b>Figure III.1 :</b>	Schéma d'un réservoir.....	29
<b>Figure VI.1</b>	Schéma synoptique de la variante proposée N° 01.....	44
<b>Figure VI.1</b>	Schéma synoptique de la variante proposée N° 02.....	45
<b>Figure IV.3 :</b>	l'adduction par refoulement : Forage F1 – Station de pompage.....	49
<b>Figure IV.4:</b>	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F-SP).....	50
<b>Figure IV. 5 :</b>	l'adduction de refoulement : station de reprise – réservoir tampon.....	51
<b>Figure IV.6:</b>	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-Réservoir tampon)...	52
<b>Figure IV.7:</b>	l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 100 m <sup>3</sup> ...	54
<b>Figure IV.8:</b>	l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 200 m <sup>3</sup> ...	56
<b>Figure IV.9:</b>	l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 300 m <sup>3</sup> ...	58
<b>Figure IV.10 :</b>	l'adduction en refoulement : Forage F1 – Station de reprise.....	61
<b>Figure IV.11:</b>	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F-SP).....	63
<b>Figure IV.12:</b>	l'adduction de refoulement : station de pompage – station de reprise.....	64
<b>Figure IV.13:</b>	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-SR).....	65
<b>Figure IV.14:</b>	l'adduction de refoulement : station de pompage – station de reprise.....	66
<b>Figure IV.15:</b>	Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR-RT).....	68
<b>Figure IV.16 :</b>	l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 100 m <sup>3</sup> ...	69
<b>Figure IV.17:</b>	l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 200 m <sup>3</sup> ..	71
<b>Figure IV.18:</b>	l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 300 m <sup>3</sup> ..	73
<b>Figure IV.18:</b>	Schéma synoptique de la variante la plus économique.....	77
<b>Figure V.1 :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/2B.CAPRARI.....	82
<b>Figure V.2 :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM100/4B.CAPRARI.....	83

<b>Figure V.3 :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe (SR) de type HM50-2/7A .CAPRARI.....	84
<b>Figure V.4:</b>	Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1.....	87
<b>Figure V.5:</b>	Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2.....	89
<b>Figure V.6:</b>	Point de fonctionnement des pompes de la SR.....	91
<b>Figure V.7:</b>	L'encombrement des pompes SP choisies d'après le logiciel CAPRARI....	96
<b>Figure V.8:</b>	L'encombrement des pompes SP2 choisies d'après le logiciel CAPRARI...	97
<b>Figure V.9:</b>	L'encombrement des pompes SR choisies d'après le logiciel CAPRARI....	98
<b>Figure VI.1:</b>	Représentation type des forces qui s'exercent lors d'une onde de choc.....	114
<b>Figure VI.2:</b>	Soupape de décharge type LEZIER.....	115
<b>Figure VI.3 :</b>	Schéma d'une cheminée d'équilibre.....	116
<b>Figure VI.4 :</b>	Cas de la montée.....	117
<b>Figure VI.5:</b>	Cas de la décente.....	118
<b>Figure VII.1 :</b>	Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.....	134

## Liste des Tableaux :

<b>Tableau I.1 :</b>	Les caractéristiques des forages des zones rurales de la commune d'El Achir.....	03
<b>Tableau I.2 :</b>	l'emplacement des réservoirs existants.....	04
<b>Tableau I.3 :</b>	Les coordonnées : forage, stations pompage et les réservoirs.....	04
<b>Tableau I.4 :</b>	Pluviométrie moyenne mensuelle de la zone d'el Achir (période 1994-1995).....	05
<b>Tableau I.5 :</b>	Répartition mensuelle de la température de la Station d'El Achir (période 1994- 2005).	06
<b>Tableau I.6 :</b>	Variation de vent (période 1994 – 2005) .....	07
<b>Tableau I.7 :</b>	Variation d'enregistrement de l'ensoleillement. (période 1994 – 2005).....	08
<b>Tableau II.1 :</b>	Nombre d'habitants en 2008.....	12
<b>Tableau II.2 :</b>	Nombre d'habitants pour différents horizon .....	13
<b>Tableau II.3 :</b>	Répartition des besoins moyens journaliers du village MAKHAMRA à différents horizons .....	15
<b>Tableau II.4:</b>	Répartition des besoins moyens journaliers du village LACHBOUR à différents horizons .....	15
<b>Tableau II.5:</b>	Répartition des besoins moyens journaliers du village ZENNOUNA KEBIRA à différents horizons.....	15
<b>Tableau II.6:</b>	Répartition totale des besoins moyens journaliers à différents horizons.....	15
<b>Tableau II.7:</b>	débits d'équipements moyens journaliers de MEKHEMRA.....	16
<b>Tableau II.8:</b>	débits d'équipements moyens journaliers lachbour.....	17
<b>Tableau II.9:</b>	débits d'équipements moyens journaliers de la nouvelle ville .....	18
<b>Tableau II.10:</b>	débit moyen journalier total de la zone d'étude à différents horizons.....	19
<b>Tableau II.11:</b>	Consommations maximale et minimale journalière.....	20
<b>Tableau II.13 :</b>	Variations des débits horaires en 2042 pour l'agglomération de makhemra.....	21
<b>Tableau II.14 :</b>	Variations des débits horaires en 2042 pour l'agglomération de lachbour.....	22
<b>Tableau II.15 :</b>	Variations des débits horaires en 2042 pour l'agglomération de Zennouna Kebira.....	23
<b>Tableau III.1</b>	Fonctions d'un réservoir.....	26
<b>Tableau III .2</b>	Capacité et l'emplacement des réservoirs existants.....	28
<b>Tableau III.3.</b>	Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs.....	35
<b>Tableau III.4.</b>	La comparaison des volumes existants et calculés.....	38
<b>Tableau III.5.</b>	Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés.....	39
<b>Tableau IV.1 :</b>	Calcul de la Hauteur Manométrique Totale(HMT) du tronçon Forage F-Station de	

pompage.....	49
<b>Tableau IV.2 :</b> Frais d'exploitation du tronçon Forage F-Station de pompage.....	50
<b>Tableau IV.3 :</b> Frais d'amortissement du tronçon Forage F-Station de pompage.....	50
<b>Tableau IV.4 :</b> cout totale Ct du tronçon Forage F-Station de reprise.....	50
<b>Tableau IV.5 :</b> Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon ".....	51
<b>Tableau IV.6 :</b> Frais d'exploitation du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon ".....	52
<b>Tableau IV.7 :</b> Frais d'amortissement du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon ".....	52
<b>Tableau IV.8 :</b> Cout total du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon ".....	52
<b>Tableau IV.9 :</b> Choix final des diamètres économiques.....	53
<b>Tableau IV.10 :</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire .....	55
<b>Tableau IV.11 :</b> Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	56
<b>Tableau IV.12 :</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire.....	57
<b>Tableau IV.13 :</b> Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	58
<b>Tableau IV.14 :</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire.....	59
<b>Tableau IV.15 :</b> Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	60
<b>Tableau IV.16 :</b> Calcul de la Hauteur Manométrique Totale(HMT)"Conduites en PEHD".....	62
<b>Tableau IV.17 :</b> Frais d'exploitation "Conduites en PEHD" .....	62
<b>Tableau IV.18 :</b> Frais d'amortissement "Conduites en PEHD".....	62
<b>Tableau IV.19 :</b> Coût total(Ct) "Conduites en PEHD".....	62
<b>Tableau IV.20 :</b> Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) "Conduites en PEHD.....	64
<b>Tableau IV.21 :</b> Frais d'exploitation "Conduites en PEHD".....	64
<b>Tableau IV.22 :</b> Frais d'amortissement "Conduites en PEHD".....	65
<b>Tableau IV.23 :</b> Cout total "Conduites en PEHD".....	65
<b>Tableau IV.24 :</b> Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) "Conduites en PEHD.....	67
<b>Tableau IV.25 :</b> Frais d'exploitation "Conduites en PEHD".....	67
<b>Tableau IV.26 :</b> Frais d'amortissement "Conduites en PEHD".....	67
<b>Tableau IV.27 :</b> Cout total "Conduites en PEHD".....	67
<b>Tableau IV.28 :</b> Choix final des diamètres économiques.....	68
<b>Tableau IV.29 :</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire.....	69
<b>Tableau IV.30 :</b> Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	70



<b>Tableau IV.31:</b>	Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire.....	71
<b>Tableau IV.32:</b>	Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	72
<b>Tableau IV.33:</b>	Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire.....	73
<b>Tableau IV.34:</b>	Frais d'investissement des conduites gravitaires.....	74
<b>Tableau IV.35 :</b>	Les résultats da la varient 1.....	75
<b>Tableau IV.36 :</b>	Les résultats da la varient 2.....	76
<b>Tableau IV.37 :</b>	comparaison entre le coût des deux variantes.....	76
<b>Tableau V.1:</b>	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP).....	80
<b>Tableau V.2:</b>	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1).....	80
<b>Tableau V.3:</b>	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1).....	81
<b>Tableau V.4:</b>	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F-SP).....	86
<b>Tableau V.5:</b>	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-SR) .....	88
<b>Tableau V.6:</b>	Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR-RT).....	90
<b>Tableau V.7 :</b>	Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	95
<b>Tableau V.8 :</b>	Encombrement de la pompe de type PM100/2B.CAPRARI.....	96
<b>Tableau V.9 :</b>	Encombrement de la pompe de type PM100/4B.CAPRARI.....	97
<b>Tableau V.10 :</b>	Encombrement de la pompe de type PM100/2C.CAPRARI. ....	98
<b>Tableau V.11:</b>	Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	100
<b>Tableau V.12:</b>	Les dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	107
<b>Tableau VI.1:</b>	Coefficient k pour divers matériaux.....	117
<b>Tableau VI.2.</b>	Calcul de la célérité d'onde .....	119
<b>Tableau VI.3 :</b>	Etude de coup de bélier.....	120
<b>Tableau VI.4:</b>	Choix des soupapes et calcul des volumes évacués.....	123
<b>Tableau VII.1 :</b>	Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	128
<b>Tableau VII.2 :</b>	Calcul du volume du lit de sable .....	128
<b>Tableau VII.3 :</b>	Calcul du volume des conduites.....	129
<b>Tableau VII.4 :</b>	Calcul du volume de remblai.....	130
<b>Tableau VII.5 :</b>	Volumes des travaux de l'adduction.....	130
<b>Tableau VII.6 :</b>	Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	133
<b>Tableau VII.7 :</b>	Devis des différents travaux de pose de conduite.....	134



## Liste des annexes :

- ANNEXE 1 :** Qualité des eaux de forage.
- ANNEXE 2 :** Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants
- ANNEXE 3 :** Les valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction des habitants.
- ANNEXE 4 :** Tube PEHD EAU POTABLE PN10
- ANNEXE 5 :** Tube PEHD EAU POTABLE PN16
- ANNEXE 6.1:** Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC.
- ANNEXE 6.2:** Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC.
- ANNEXE 6.3:** Soupape de décharge NEYRTEC

## **Liste des planches :**

**Planche 1 :** Schéma synoptique des zones rurales de la commune d'EL ACHIR.

**Planche 2 :** Plan de masse des zones rurales de la commune d'EL ACHIR.

**Planche 3 :** Levi topographique des zones rurales de la commune d'EL ACHIR.

**Planche 5 :** Plan de la station de pompage

**Planche 6 :** Plan de la station de reprise

**Planche7 :** Profil en long de la conduite principale de la station de reprise vers le réservoir  
Tampon

**Planche7 :** Profil en long de la conduite principale de réservoir tampon vers le réservoir  
MAKHEMRA

# Introduction Générale

---

## INTRODUCTION GENERALE

« *De l'eau pour tous à tout moment et pour toujours* ».c'est le but qu'ont fixé les autorités surtout en ces périodes où on est de plus en plus conscient que l'eau existe en quantité limitée et les réserves varient considérablement au cours de l'année.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société dont le fonctionnement efficace est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

Les trois agglomérations de Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira concernées par le réseau d'adduction, ne sont dotées d'aucun système d'alimentation en eau potable. L'alimentation en eau de ces agglomérations se fait traditionnellement à partir d'un seul forage qui s'avère insuffisant. Comme source, Les forages restent suffisants pour l'alimentation des dites agglomérations.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons procéder à l'étude de l'adduction en eau potable de notre région d'étude pour assurer les besoins en eau des nos agglomérations à l'horizon 2042. Notre travail se base sur les chapitres suivants :

Après une introduction générale sur notre projet

- ✓ Le premier chapitre consiste à présenter les données de base qui caractérisent les dites agglomérations de Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira.
- ✓ Le deuxième chapitre a été consacré pour une estimation convenable des besoins en eau potable.
- ✓ Le troisième chapitre décrit les différentes caractéristiques des réservoirs existants.
- ✓ Le quatrième chapitre nous donne un choix de variantes et un dimensionnement du réseau d'adductions.
- ✓ Ainsi dans le cinquième chapitre nous choisissons le nombre et le type de pompes qui conviennent le mieux pour chaque station.
- ✓ Pour le sixième chapitre nous proposons un système de protection contre le coup de bélier pour l'adduction .
- ✓ Le septième chapitre a pour objectif fondamental d'apporter une contribution à l'organisation des travaux.
- ✓ Enfin, nous terminons cette étude par une conclusion générale.

## CHAPITRE I :

---

# Présentation de la zone d'étude

## I.1.Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons :

La connaissance de la topographie, la climatologie, la situation géographique et hydraulique du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

## I.2. Situation géographique :

La ville d'EL ACHIR est le chef lieu de la Commune de MEDJANA, elle est située dans la Wilaya de Bordj Bou Arreridj à proximité de la route nationale N°05, éloignée du chef lieu de wilaya d'une distance avoisinante les 12 km sur un terrain favorable relativement plat.

La ville EL ACHIR est limitée :

- ✓ Au Nord par la Commune de Medjana.
- ✓ A l'Ouest par la Commune de Mansoura.
- ✓ Au Sud par deux Commune K'sour et El hammadia .
- ✓ A l'Est par la Commune Bordj Bou Arreridj.



Figure 1-1 : situation géographique de la commune d'EL ACHIR



**I.2.1 Village Makhemra :**

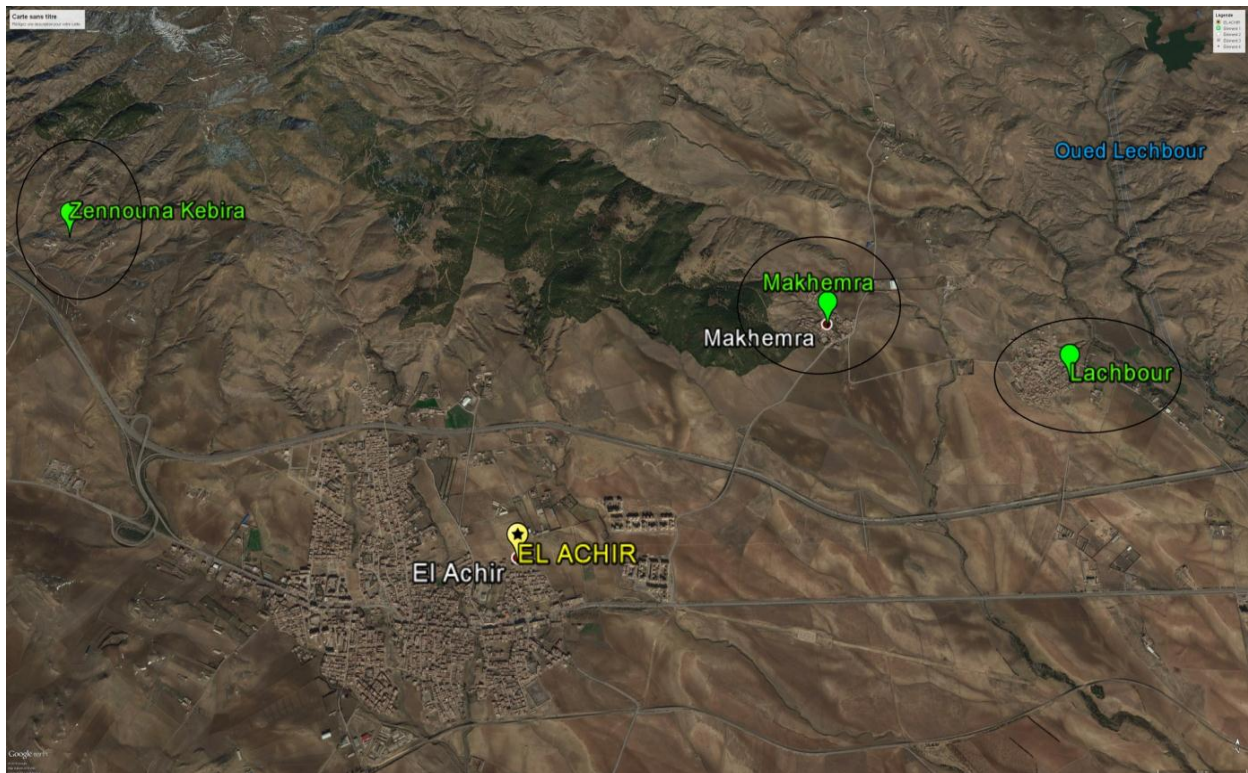
Village Makhemra se situe au Nord Est du chef lieu de la commune d'El Achir à une distance de 4 Km.

**I.2.2.Village Lachbour :**

Village Lachbour est un village agricole situe à l'Est d'El Achir à une distance de 6 Km.

**I.2.3.ZENNOUNA KEBIRA :**

Zennouna Kebira se situe à Nord Ouest Du chef lieu de la commune à une distance de 7.5Km.



**Figure I.2 :** situation géographique de la zone d'étude.

**I.3 Situation des infrastructures hydrauliques :**

Les zones rurales de la commune d'El Achire sont alimentées actuellement à partir de 3 forages donnant un débit d'exploitation d'environ 13 l/s.

Les caractéristiques des forages d'EL ACHIRE sont données dans le tableau I.1 :

**Tableau I.1:** Les caractéristiques des forages des zones rurales de la commune d'El Achir

Nom des forages	Profondeur (m)	Niveau (m)		Débits (l/s)	Etat de fonctionnement
		Statique	Dynamique		
Fayde el atrousse	150	52	80	9	Bon état
Elkharba	130	52	80	2	Etat à l'arrêt
Bou Abdallah	212	55	85	2	Etat à l'arrêt
<b>TOTAL</b>				<b>13</b>	<b>13</b>

**Source :** DRE (Bordj Bou Arreridj)

D'après les données I.1 on peut conclure que :

- ✓ Les forages existants sont dans un état déplorable et nécessitent une réhabilitation et une rénovation totale des équipements électriques et mécaniques

Pour la qualité d'eaux du forage faide El Atrousse (voire **l'annexe 1**)

**Tableau 1.2:** l'emplacement des réservoirs existants.

Type d'ouvrage	Capacité (m <sup>3</sup> )	Emplacement	Zones alimentées	Etat
Réservoir semi enterré R1	<b>100</b>	Ouest du village Makhemra	Makhemra	Bonne état de stockage
Réservoir semi enterré R2	<b>200</b>	Ouest du village Lachbour	Lachbour	Bonne état de stockage
Réservoir semi enterré R3	<b>300</b>	Est du village Zennouna Kebira	Zennouna Kebira	Bonne état de stockage

**Source :** DRE (Bordj Bou Arreridj)

**Tableau 1.3** : Les coordonnées : forage, stations pompage et les réservoirs

N°	X	Y	Z
F	646820	3989006	910
Station de pompage	647239	3991566	974
Réservoir R1	64813	3994216	1031
Réservoir R2	650240	3994312	980
Réservoir R3	644585	3993632	1055
Réservoir T	646326	3994173	1126

Source : ( Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj)

#### I.4 Situation climatique :

##### I.4. 1. Précipitation :

La zone d'étude a un régime pluviométrique caractérisé par une saison hivernale humide qui s'étend du mois de septembre au mois mai. Le maximum des précipitations est enregistré au mois de septembre avec une valeur moyenne de 57 mm.

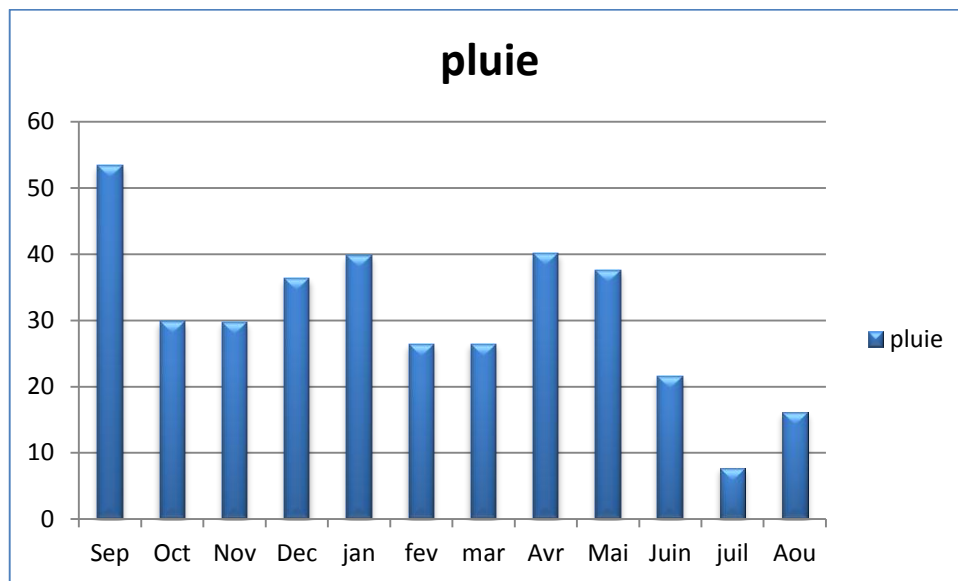
La saison chaude et sèche s'étale du mois d'aout, avec un minimum de 8 mm au mois de juillet. En fait, en dehors des mois de juillet et aout, la pluviométrie est plus ou moins régulière et elle est dans la plupart des cas supérieure à 20 mm.

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 364.93 mm

**Tableau1.4** : Pluviométrie moyenne mensuelle de la zone d'el Achir (1994 – 2005)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aou
pluie	53.37	29.87	29.76	36.31	39.85	26.36	26.45	40.08	37.62	21.53	7.67	16.06

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj. Station météo logique Medjanna (2009)



**Figure 1.3:** moyennes mensuelles des précipitations

Source : ONM ; Office nationale de la métrologie (DRE : Bordj Bou Arreridj)

#### I.4. 2. Température :

La température moyenne annuelle est de 15.8°C, la période comprise entre juin et septembre est la période chaude de l'année avec des moyennes supérieures à 20°C, le maximum correspond au mois de juillet avec une moyenne mensuelle de 27.6°C.

Les trois mois d'hiver (Décembre, janvier, Février) sont les plus froids avec moins de 10°C, le minimum est enregistré au mois de janvier avec 6.2°C.

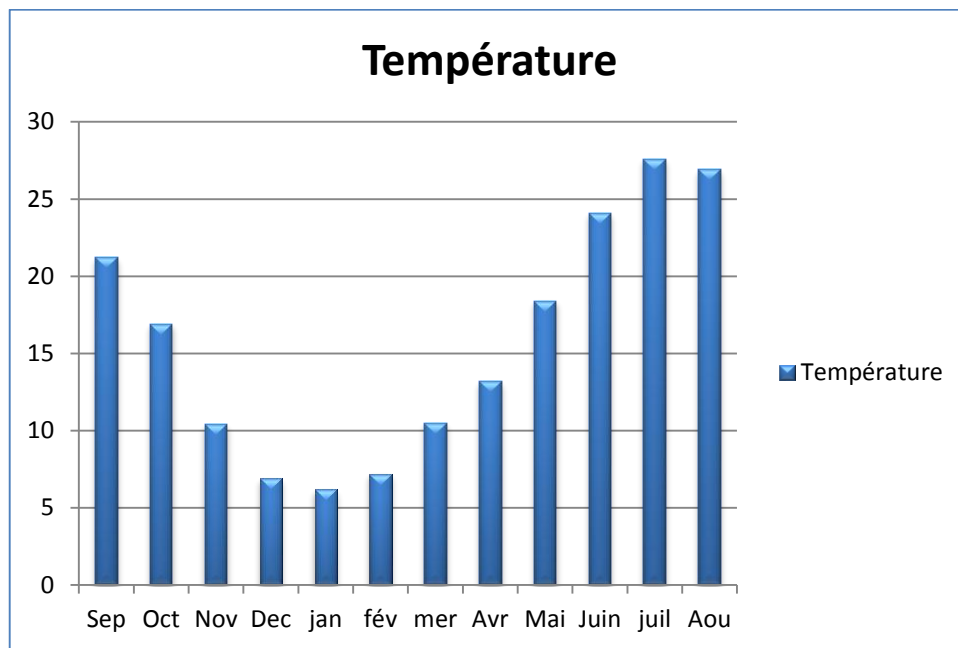
L'année peut se diviser en deux semestres : l'un est froid et l'autre est chaud.

Les températures de la région varient du maximum de 35°C vers le minimum de 4°C.

**Tableau 1.5.** Répartition mensuelle de la température de la Station d'El Achir (1994 – 2005)

Mois	jan	fév	mer	Avr	Mai	Juin	juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Température	6.2	7.2	10.5	13.2	18.4	24.1	27.6	26.9	21.2	16.9	10.4	6.9

*Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj .Station météorologique Medjanna (2009)*



**Figure 1.4.** Moyennes mensuelles des températures

Source : Office nationale de la métrologie (DRE : BBA)

### I.4. 3. Vent :

Comparativement à d'autres région, les vents sont faibles dans la région d'EL ACHIRE puisque la moyenne annuelle des vitesses des vents est de l'ordre 2.6m/s, d'une manière générale on peut dire les vents sont relativement forts durant la période comprise entre avril et juillet.

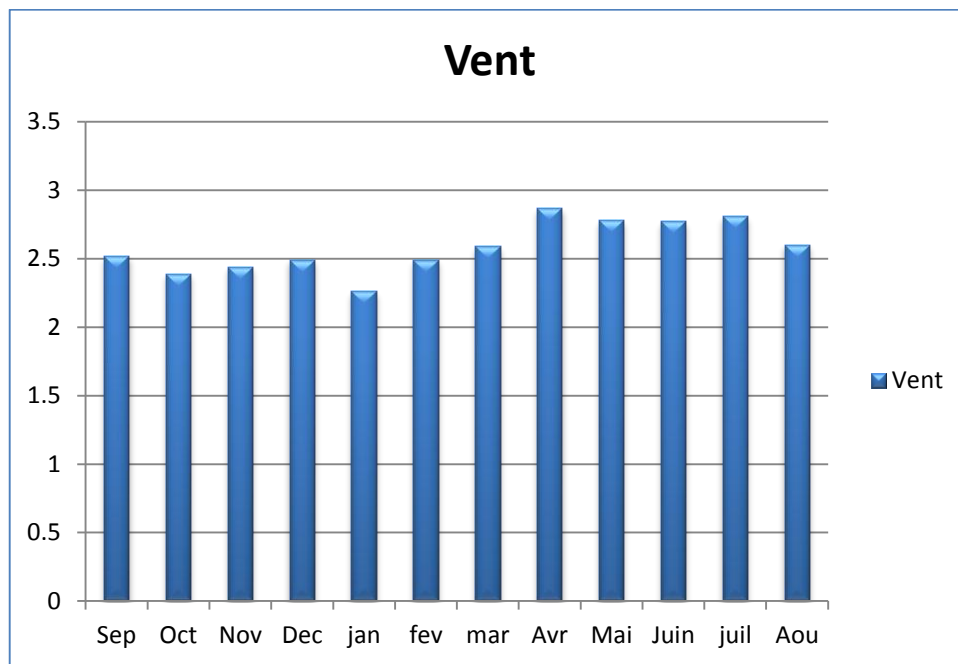
Le maximum est enregistré au mois d'avril avec 2.87m/s.

Le minimum est enregistré au mois de janvier 2.26m/s.

**Tableau1 .6.** Variation de vent (1994 – 2005)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aou
Vent	2.52	2.39	2.44	2.49	2.26	2.49	2.59	2.87	2.78	2.77	2.81	2.60

*Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.*



**Figure 1.5.** Moyennes mensuelles des vents

Source : Office nationale de la métrologie (DRE : BBA)

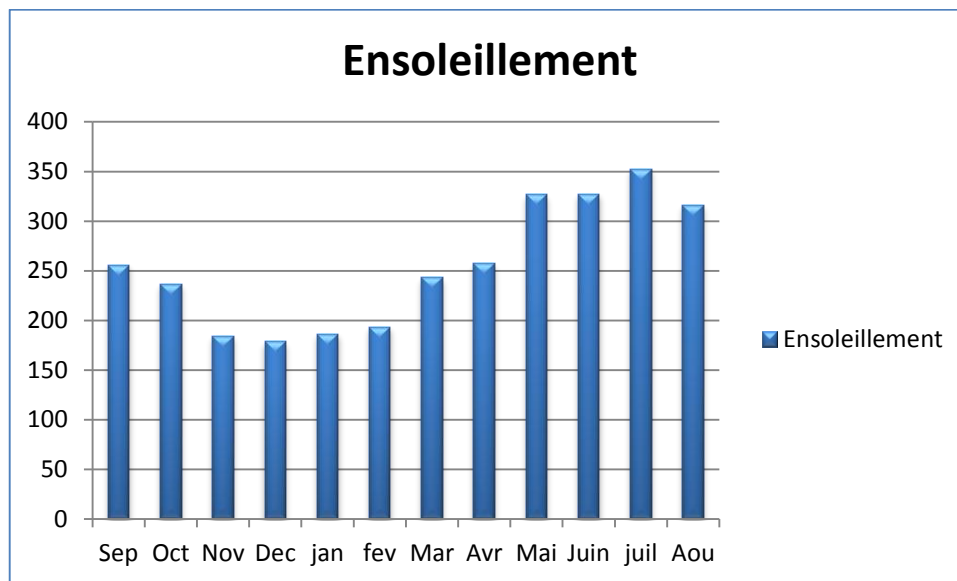
#### I.4. 4.Ensoleillement:

La saison d'été est la plus ensoleillée. Le maximum est enregistré au mois de juillet avec une moyenne mensuelle de 352 heures. Le mois de décembre est le mois où la luminosité est la plus faible avec 179 heures.

**Tableau I.7.** Variation d'enregistrement de l'ensoleillement. (1994 – 2005)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aou
Ensoleillement	256.0	236.6	184.3	179.0	186.4	193.4	243.4	257.3	327.0	327.4	352.4	316.5

*Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.*



**Figure1.6.** moyennes mensuelles d'ensoleillement

Source : Office nationale de la métrologie (DRE : Bordj Bou Arreridj)

### I.5. Situation Topographique

La ville d'El Achire s'inscrit dans la région des hautes plaines Stauffien, et les pentes sont moyennement faibles. A une altitude moyenne qui est de 910 m.

Cette ville s'étend sur une superficie de 64.48km<sup>2</sup> et dont l'altitude est 970m, Latitude est 720,50m, une longitude 322.5m et les pentes sont moyennement faible. (DRE) <sup>[1]</sup>

### I.6. Situation de distribution d'eau

Nous notons qu'actuellement que ces trois agglomérations concernées par le réseau d'adduction, n'est dotée d'aucun réseau. Son alimentation en eau se fait traditionnellement à partir des puits qui s'avèrent insuffisants.

Le forage Fayde El Atrousse restent la seule source qui seront destinés pour l'alimentation des dites agglomérations.

### I.7.Situation géologique

Le sous-sol communal est formé principalement de quatre (04) couches renfermant Chacune soit des marnes, soit des grés, en somme on distingue que :

- ✓ 60% des terres sont composées de grés grossiers et conglomérats S'étendant du Nord à l'Ouest.
- ✓ 20% d'épaisses séries de marnes gris dans la partie Sud et Nord- Ouest delà commune.
- ✓ 10% de Marne Gris bleutées au Nord –EST.
- ✓ 10% de marnes, grés et conglomérat.

**Source :** Direction des ressources en eaux de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj

### **I.8. Conclusion :**

Ce chapitre présente des différentes données primaires qui sont très nécessaires pour pouvoir aborder le projet d'alimentation en eau potable des centres de Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira.



## CHAPITRE II :

---

# Evaluation des besoins en eau

## II.1.Introduction

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable de tous les besoins en eau que peuvent exiger les trois agglomérations de Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution et du niveau de vie de la population, des conditions sécuritaires...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

Ces variations des besoins servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et les débits moyens horaires.

## II. 2 - Evolution de la population et respective de développement :

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC (Assemblée populaire communal) d'EL ACHIR et les données du DPAT (Direction de planification et aménagement territoire), la population de la commune en 2008 est estimée à 16749 habitants.

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon **2042** ; pour l'estimation de la population future, nous adopterons un taux d'accroissement de **2,50 %**

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

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad \text{(II.1)}$$

**P<sub>n</sub>** : Population future prise à l'horizon quelconque (hab).

**P<sub>0</sub>** : Population de l'année de référence (hab) 2008

**τ** : Taux d'accroissement annuel de la population. D'après les informations recueillies au niveau d'APC de Bordj Bou Arreridj [**τ** = 2,50%] ;

**n** : Nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

La population actuelle des centres d'étude est présentée dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II.1.** Nombre d'habitants en 2008.

Localités	Population 2008
Makhemra	677
Village agricole	1188
Zennouna Kebira	1212

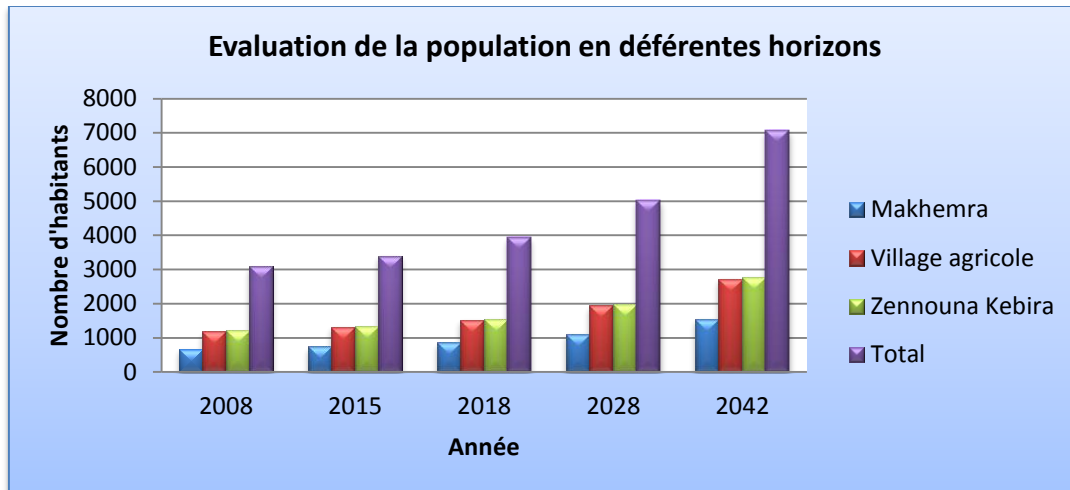
**Source :** DPAT (Direction de planification et aménagement territoire)

Le nombre d'habitants de la zone d'étude pour différents horizons est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.2.** Nombre d'habitants pour différents horizons

Localité	$\tau$ (%)	Population de base 2008	Population de base 2015	Population 2018 (court terme)	Population 2028 (Moyen terme)	Population 2042 (Long terme)
Makhemra	2.5	677	805	867	1109	1556
Village agricole	2.5	1188	1412	1521	1947	2730
Zennouna Kebira	2.5	1212	1441	1551	1986	2785
<b>Total</b>		<b>3077</b>	<b>3658</b>	<b>3939</b>	<b>5042</b>	<b>7071</b>

Les résultats calculés dans le tableau précédent concernant l'évolution de la population en différentes horizons sont représentés dans l'histogramme suivant :



**Figure II.01.** Evolution de la population en différentes horizons.

D'après le tableau précédent, la population de la zone d'étude pour notre horizon d'étude (à long terme) est **7071 habitants** pour l'année 2042.

### II.3. 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 :

$$Q_{moy,j} = N_{hab} * Dot / 1000 \quad [m^3/j] \quad (II.2)$$

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

$Dot$  : Dotation journalière (pour différent usage).

$N_{hab}$  : Nombre de consommateurs.

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

**Tableau. II.3.** Répartition des besoins moyens journaliers du village MAKHAMRA à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{moy,j}$ (l/s)
2015	805	150	120,75	1,40
2018	867	150	130,05	1,51
2028	1109	150	166,35	1,93
2042	1556	150	233,4	2,70

**Tableau. II.4.** Répartition des besoins moyens journaliers du village LACHBOUR à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (l/s)
2015	1412	150	211.8	2.45
2018	1521	150	228.15	2.64
2028	1947	150	292.05	3.38
2042	2730	150	409.5	4.74

**Tableau. II.5.** Répartition des besoins moyens journaliers du village ZENNOUNA KEBIRA à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (l/s)
2015	1441	150	216.15	2.50
2018	1551	150	232.65	2.69
2028	1986	150	297.9	3.45
2042	2785	150	417.75	4.84

**Tableau. II.6.** Répartition totale des besoins moyens journaliers à différents horizons

horizons	population (habitants)	dotation (l/j/hab)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy,j</sub> (l/s)
2015	3658	150	548.7	6.35
2018	3939	150	590.85	6.84
2028	5042	150	756.3	8.75
2042	7071	150	1060.65	12.28

**II.3.1 Débit moyen journalier d'équipement****II.3.1.1 Débit moyen journalier d'équipement du village MAKHEMRA****Tableau II.7.** Débits d'équipements moyens journaliers de MEKHEMRA

<b>Equipements scolaires</b>	<b>Nombre</b>	<b>N élèves</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
primaire	01	60	20	1200	0.014
<b>Sante</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre de lits</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Salle de Soins	01	10	400	4000	0.05
<b>Equipement culturels et sportifs</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Stade	01	10000	2	20000	0.23
Stade matico	01	250	2	500	0.01
<b>Equipement religieux</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Les mosquées	01	200	5	1000	0.012
<b>Services</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Station de service	01	1800	5	9000	0.10
Locaux commerciaux	10	300	2	600	0.001
<b>Total (l/s)</b>					<b>0 ,417</b>

## II.3.1.2. Débit moyen journalier d'équipement du village LACHBOUR

Tableau II.8. Débits d'équipements moyens journaliers lachbour

<b>Equipements scolaires</b>	<b>Nombre</b>	<b>N élèves</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
primaire	1	150	20	3000	0.035
<b>Sante</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre de lits</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Salle de Soins	01	10	400	4000	0.05
<b>Equipement culturels et sportifs</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Stade	01	10000	2	20000	0.23
Stade matico	02	250	2	500	0.01
<b>Equipement religieux</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre du fidelle</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Les mosquées	01	400	5	2000	0.023
<b>Services</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Station de service	01	1800	5	9000	0.10
Locaux commerciaux	20	1000	2	2000	0.02
<b>Total (l/s)</b>					<b>0,468</b>

### II.3.1.3 Débit moyen journalier d'équipement du village ZENNOUNA KEBIRA

**Tableau II.9.** Débits d'équipements moyens journaliers de la nouvelle ville

<b>Equipements scolaires</b>	<b>Nombre</b>	<b>N élèves</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
primaire	1	200	20	4000	0,05
<b>Sante</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre de lits</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Salle de Soins	01	10	400	4000	0.05
<b>Equipement culturels et sportifs</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Stade	01	10000	2	20000	0.23
Stade matico	02	250	2	500	0.01
<b>Equipement religieux</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre du fidelle</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Les mosquées	01	350	5	1750	0,020
<b>Services</b>	<b>Nombre</b>	<b>Surface ( m<sup>2</sup>) unité</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q équipements (l/j)</b>	<b>Q équipements (l/s)</b>
Station de service	01	1800	5	9000	0.10
Locaux commerciaux	20	1000	2	2000	0.02
<b>Total (l/s)</b>					<b>0,48</b>



**Tableau II.10.** Débit moyen journalier total de la zone d'étude à différents horizons

Horizon	2015	2018	2028	2042
Débit Moyen domestique du village MAKHEMRA (l/s)	1,40	1,51	1,93	2,70
Débit Moyen domestique du village LACHBOUR (l/s)	2,45	2,64	3,38	4,74
Débit Moyen domestique du village ZENNOUNA KEBIRA (l/s)	2,50	2,69	3,45	4,84
Débit d'équipement du village MAKHEMRA (l/s)	0,417	0,417	0,417	0,417
Débit d'équipement du village LACHBOUR (l/s)	0,468	0,468	0,468	0,468
Débit d'équipement du village ZENNOUNA KEBIRA (l/s)	0,48	0,48	0,48	0,48
<b>Débit Moyen journalier Total (l/s)</b>	<b>7,715</b>	<b>8,205</b>	<b>10,125</b>	<b>13,645</b>

### II.3.2 Variation de la consommation :

#### II.3.2.1 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.

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

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

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

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

#### II.4.2.2 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 :

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

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

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

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

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

**Tableau II.11.** Consommations maximale et minimale journalière.

Zone d'étude	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>min,j</sub>	Q <sub>min,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Village makhemra	269,30	0,7	<b>188,51</b>	1,3	<b>350,09</b>
Village lachbour	499,97	0,7	<b>349,98</b>	1,3	<b>649,92</b>
Village zennouna kebira	459,65	0,7	<b>321,75</b>	1,3	<b>597,55</b>
<b>TOTAL</b>	1228,92	0,7	<b>860,24</b>	1,3	<b>1597,60</b>

Le débit maximum journalier calculé est :

$$Q_{\max, j} = 1597,60 \text{ m}^3/\text{j} = 18,491 \text{ L/s.}$$

#### II.4. Variations des débits horaires pour 2042 et Détermination des débits horaires

##### II.4.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire Q<sub>moy,h</sub> est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (\text{II.5})$$

Nombres des habitants pour makhemra sont 1556 habitants.

Nombres des habitants pour lachbour sont 2730 habitants.

Nombres des habitants pour Zennouna Kebira sont 2785 habitants.

##### Remarque :

(L'annexe 2) nous donne le régime de consommation en fonction du nombre d'habitants.

En 2042 nous avons une population de 7074 habitants.

**II.4.1.1. Variation des débits horaires pour 2042 de makhemra :**

$Q_{\max j}$  pour makhemra est de : 4,05 l/s. Soit 350,09 m<sup>3</sup>/j

**Tableau II.13.** Variations des débits horaires en 2042 pour l'agglomération de makhemra

Heures	Consommation Totale $Q_{\max j}$		Consommation Cumulée	
	2	3	4	5
(h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	0.75	2.63	0,75	2.63
1-2	0.75	2.63	1,50	5.25
2-3	1	3.50	2,50	8.75
3-4	1	3.50	3,50	12.25
4-5	3	10.50	6,50	22.76
5-6	5.5	19.25	12,00	42.01
6-7	5,5	19.25	17,50	61.27
7-8	5,5	19.25	2,00	80.52
8-9	3,5	12.25	26,50	92.77
9-10	3,5	12.25	30,00	105.03
10-11	6	21.01	36,00	126.03
11-12	8.5	29.76	44,50	155.79
12-13	8.5	29.76	53,00	185.55
13-14	6	21.01	59,00	206.55
14-15	5	17.50	64,00	224.06
15-16	5	17.50	69,00	241.56
16-17	3.5	12.25	72,50	253.82
17-18	3.5	12.25	76,00	266.07
18-19	6	21.01	82,00	287.07
19-20	6	21.01	88,00	308.08
20-21	6	21.01	94,00	329.08
21-22	3	10.50	97,00	339.59
22-23	2	7.00	99,00	346.59
23-24	1	3.50	100,00	350.09
Total	<b>100</b>			<b>350.09</b>

Pour makhemra :

$$Q_{\text{moy.h}} = 350.09 / 24 \quad \text{Soit } 14.59 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village du Makhemra est de **29.76 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 11h et 13h.

**II.4.1.2 Variation des débits horaires pour 2042 de lachbour :**

$Q_{maxj}$  pour lachbour est de : 7.52 l/s. Soit 649.92m<sup>3</sup>/j

**Tableau II.14.** Variations des débits horaires en 2042 pour l'agglomération de lachbour

Heures	Consommation Totale $Q_{maxj}$		Consommation Cumulée	
	2	3	4	5
(h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	0.75	4.87	0,75	4.87
1-2	0.75	4.87	1,50	9.75
2-3	1	6.50	2,50	16.25
3-4	1	65.0	3,50	22.75
4-5	3	19.50	6,50	42.24
5-6	5.5	35.75	12,00	77.99
6-7	5,5	35.75	17,50	113.74
7-8	5,5	35.75	2,00	149.48
8-9	3,5	22.75	26,50	172.32
9-10	3,5	22.75	30,00	194.98
10-11	6	39.00	36,00	233.97
11-12	8.5	55.24	44,50	289.21
12-13	8.5	55.24	53,00	344.46
13-14	6	39.00	59,00	383.45
14-15	5	32.50	64,00	415.95
15-16	5	32.50	69,00	448.44
16-17	3.5	22.75	72,50	471.19
17-18	3.5	22.75	76,00	493.94
18-19	6	39.00	82,00	532.93
19-20	6	39.00	88,00	571.93
20-21	6	39.00	94,00	610.92
21-22	3	19.50	97,00	630.42
22-23	2	13.00	99,00	643.42
23-24	1	6.50	100,00	649.92
Total	<b>100</b>			<b>649.92</b>

Pour Lachbour :

$$Q_{moy.h} = 649.92 / 24 \quad \text{Soit } 27.08 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la village du Lachbour est de **55.24 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 11h et 13h.

**II.4.1.3 Variation des débits horaires pour 2042 de Zennouna Kebira :**

$Q_{\max j}$  pour Zennouna Kebira est de : 6.92 l/s. Soit 597.55m<sup>3</sup>/j.

**Tableau II.15.** Variations des débits horaires en 2042 pour l'agglomération de Zennouna Kebira

Heures	Consommation Totale $Q_{\max j}$		Consommation Cumulée	
1	2	3	4	5
(h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	0.75	4.48	0,75	4.48
1-2	0.75	4.48	1,50	8.96
2-3	1	5.98	2,50	14.94
3-4	1	5.98	3,50	20.91
4-5	3	17.93	6,50	38.84
5-6	5.5	32.87	12,00	71.71
6-7	5,5	32.87	17,50	104.57
7-8	5,5	32.87	2,00	137.44
8-9	3,5	20.91	26,50	158.35
9-10	3,5	20.91	30,00	179.27
10-11	6	35.85	36,00	215.12
11-12	8.5	50.79	44,50	265.91
12-13	8.5	50.79	53,00	316.70
13-14	6	35.85	59,00	352.55
14-15	5	29.88	64,00	382.43
15-16	5	29.88	69,00	412.31
16-17	3.5	20.91	72,50	433.22
17-18	3.5	20.91	76,00	454.14
18-19	6	35.85	82,00	489.99
19-20	6	35.85	88,00	525.84
20-21	6	35.85	94,00	561.70
21-22	3	17.93	97,00	579.62
22-23	2	11.95	99,00	591.57
23-24	1	5.98	100,00	597.55
Total	<b>100</b>			<b>597.55</b>

Pour Zennouna Kebira :

$$Q_{\text{moy.h}} = 597.55 / 24 \quad \text{Soit } 24.90 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le village du Zennouna Kebira est de **50.79 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 11h et 13h.

Pour les trois agglomérations nous avons :

$$Q_{\max j} = 350.09 + 649.92 + 597.55 = \mathbf{1597.56 \text{ m}^3/\text{j}}$$

### II.5. Confrontation besoins-ressources

En mettant en face les besoins et les ressources existantes dans la zone d'étude qui est Le forage FAYD EL ATROUS de débit 9l/s. (F)

Nous constatons que :

Les besoins en eau journaliers pour les trois agglomérations :

1597.56 m<sup>3</sup>/j, Soit 583109.4 m<sup>3</sup>/an

Nous supposons que le forage F s'il est exploité, peut fournir 9 l/s à l'horizon 2042 :

$Q_F = 9 \times 3600 \times 24 \times 10^{-3} = 777.6 \text{ m}^3/\text{j}$ , Soit 283824m<sup>3</sup>/an

**Tableau II.16:** la comparaison entre les forages et les productions en eau

Année	Débit de forages (l/s)	Productions en eau (m <sup>3</sup> /j)	Déficit (m <sup>3</sup> /j)
2015	9	777.6	--
2042	--	1597.56	819.96

#### Remarque :

- ✓ Nous voyons que le forage d'FAYD EL ATROUS ne satisfait pas largement les besoins des trois agglomérations à l'horizon 2042.
- ✓ Les zones d'études connaissent déjà un déficit en eau. Donc il est impérativement urgent de renforcer la production actuelle par d'autres ressources
- ✓ Il faut renforcer le système par un autre forage de débit égal à 10 L/s.

### II.6. Conclusion

L'évolution des besoins en eau d'une région est liée à l'évolution de la population de cette dernière.

Ce qu'il faut retenir au niveau de ce chapitre, c'est que l'on a réussi à calculer la demande en eau potable de notre zone d'étude en calculant le débit maximal journalier pour chaque agglomération, la somme de ces débits maximaux journaliers nous donnera la demande globale et permis de déterminer les variations horaires.

Ce n'est qu'à partir de là que nous pouvons aborder le problème de dimensionnement de l'adduction et les différents réservoirs.

A la fin nous constatons qu'une seule ressource qui est le forage d' FAYD EL ATROUS (F) satisfait pas largement les besoins en eau des dites agglomérations Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira, dans l'hypothèse que ce forage donne un débit de 9l/s à l'horizon 2040.

CHAPITRE III :

---

## **Les réservoirs**

### III.1.Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus autrefois, Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

### III.2.Description des réservoirs existants

Notre région d'étude est caractérisée par l'existence de quatre réservoirs, ayant les caractéristiques représentées da le tableau III.1 :

**Tableau III .1.** Capacité et l'emplacement des réservoirs existants

<b>pe d'ouvrage</b>	<b>Ty</b>	<b>Capacité (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cote radié(m)</b>	<b>Cote trop plein(m)</b>	<b>Emplacement</b>	<b>Zones alimentées</b>
Réservoir semi enterré <b>R1</b>		100	1031	1035.2	Ouest du village Makhemra	Makhemra
Réservoir semi enterré <b>R2</b>		200	980	984.5	Ouest du village Lachbour	Lachbour
Réservoir semi enterré <b>R3</b>		300	1055	1059.1	Est du village Zennouna Kebira	Zennouna Kebira
Reservoir <b>Tampon</b>		200	1126	1130.5	entre les trois villages	Les 3 réservoirs

Source : Direction des Ressources en Eaux (B.B.A)

### III.3. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent.

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



- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel).
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau.
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- Etre aérés par les orifices de grillage.<sup>[2]</sup>

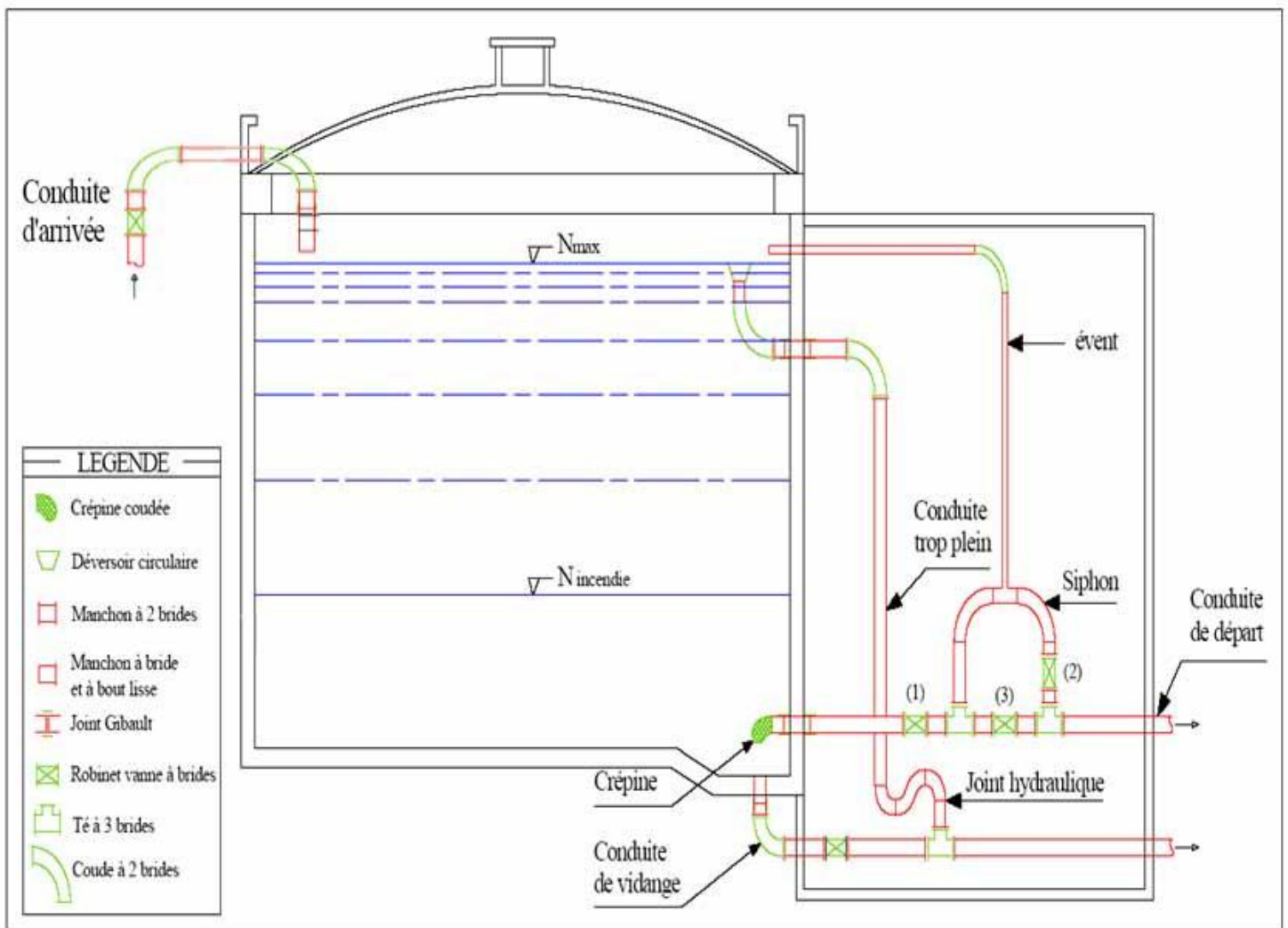


Figure III.1. Schéma d'un réservoir.

### III.4. Capacité des réservoirs

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

#### ✓ Méthode analytique

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

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

$V_r$ : capacité résiduelle ( $\text{m}^3$ ),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad \text{(III-2)}$$

$V_T$ : capacité totale du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

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

#### ✓ Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

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

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

✓ **Méthode graphique**

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

Donc :  $R_{\max} = |V|^+ + |V|^-$  (%)

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

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

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc.} \quad (m^3)$$

#### III.4.1. Dimensionnement du réservoir Makhemra

Ce réservoir de cote de terrain de 1030m est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Makhemra .Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon.

Il est évident que si  $Apport \geq K_p.Q_{moy.h}$ , le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{moy.h} < Q_{apport} \leq K_p.Q_{moy.h}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe. Pour notre cas .ou la consommation peut atteindre  $K_p.Q_{moy.h}$  pendant les quatre heures de matin, il faut fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égal à :

$$V = 12Q_a + 4 (K_p.Q_{moy.h} - Q_a) \quad \text{(III-4)}$$

Dans notre projet le débit moyen horaire pour Makhemra  $Q_{moy.h}=14.59 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$\beta_{max}$ : tient compte du nombre d'habitants (**voire l'annexe 2**)

$\alpha_{max}$ : tient compte du régime de travail au niveau de l'agglomération. (Entre 1.2 et 1.4)

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} = 1.2 \times 1.867 = 2.24$$

$$K_p = K_{maxj} \cdot K_{maxh} = 1.3 \times 2.24 = 2.912$$

$$\text{Donc : } K_p \cdot Q_{moy.h} = 2.912 \times 14.59 = 42.486 \text{ m}^3/\text{h}$$

Il est évident que :

$$Q_{moy.h} < Q_{apport} \leq K_p \cdot Q_{moy.h}$$

$$14.59 < 16.42 < 42.486$$

$$\text{Donc } v = 12(16.42) + 4(2.81 \times 14.59 - 16.42) = 492.39 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie  $120 \text{ m}^3$ , donc nous obtenons :

$$V_T = V + V_I = 492.39 + 100 = 592.39 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 600 \text{ m}^3$ .

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $600 \text{ m}^3$  situé à une altitude de 1030m (le plus point accessible).

Il est intéressant de partager le volume du réservoir en deux compartiment de  $100 \text{ m}^3$  (existant) et de  $500 \text{ m}^3$  pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

### Remarque :

La capacité totale du réservoir R1 de Makhemra est de  $100 \text{ m}^3$ , alors que le volume normalisé calculé est estimé à  $600 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins des dites agglomérations pour l'horizon 2042. C'est la présence d'un déficit de  $500 \text{ m}^3$ . Par ceci nous recommandons de projeter un réservoir de capacité  $500 \text{ m}^3$  (l'emplacement de ce réservoir en fonction de réseau de distribution de Makhemra dans une autre étude, notre travail a consisté en une simple vérification).

### III.4.2. Dimensionnement du réservoir Lachbour:

Ce réservoir de cote de terrain de 980m est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Lachbour .Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon.

Il est évident que si  $Apport \geq K_p.Q_{moy}.h$ , le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{moy}.h < Q_{apport} \leq K_p.Q_{moy}.h$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe. Pour notre cas .ou la consommation peut atteindre  $K_p.Q_{moy}.h$  pendant les quatre heures de matin, il faut fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égal à :

$$V = 12Q_a + 4 (K_p.Q_{moy}.h - Q_a)$$

Dans notre projet le débit moyen horaire pour Lachbour  $Q_{moy}.h = 27.08 \text{ m}^3/\text{h}$ .

$$K_p = K_{maxj}.K_{maxh} = 1.3 \times 1.8 = 2.34$$

$$\text{Donc : } K_p.Q_{moy}.h = 2.34 \times 27.08 = 63.37 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Il est évident que :

$$Q_{moy}.h < Q_{apport} \leq K_p.Q_{moy}.h$$

$$\text{Donc } v = 12(27.09) + 4(2.34 \times 27.08 - 27.09) = 470.19 \text{ m}^3.$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie  $120 \text{ m}^3$ , donc nous obtenons :

$$V_T = V + V_I = 492.39 + 120 = 590.19 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 600 \text{ m}^3$ .

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $600 \text{ m}^3$  située à une altitude de 980m (le plus point accessible).

Il est intéressant de partager le volume du réservoir en deux compartiment de 200 m<sup>3</sup> (existant) et de 500 m<sup>3</sup> pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir R2 de Lachbour est de 200 m<sup>3</sup>, alors que le volume normalisé calculé est estimé à 600 m<sup>3</sup>, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins des dites agglomérations pour l'horizon 2042. C'est la présence d'un déficit de 400 m<sup>3</sup>. Par ceci nous recommandons de projeter un réservoir de capacité 500 m<sup>3</sup> (l'emplacement de ce réservoir en fonction de réseau de distribution de Lachbour dans une autre étude, notre travail a consisté en une simple vérification)

**III.4.3. Dimensionnement du réservoir Zennouna Kebira :**

Ce réservoir de cote de terrain de 1055 m est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Zennouna Kebira .Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon.

Il est évident que si  $Apport \geq K_p.Q_{moy}.h$ , le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{moy}.h < Q_{apport} \leq K_p.Q_{moy}.h$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe. Pour notre cas .ou la consommation peut atteindre  $K_p.Q_{moy}.h$  pendant les quatre heures de matin, il faut fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égal à :

$$V = 12Q_a + 4 (K_p.Q_{moy}.h - Q_a)$$

Dans notre projet le débit moyen horaire pour Zennouna Kebira  $Q_{moy}.h = 24.90 \text{ m}^3/h$ .

$$K_p = K_{maxj}.K_{maxh} = 1.3 \times 1.8 = 2.34$$

$$\text{Donc : } K_p.Q_{moy}.h = 2.34 \times 24.90 = 58.27 \text{ m}^3/h.$$

Il est évident que :

$$Q_{\text{moy}} \cdot h < Q_{\text{apport}} \leq K_p \cdot Q_{\text{moy}} \cdot h$$

$$\text{Donc } v = 12(24.91) + 4(2.34 \times 24.90 - 24.91) = 432.34 \text{ m}^3.$$

Le risque d'incendie est faible, un débit de 60m<sup>3</sup> en plus pour l'incendie est suffisant.

Donc nous obtenons :

$$V_T = V + V_I = 432.34 + 60 = 492.34 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

On opte pour un réservoir de capacité égale à 500 m<sup>3</sup> situé à une altitude de 1055m (le plus point accessible).

**Remarque :**

Il est intéressant de partager le volume du réservoir en deux compartiment de 300 m<sup>3</sup> (existant) et de 200 m<sup>3</sup> pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne. La capacité totale du réservoir R3 de Zennouna Kebira est de 300 m<sup>3</sup>, alors que le volume normalisé calculé est estimé à 500 m<sup>3</sup>, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins des dites agglomérations pour l'horizon 2042. C'est la présence d'un déficit de 200 m<sup>3</sup>. Par ceci nous recommandons de projeter un réservoir de capacité 200 m<sup>3</sup> (l'emplacement de ce réservoir en fonction de réseau de distribution de Zennouna Kebira dans une autre étude, notre travail a consisté en une simple vérification).

➤ **Forme des réservoirs :**

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \quad \text{(III-5)}$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

$S$  : section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

$h$  : hauteur d'eau (m).

Les dimensions des différents réservoirs sont citées dans le tableau III.3:

**Tableau III.2.** Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs

Reservoirs	Volume en (m <sup>3</sup> )	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	D (m)
Makhemra	100(existant)	3.00	33.33	6.51
	500(projeté)	5.00	100	11.28
Lachbour	200(existant)	4.00	50	7.98
	500(projeté)	5.00	100	11.28
Zennouna	300(existant)	4.00	75	9.77
Kebira	200(projeté)	4.00	50	7.98

### III.5. Réservoir tampon :

✓ La capacité totale du réservoir sera :

$$Vr = \frac{Q_0 t}{2} + \frac{Q_0 T}{4} + Va$$

**Vr** : volume de réservoir tampon.

t : temps de fermeture de la vanne = 15 min

T : temps pour d'enclenchement = 45 min

Va : volume d'alarme = 30 %  $(\frac{Q_0 t}{2} + \frac{Q_0 T}{2})$

$$Vr = \frac{0.019 \cdot 3600 \cdot 0.25}{2} + \frac{0.019 \cdot 3600 \cdot 0.75}{4} + 0.3 \left( \frac{0.019 \cdot 3600 \cdot 0.25}{2} + \frac{0.019 \cdot 3600 \cdot 0.75}{4} \right)$$

Donc le volume total du réservoir sera : **Vt = 27.79 m<sup>3</sup>**

La capacité normalisée sera : **Vn = 100 m<sup>3</sup>.**

#### Dimensions du réservoir Tampon:

Diamètre de la cuve:

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 5 m



$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire  $D = 5.05\text{m}$  ; On le normalise, on pose  $D = 6\text{m}$

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir Tampon est de 200 m<sup>3</sup> volume suffisante pour alimentée les trois réservoirs (R1.R2.R3) pour l'horizon 2042.

**Tableau III.3.** La comparaison des volumes existants et calculés.

Réservoir	V existant m <sup>3</sup>	V nécessaire m <sup>3</sup>
Makhemra	100	600
Lachbour	200	600
Zennouna Kebira	300	500
Tampon	200	100

Donc nous recommandons a projeté trois réservoirs :

- ✓ Réservoir destiné à la localité de Makhemra est de volume 500m<sup>3</sup>.
- ✓ Réservoir destiné à la localité de Lachbour est de volume 500m<sup>3</sup>.
- ✓ Réservoir destiné à la localité de Zennouna Kebira est de volume 200m<sup>3</sup>.

**III .6. Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés**

Le volume de la cuve est calculé par la formule suivante :

$$V = S \times H = \frac{\pi D^2}{4} H$$

Où le diamètre de la cuve est de :  $D = \sqrt{\frac{4 V}{H \pi}}$

**Tableau III.4.** Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés.

Ouvrage de stockage	Fonction	Capacité (m <sup>3</sup> )	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Observation
Réservoir destiné à la localité de Makhemra	Alimentation en eau potable de l'agglomération de Makhemra	500m <sup>3</sup>	5	11.28	Réservoir projeté
Réservoir destiné à la localité de Lachbour	Alimentation en eau potable de l'agglomération de Lachbour	500m <sup>3</sup>	5	11.28	Réservoir projeté
Réservoir destiné à la localité de Zennouna.k	Alimentation en eau potable de l'agglomération de Zennouna.k	200	4	7.98	Réservoir projeté

### III.7.Conclusion

Dans ce chapitre, et après le calcul des capacités des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2042, c'est pour cette raison on a recommandé de projeter trois réservoirs :

- ✓ Réservoir destiné à la localité de Makhemra de volume 500m<sup>3</sup>.
- ✓ Réservoir destiné à la localité de Lachbour de volume 500m<sup>3</sup>.
- ✓ Réservoir destiné à la localité de Zennouna Kebira de volume 200m<sup>3</sup>.

CHAPITRE IV :

---

## **Etude d'adduction**

### IV.1. Introduction

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographique qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite, donc l'adduction permet d'éviter :
  - Des dysfonctionnements.
  - Les dégâts (surpression, dépressions...).
  - L'entrée de polluants par fonctionnement.
  - L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air.
  - Des coûts exagérés.

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction en eau potable afin de combler le déficit de toute agglomération.

### IV.2. Types d'adduction

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

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

#### IV.2.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

#### IV.2.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

#### IV.2.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé le réservoir tampon, et voilà notre cas mais avec une adduction refoulement – gravitaire avec une station de pompage et un réservoir tampon.

Choix de type de matériaux :

Le choix porte 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.
- ✓ Le 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).

### **Résultats**

Nous choisissons le PEHD pour les adductions reliant :

- ✓ Le forage vers le réservoir tampon.
- ✓ Le réservoir tampon vers le réservoir R1(Makhemra) de volume (100 + 100) m<sup>3</sup>.
- ✓ Le réservoir tampon vers le réservoir R2(Lachbour) de volume (200 + 100) m<sup>3</sup>.
- ✓ Le réservoir tampon vers le réservoir R3 (Zennouna Kebira) de volume 300 m<sup>3</sup>.

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD et en Fonte vu leurs avantages :

- ✓ Plus résistante et économique.
- ✓ Le plus léger dans tous les tuyaux.
- ✓ Supportée les pressions inférieures à 20 bar.
- ✓ Une très faible rugosité (conduite lisse).
- ✓ L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD).
- ✓ Permettre une pose simple et adéquate (poids faible).

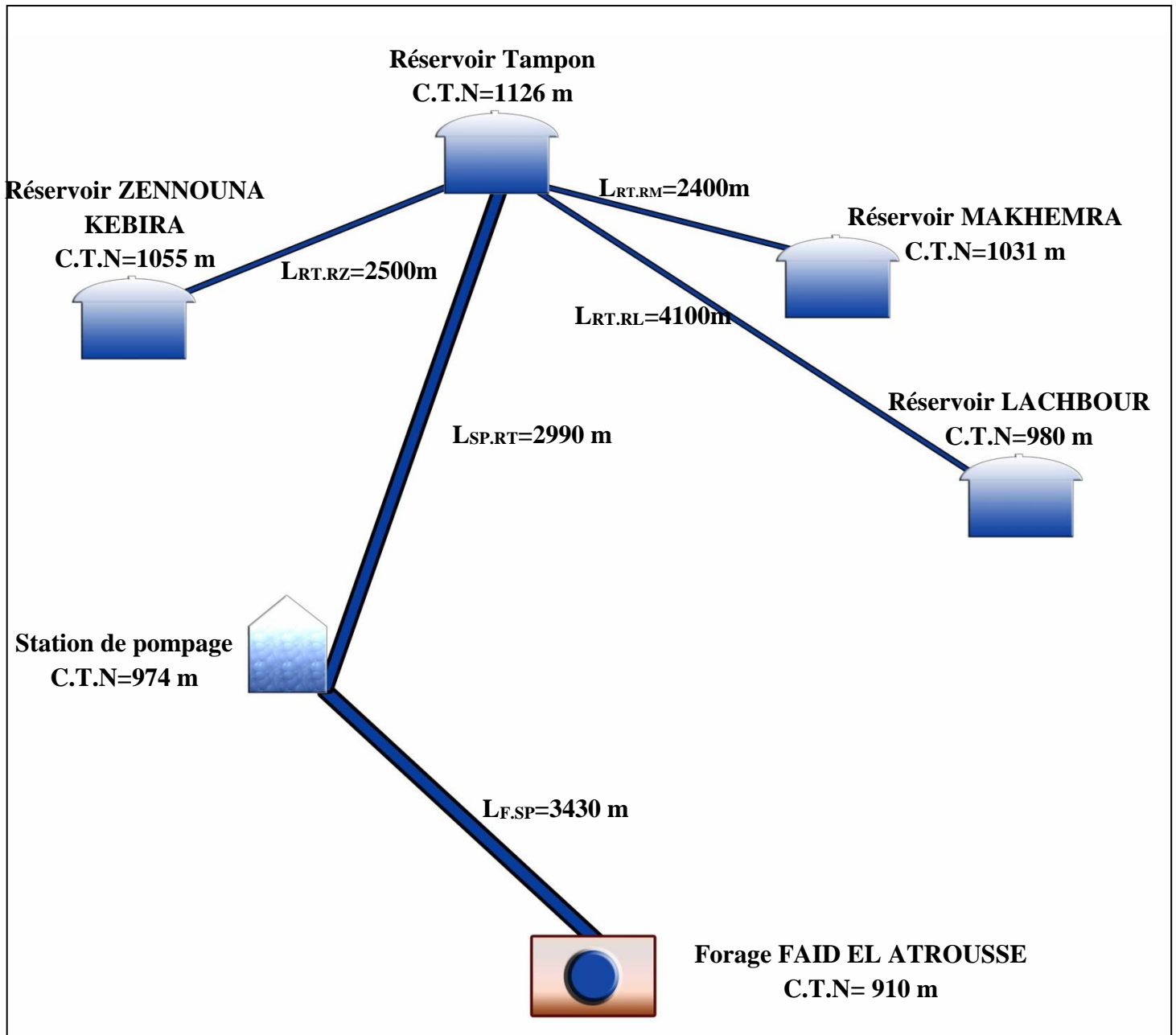
### **IV. 3- Les variantes de tracé d'adduction**

- ✓ Liaison entre le forage de Faïd El Atrousse (F) et le réservoir Tampon (la partie refoulement).
- ✓ Liaison entre le réservoir Tampon et les réservoirs de distributions des trois villages (la partie gravitaire).

**IV.3.1.Variante 1 :**

Cette variante comprend une conduite unique à partir du forage de cote (910m) vers le réservoir tampon (existant) de cote (1126m), Passent par une seule station de pompage (974m) elle passe par la route nationale n°05.

Les points de départ et d'arrivée étant connues, la longueur de l'adduction et l'utilisation des installations existantes sont les éléments de choix.



**Figure VI.1. Schéma synoptique de la variante proposée N° 01**

**IV.3.2.Variante 2 :**

Cette variante comprend une conduite unique à partir du forage de cote (910m) vers le réservoir tampon (nouvelle cote ou la nouvelle emplacement de cette réservoir 1130m), Passent par deux station de pompage la première station de cote (947m) et la deuxième station de cote (1025m) ; mais elle passe pare la route notionnelle n°05.

Les points de départ et d'arrivée étant connues, la longueur de l'adduction et l'utilisation des installations existantes sont les éléments de choix.

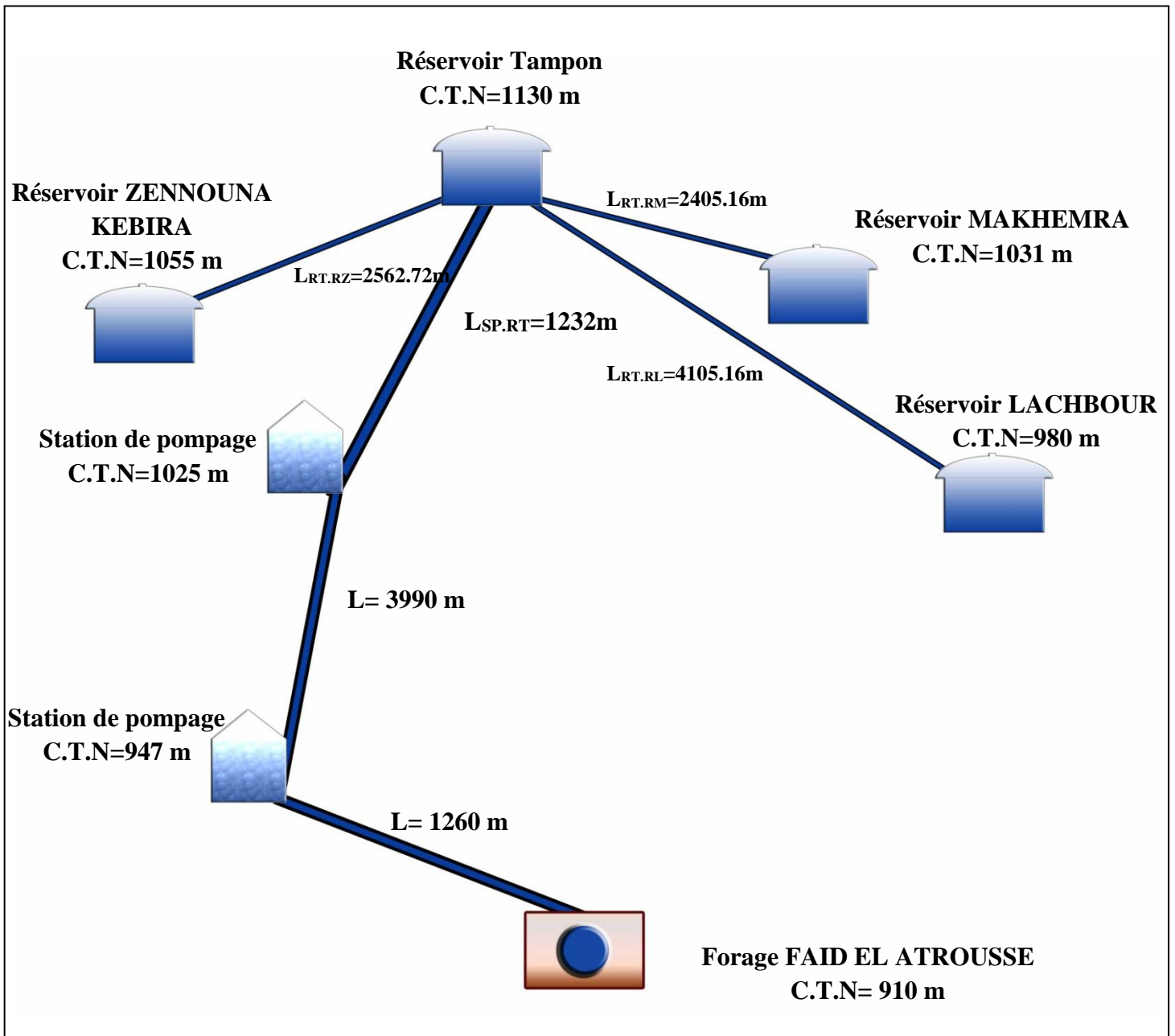


Figure VI.2. Schéma synoptique de la variante proposée N° 02

#### IV. 4. Etude technico-économique de l'adduction

##### IV.4.1. Etude de l'adduction par refoulement

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

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

##### -Choix de la gamme des diamètres

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

##### -La formule de BRESS

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

##### -La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

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

**D :** diamètre de la conduite (m).

**Q :** débit à relever (m<sup>3</sup>/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

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

##### IV.4.2. Calcul des pertes de charge

##### IV.4.2.1. 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).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{LV^2}{D 2g} = I * L \quad (\text{IV-3})$$

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

$\Delta H_l$ : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV-4}) \quad (\text{Formule de Cole brook})$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-5}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

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

0.03 mm pour les conduites en fonte ductile;

0,01 mm pour les conduites en PEHD.

#### IV.4.2.2. Pertes de charge singulières

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{IV-8})$$

#### IV.4.2.3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{IV-9})$$

#### IV.4.3. Calcul de la hauteur manométrique total

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV-10})$$

Hg: la hauteur géométrique

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

#### IV.4.4. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV-11})$$

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

Q: débit refoulé par la pompe en ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

g: pesanteur ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

#### IV.4.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{IV-12})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

#### IV.4.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV-13})$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ( $e=5.23 \text{ DA}$ )

#### IV.4.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV-14})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-15})$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 27\text{ans}$

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{27} - 1} + 0,08 = 0,0914 = 9,14\%$$

$$A=9.14\%$$

IV.5.Variante N°1

IV.5.1.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

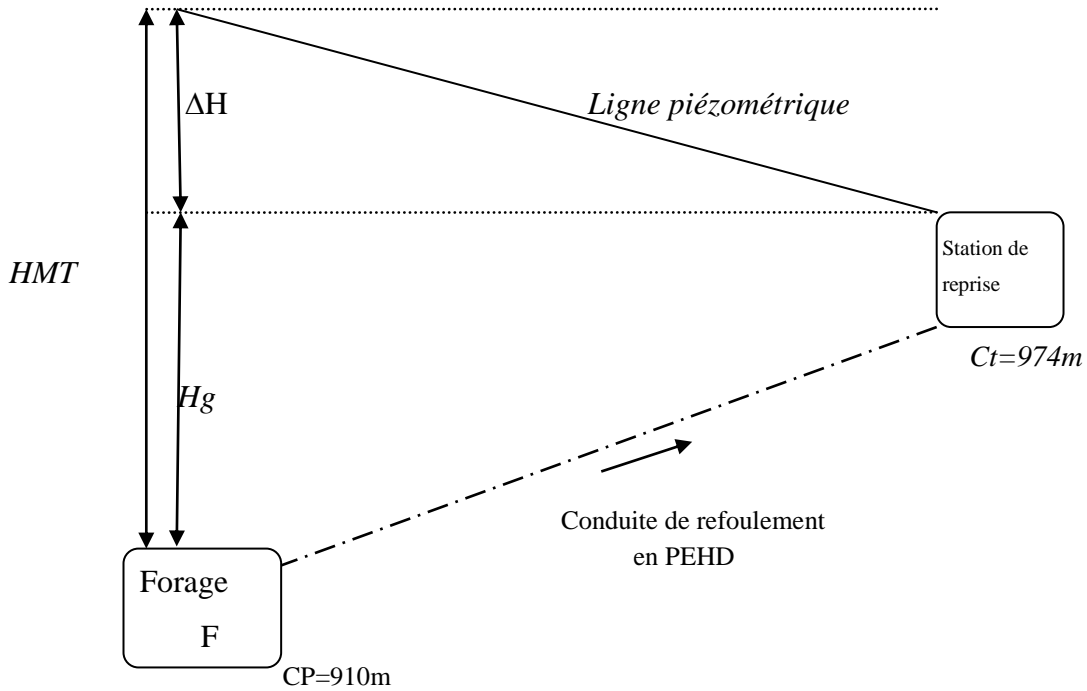


Figure IV.3. L'adduction par refoulement : Forage F1 – Station de pompage.  
 Donc le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

IV.5.1.1. Tronçon Forage - sp

- Q = 0.0228 m<sup>3</sup>/s
- L = 3430m
- Hg = 64m
- Dc Bonnin=151 mm
- Le fonctionnement de la pompe est de (20) heures

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux : IV.1, IV.2, IV.3, IV.4

Tableau IV.1. Calcul de la Hauteur Manométrique Totale(HMT) du tronçon Forage F-Station de pompage

Tronçon	D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	λ	L(m)	Δ Hi(m)	Δ Ht(m)	HMT(m)
Station de pompage -Réservoir Tampon de volume 200m <sup>3</sup>	125	0,0228	1,859	0,019	3430	91,369	100,506	164,506
	160	0,0228	1,135	0,018	3430	25,105	27,615	91,615
	200	0,0228	0,726	0,017	3430	7,820	8,602	72,602
	250	0,0228	0,465	0,016	3430	2,439	2,683	66,683
	315	0,0228	0,293	0,015	3430	0,731	0,804	64,804
	400	0,0228	0,182	0,015	3430	0,210	0,231	64,231

**Tableau IV.2.** Frais d'exploitation du tronçon Forage F-Station de pompage

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
125	44.8716164	8844195.596	46255142.97
160	24.9895198	4925434.356	25760021.68
200	19.803406	3903251.327	20414004.44
250	18.1888349	3585019.355	18749651.23
315	17.6762368	3483986.266	18221248.17
400	17.5201532	3453222.189	18060352.05

**Tableau IV.3.** Frais d'amortissement du tronçon Forage F-Station de pompage

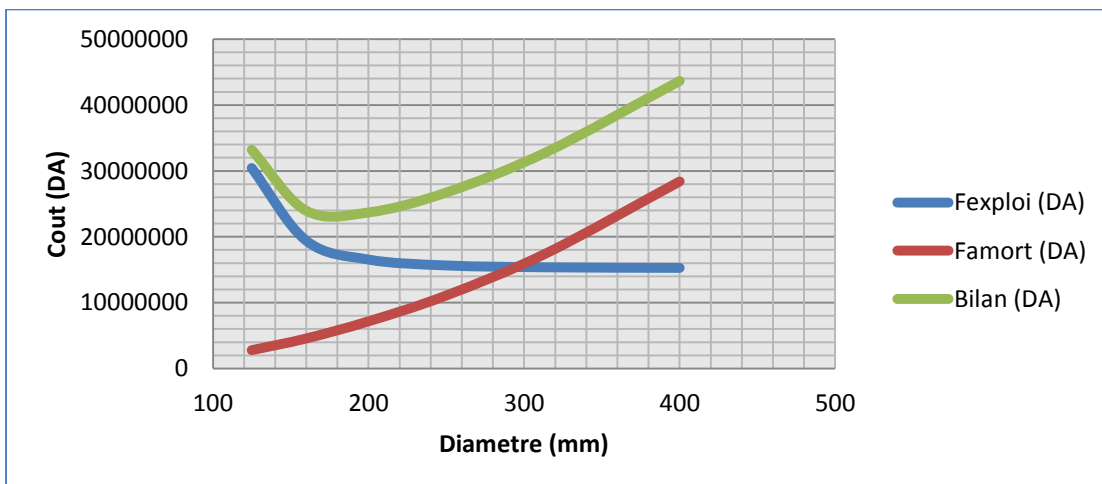
D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
125	631,13	3430	2164775.9
160	1 033,79	3430	3545899.7
200	1 617,42	3430	5547750.6
250	2 510,95	3430	8612558.5
315	4 003,95	3430	13733548.5
400	6 424,42	3430	22035760.6

**Tableau IV.4.** cout totale Ct du tronçon Forage F-Station de reprise

D (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
125	46255143	2164775.90	48419918.87
160	25760021.7	3545899.70	29305921.38
200	20414004.4	5547750.60	25961755.04
250	18749651.2	8612558.50	27362209.73
315	18221248.2	13733548.50	31954796.67
400	18060352.1	22035760.60	40096112.65

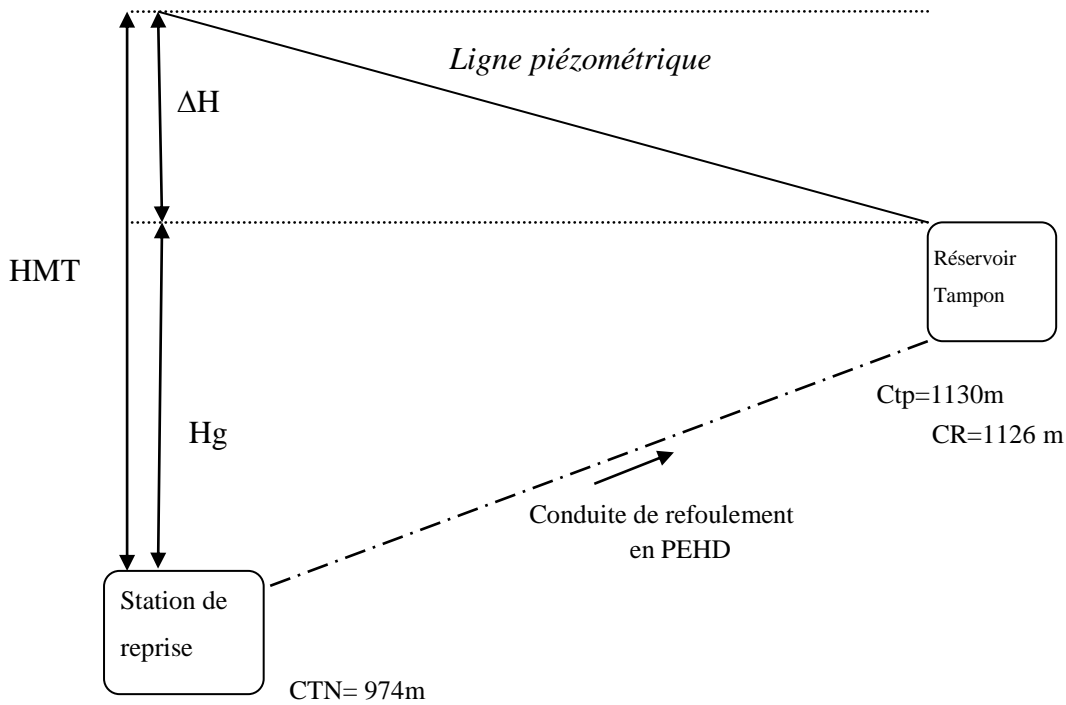
Ct : Coût total du diamètre normalisé (DA)

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.4 :

**Figure IV.4.** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F-SP)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de  $V = 0.726\text{m/s}$ .

**IV.5.1.2. Tronçon SP- Réservoir tampon**



**Figure IV. 5.** L'adduction de refoulement : station de reprise – réservoir tampon  
**Tronçon station de pompage – Réservoir Tampon :**

- $Q = 0.0228 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2990\text{m}$
- $H_g = 156 \text{ m}$
- $D_{c \text{ Bonnin}} = 151\text{mm}$
- Le fonctionnement de la pompe est de (20) heures

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux : **IV-5, IV-6, IV-7, IV-8**

**Tableau IV.5.** Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon "

Tronçon	D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i(\text{m})$	$\Delta H_t(\text{m})$	HMT(m)
Station de pompage -Réservoir Tampon de volume 200m <sup>3</sup>	125	0,0228	1,859	0,019	2990	79,648	87,613	243,613
	160	0,0228	1,135	0,018	2990	21,884	24,073	180,073
	200	0,0228	0,726	0,017	2990	6,817	7,499	163,499
	250	0,0228	0,465	0,016	2990	2,126	2,339	158,339
	315	0,0228	0,293	0,015	2990	0,637	0,701	156,701
	400	0,0228	0,182	0,015	2990	0,183	0,202	156,202

**Tableau IV.6.** Frais d'exploitation du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon "

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
125	66.449333	13097163.54	68498165.32
160	49.1177095	9681100.536	50632155.8
200	44.5968697	8790043.027	45971925.03
250	43.1894156	8512633.815	44521074.85
315	42.7425735	8424561.239	44060455.28
400	42.6065123	8397743.575	43920198.89

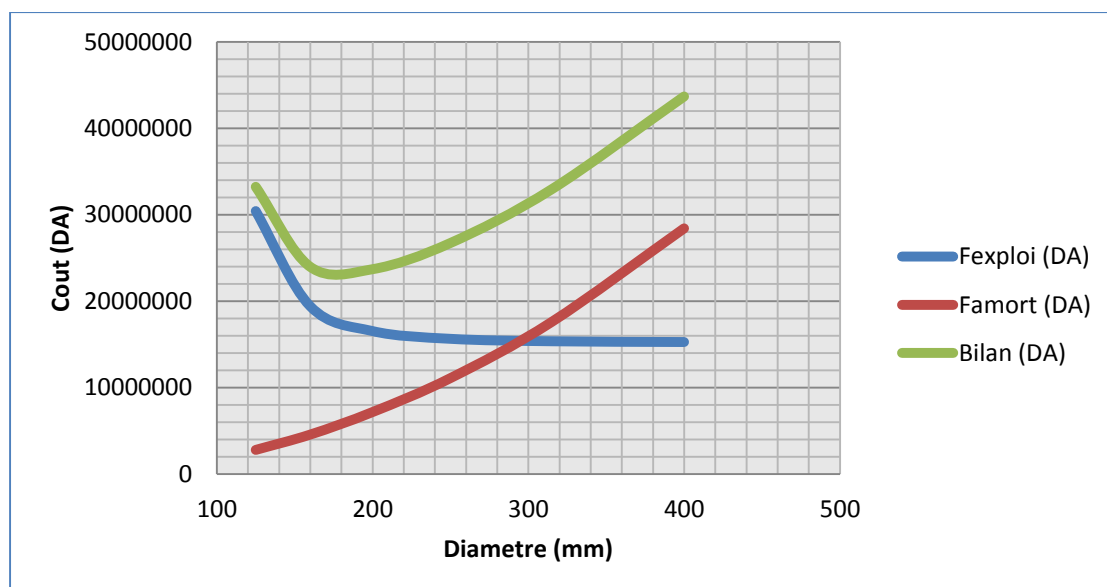
**Tableau IV.7.** Frais d'amortissement du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon "

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
125	934,26	2990	2793437,4
160	1 526,93	2990	4565520,7
200	2 397,85	2990	7169571,5
250	3 709,88	2990	11092541,2
315	5 881,51	2990	17585714,9
400	9 500,90	2990	28407691

**Tableau IV.8.** Cout total du tronçon " Station de pompage- réservoir tampon "

D (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
125	68498165.3	2793437,40	71291602.72
160	50632155.8	4565520,70	55197676.50
200	45971925	7169571,50	53141496.53
250	44521074.9	11092541,20	55613616.05
315	44060455.3	17585714,90	61646170.18
400	43920198.9	28407691,00	72327889.89

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.6 :

**Figure IV.6.** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-Réservoir tampon)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de  $V = 0.726\text{m/s}$ .

**Tableau IV.9.** Choix final des diamètres économiques

Tronçon	Nature de la conduite	DN (mm)	PN	L (m)	V (m/s)
Forage F1- station de reprise	PEHD	200	10	3430	0.726
Station de reprise -Réservoir Tampon de volume $200\text{m}^3$	PEHD	200	16	2990	0.726

#### IV.5.2. Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

L'adduction gravitaire commence à partir du réservoir tampon de cote du terrain naturel 1126 m vers les trois réservoirs de distributions Makhemra de cote de terrain 931m, lachbour de cote de terrain 980m, Zennouna Kebira de cote de terrain 1055m.

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV -16})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (\text{IV-17})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \quad (\text{IV -18})$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

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

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

✓ On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = m \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad \text{(IV -19)}$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001735$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5$  (matériaux : PEHD).

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g$$

c. Charge disponible

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - Ctp_R.$$

b. La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2.5 m/s.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi:} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(IV -20)}$$

Avec :

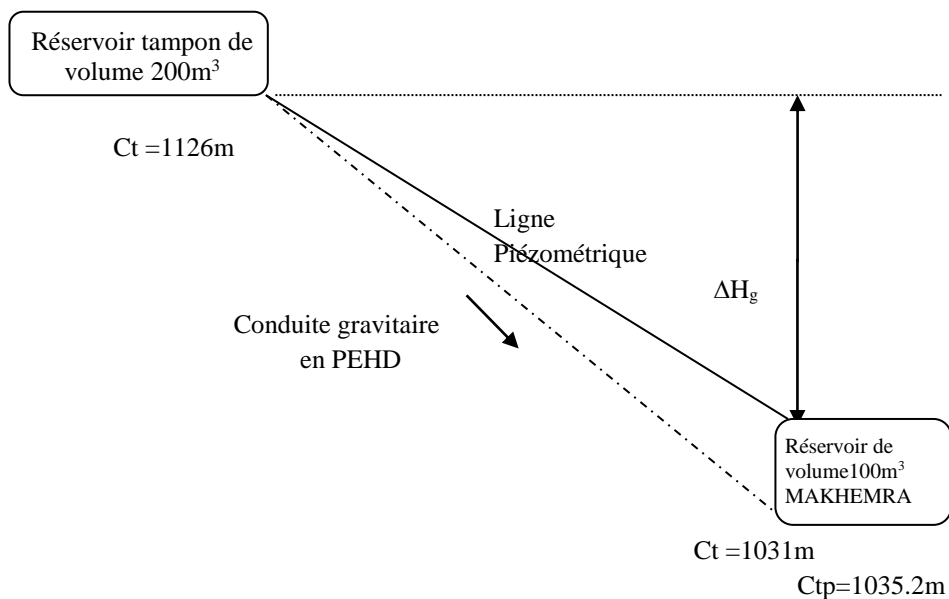
Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

**IV.5.2.1- la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 makhemra) de volume 100 m<sup>3</sup>.**



**Figure IV.7.** L'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 100m<sup>3</sup>



Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume  $200 \text{ m}^3$  et le réservoir (R1 makhemra) de volume  $100 \text{ m}^3$ .

Les deux réservoirs étant déjà implantés

-Le réservoir tampon de volume de  $200 \text{ m}^3$  de cote de terrain de 1126m

-Le réservoir de volume de  $100 \text{ m}^3$  de cote de terrain de 1031m

-Le débit véhiculé par la conduite gravitaire est :

$$Q = Q_{RT} - (Q_{\text{sortie vers lachbour}} + Q_{\text{sortie vers zennouna kebira}})$$

$$Q = 19 - (7.52 + 6.92) = 4.56 \text{ l/s.}$$

-Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers Makhemra}} = 4.56 \text{ l/s}$  : c'est le débit sortant du réservoir tampon.

-Le dédit à partir de la station de pompage est de  $Q_{\text{Entrée}} = 19 \text{ l/s}$  : c'est le débit entrant du réservoir tampon.

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 2400 = 2640 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - Ctp_{R.makhemra}$$

$$\Delta H_d = 1126 - 1035.2 = 90.8 \text{ m}$$

**Tableau IV.10.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	Dcalculé (mm)
1-2	4.56	2400	2640	90.8	63.70

$$D_1 = 63 \text{ mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 75 \text{ mm}$$

On suppose que:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 75 \text{ mm}$  et  $D_2 = 63 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0.00456)^2 \left( \frac{L_1}{0,075^5} + \frac{L_2}{0,063^5} \right) = 90.8 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 2640 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 803.6 \text{ m}; L_2 = 1836.4 \text{ m}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{803.6}{1,1} = 730.55 \text{ m} \\ L_{r2} = \frac{1836.4}{1,1} = 1669.45 \text{ m} \end{cases}$$

b. La vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{4 * 0.00456}{\pi * 0.063^2} = 1.46 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0.00456}{\pi * 0.075^2} = 1.032 \text{ m/s}$$

Donc :

Le tronçon RT –R1 (Makhemra) est composé de deux conduites de diamètre 75mm et 63 mm des longueurs respectivement 730.55 m et 1669.45m.

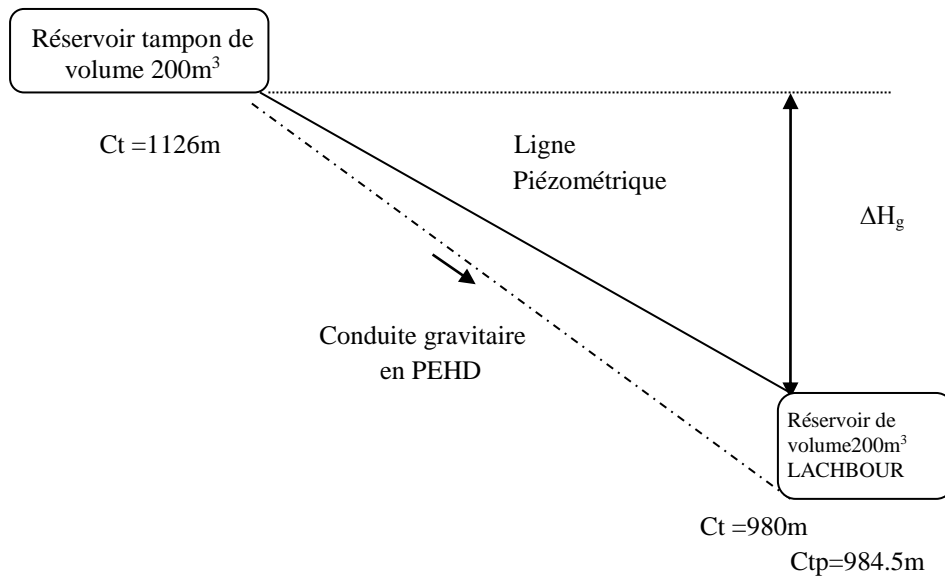
Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.11

**Tableau IV.11.** Frais d'investissement des conduites gravitaires

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R1 makhemra</b>	75	329.13	730.55	240445.92
	63	232.79	1669.45	388631.27
<b>Investissement (DA)</b>	629077.19			

La nature de cette conduite : PEHD PN10

#### IV.5.2.2- la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R2 Lachbour) de volume 200 m<sup>3</sup>.



**Figure IV.8.** L'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 200 m<sup>3</sup>

Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 lachbour) de volume 200 m<sup>3</sup>.

Les deux réservoirs étant déjà implantés

-Le réservoir tampon de volume de  $200 \text{ m}^3$  de cote de terrain de 1126m

-Le réservoir de volume de  $200 \text{ m}^3$  de cote de terrain de 980m

-Le débit véhiculé par la conduite gravitaire est :

$$Q = Q_{RT} - (Q_{\text{sortie vers makhemra}} + Q_{\text{sortie vers zennouna kebira}})$$

$$Q = 19 - (4.56 + 6.92) = 7.52 \text{ l/s.}$$

-Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers lachbour}} = 7.52 \text{ l/s}$  : c'est le débit sortant du réservoir tampon.

-Le débit à partir de la station de pompage est de  $Q_{\text{Entrée}} = 19 \text{ l/s}$  : c'est le débit entrant du réservoir tampon.

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 4100 = 4510 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - C_{tp_{R.Lachbour}}$$

$$\Delta H_d = 1126 - 980 = 149 \text{ m}$$

**Tableau IV.12.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
1-3	7.52	4100	4510	149	78.44

$$D_1 = 75 \text{ mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 90 \text{ mm}$$

On suppose que:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 90 \text{ mm}$  et  $D_2 = 75 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,00752)^2 \left( \frac{L_1}{0,09^5} + \frac{L_2}{0,075^5} \right) = 149 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 4510 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 1253,7 \text{ m}; L_2 = 3256,3 \text{ m}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{1253,7}{1,1} = 1139,72 \text{ m} \\ L_{r2} = \frac{3256,3}{1,1} = 2960,27 \text{ m} \end{cases}$$

b. La vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{4 * 0,00752}{\pi * 0,075^2} = 1,702 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0.00752}{\pi * 0.09^2} = 1.182 \text{m/s}$$

Donc :

Le tronçon RT –R2 (Lachbour) est composé de deux conduites de diamètre 90mm et 75 mm des longueurs respectivement 1139.72 m et 2960.27m.

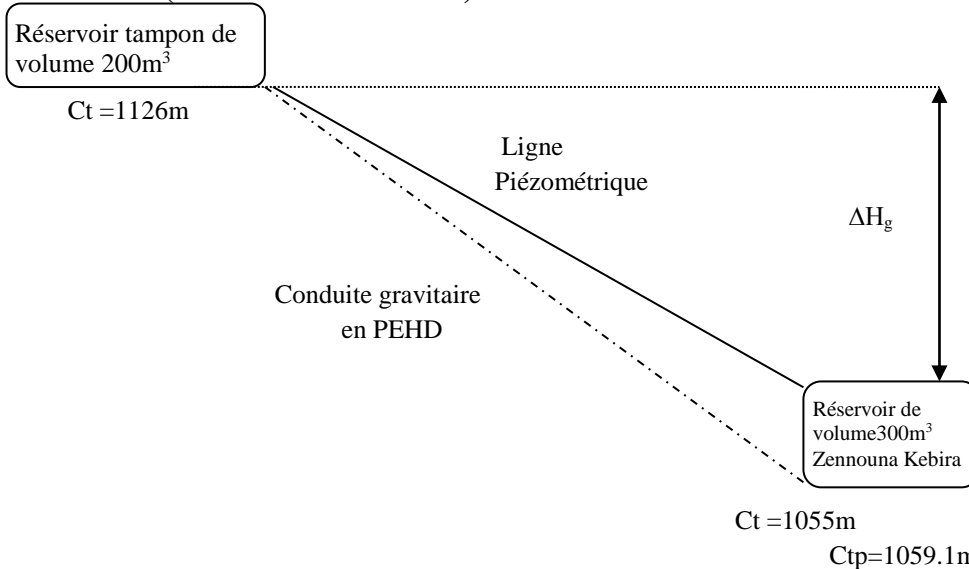
Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.13

**Tableau IV.13.** Frais d'investissement des conduites gravitaires

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R2 Lachbour</b>	90	571.69	1139.72	651566.53
	75	473.63	2960.27	1402072.68
<b>Investissement (DA)</b>	2053639.21			

La nature de cette conduite : PEHD PN16

**IV.5.2.3- la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R3 Zennouna Kebira) de volume 300 m<sup>3</sup>**



**Figure IV.9.** L'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 300 m<sup>3</sup>

Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 lachbour) de volume 300 m<sup>3</sup>.

Les deux réservoirs étant déjà implantés

- Le réservoir tampon de volume de 200 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1126m
- Le réservoir de volume de 300 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1055m

-Le débit véhiculé par la conduite gravitaire est :

$$Q = Q_{RT} - (Q_{\text{sortie vers lachbour}} + Q_{\text{sortie vers makhemra}})$$

$$Q = 19 - (7.52 + 4.56) = 6.92 \text{ l/s.}$$

-Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers zennouna kebira}} = 6.92 \text{ l/s}$  : c'est le débit sortant du réservoir tampon.

-Le débit à partir de la station de pompage est de  $Q_{\text{Entrée}} = 19 \text{ l/s}$  : c'est le débit entrant du réservoir tampon.

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 2500 = 2750 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = C_{TN} - C_{tp} = 1126 - 1055 = 71 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = 1126 - 1055 = 71 \text{ m}$$

**Tableau IV.14.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	Dcalculé (mm)
1-4	6.92	2500	2750	71	79.71

$$D_1 = 75 \text{ mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 90 \text{ mm}$$

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^* L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^* L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

On suppose que:

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 90 \text{ mm}$  et  $D_2 = 75 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,00752)^2 \left( \frac{L_1}{0,09^5} + \frac{L_2}{0,075^5} \right) = 71 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 2750 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 935.1 \text{ m}; L_2 = 1814.9 \text{ m}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{935.1}{1,1} = 850.09 \text{ m} \\ L_{r2} = \frac{1814.9}{1,1} = 1649.91 \text{ m} \end{cases}$$

b. La vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{4 * 0,00692}{\pi * 0,075^2} = 1.57 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0,00692}{\pi * 0,09^2} = 1.09 \text{ m/s}$$

Donc :

Le tronçon RT –R2 (Lachbour) est composé de deux conduites de diamètre 90mm et 75 mm des longueurs respectivement 850.09m et 1649.91m.

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.15

**Tableau IV.15.** Frais d'investissement des conduites gravitaires

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R3 Zennouna kebira</b>	90	392.50	850.09	33660.33
	75	329.13	1649.91	543034.88
<b>Investissement (DA)</b>	576695.21			

La nature de cette conduite : PEHD PN10

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

Par refoulement avec une longueur totale des conduites de 6.42 km et de diamètre 160 mm.

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 8.99km divisé par trois parties, la longueur de la 1<sup>ère</sup> partie gravitaire est 2.4km des diamètres (de75mm, 63mm).

La longueur de la 2<sup>ème</sup> partie gravitaire est 4.1km des diamètres (de90mm, 75mm).

La longueur de la 3<sup>ème</sup> partie gravitaire est 2.5km des diamètres (de90mm, 75mm)

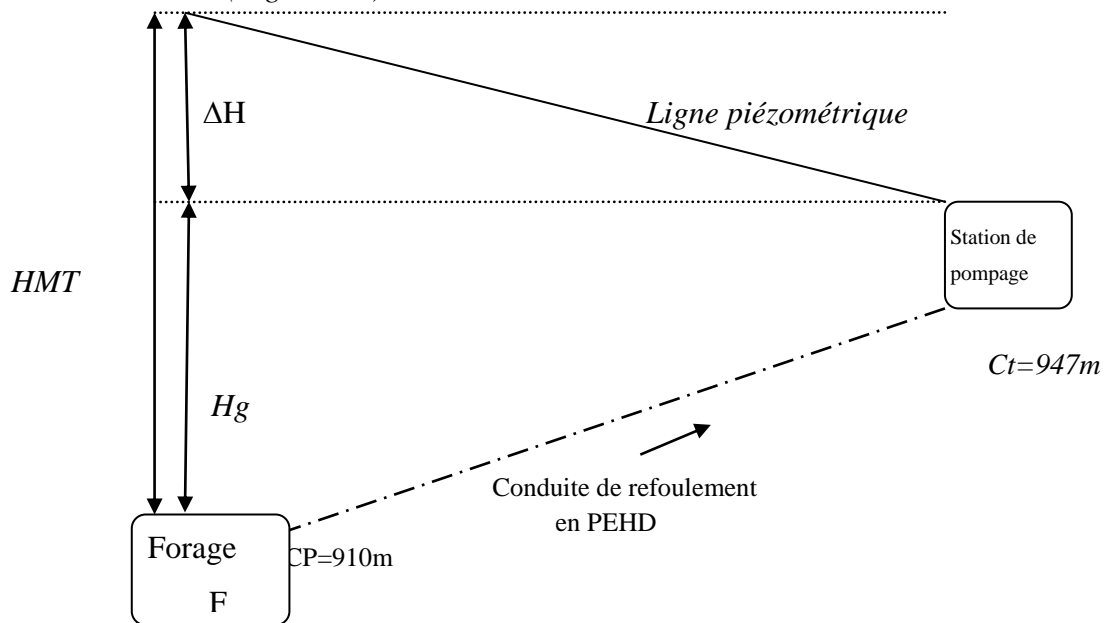
**IV.6. Variante N°2 :****IV.6.1. Détermination des diamètres économiques pour la conduite de refoulement**

On a la longueur de conduite de refoulement supérieur à 1 Km

Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN

**IV.6.1.1. Refoulement : F-SP:**

Calcul de l'adduction en Refoulement reliant le forage F1 au Réservoir de volume  $200 \text{ m}^3$  en Fonte (Figure 3.1)



**Figure IV.10.** l'adduction en refoulement : Forage F1 – Station de reprise.

**Tronçon Forage – sp :**

- $Q = 0.0228 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1260 \text{ m}$
- $H_g = 37 \text{ m}$
- $D_{\text{C Bonnini}} = 151 \text{ mm}$ .
- Le fonctionnement de la pompe est de (20) heures

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux **IV.16, IV.17, IV.18, IV.19 :**

**Tableau IV.16.** Calcul de la Hauteur Manométrique Totale(HMT)"Conduites en PEHD"

Tronçon	D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta$ Hi(m)	$\Delta$ Ht(m)	HMT(m)
Forage F- Station de pompage	125	0,0228	1,859	0,019	1260	33.564	36,921	73,921
	160	0,0228	1,135	0,018	1260	9.222	10,144	47,144
	200	0,0228	0,726	0,017	1260	2.873	3,160	40,160
	250	0,0228	0,465	0,016	1260	0.896	0,986	37,986
	315	0,0228	0,293	0,015	1260	0.268	0,295	37,295
	400	0,0228	0,182	0,015	1260	0.077	0,085	37,085

**Tableau IV.17.** Frais d'exploitation "Conduites en PEHD"

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
125	20.1630066	3974128.606	20784692.61
160	12.8593793	2534583.661	13255872.55
200	10.9542763	2159087.855	11292029.48
250	10.3611685	2042186.314	10680634.42
315	10.1728672	2005072.118	10486527.18
400	10.1155303	1993771.029	10427422.48

**Tableau IV.18** Frais d'amortissement "Conduites en PEHD"

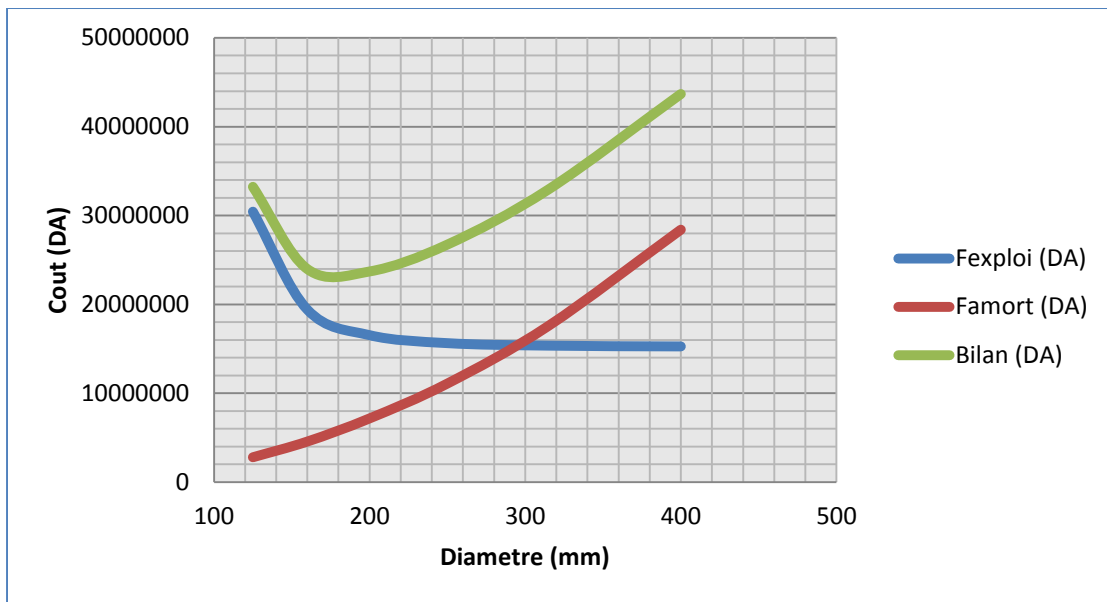
D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
125	631,13	1260	795223,8
160	1 033,79	1260	1302575,4
200	1 617,42	1260	2037949,2
250	2 510,95	1260	3163797
315	4 003,95	1260	5044977
400	6 424,42	1260	8094769,2

**Tableau IV.19.** Coût total(Ct) "Conduites en PEHD"

D (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
125	20784692.6	795223,80	21579916.41
160	13255872.5	1302575,40	14558447.95
200	11292029.5	2037949,20	13329978.68
250	10680634.4	3163797,00	13844431.42
315	10486527.2	5044977,00	15531504.18
400	10427422.5	8094769,20	18522191.68



Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.11 :



**Figure IV.11.** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F-SP)

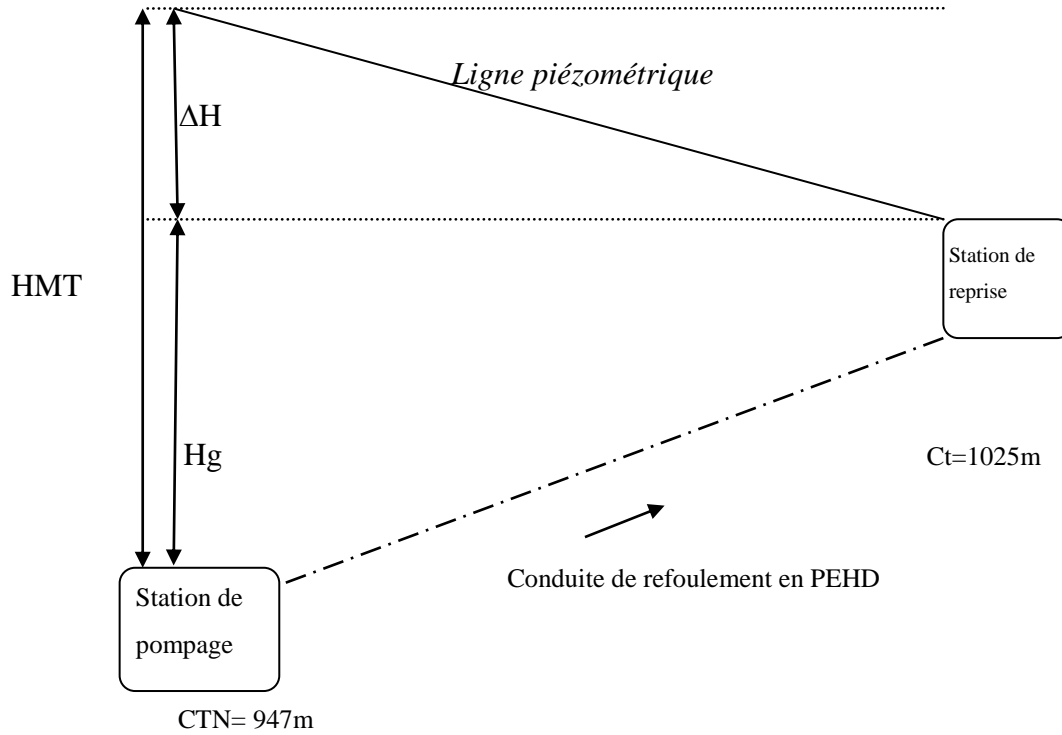
Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de  $V = 0.726\text{m/s}$ .

#### IV.6.1.2. Tronçon Station de pompage- station de reprise

- Calcul de l'adduction par refoulement reliant la station de pompage à la station de reprise (Figure 3.2)

##### Tronçon Station de pompage – Station de reprise

- $Q = 0.0228 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 3990\text{m}$
- $H_g = 78\text{m}$
- $D_{C \text{ Bonnin}} = 151\text{mm}$
- Le fonctionnement de la pompe est de (20) heure



**Figure IV.12.** L'adduction de refoulement : station de pompage – station de reprise

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux **IV.20**, **IV.21**, **IV.22**, **IV.23** :

**Tableau IV.20.** Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) "Conduites en PEHD"

Tronçon	D (mm)	Q (m3/s)	V (m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i(m)$	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
Station de pompage -station de reprise	125	0,0228	1,859	0,019	3990	106,286	116,915	194,915
	160	0,0228	1,135	0,018	3990	29,204	32,124	110,124
	200	0,0228	0,726	0,017	3990	9,097	10,007	88,007
	250	0,0228	0,465	0,016	3990	2,837	3,121	81,121
	315	0,0228	0,293	0,015	3990	0,850	0,935	78,935
	400	0,0228	0,182	0,015	3990	0,245	0,269	78,269

**Tableau IV.21.** Frais d'exploitation "Conduites en PEHD"

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
125	53.1661917	10479056.39	54805464.91
160	30.0380385	5920497.394	30964201.37
200	24.0052123	4731427.341	24745364.99
250	22.1270377	4361239.129	22809280.64
315	21.5307501	4243710.842	22194607.7
400	21.3491835	4207924.058	22007442.83

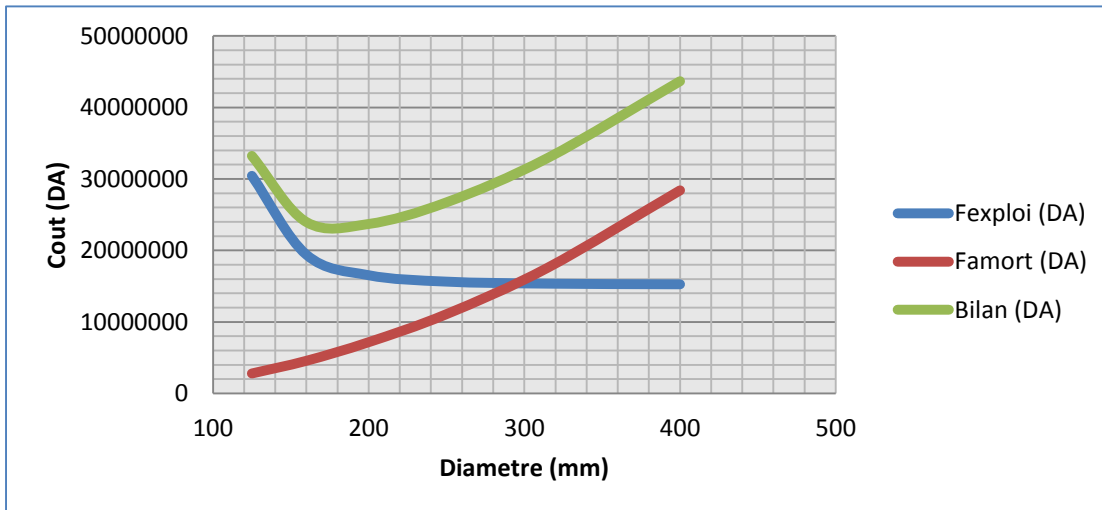
**Tableau IV.22.** Frais d'amortissement "Conduites en PEHD"

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
125	631,13	3990	2518208,7
160	1 033,79	3990	4124822,1
200	1 617,42	3990	6453505,8
250	2 510,95	3990	10018690,5
315	4 003,95	3990	15975760,5
400	6 424,42	3990	25633435,8

**Tableau IV.23.** Cout total "Conduites en PEHD"

D (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
125	54805464.9	2518208,70	57323673.61
160	30964201.4	4124822,10	35089023.47
200	24745365	6453505,80	31198870.79
250	22809280.6	10018690,50	32827971.14
315	22194607.7	15975760,50	38170368.20
400	22007442.8	25633435,80	47640878.63

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.13 :

**Figure IV.13.** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP-SR)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de  $V = 0.726\text{m/s}$ .

### IV.6.1.3. Tronçon Station de reprise- Réservoir Tampon

Calcul de l'adduction par refoulement reliant la station de reprise au Réservoir tampon de volume  $200 \text{ m}^3$  en PEHD (Figure 3.2).

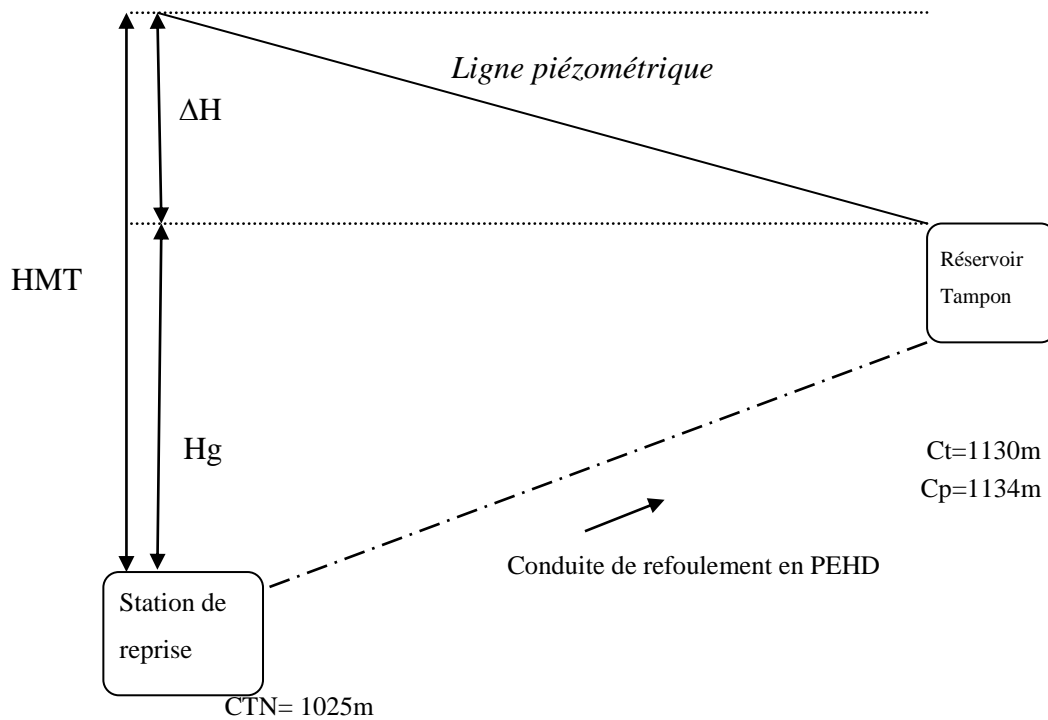


Figure IV.14. L'adduction de refoulement : station de pompage – station de reprise

#### Tronçon Station de reprise- Réservoir Tampon

- $Q = 0.0228 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1232\text{m}$
- $H_g = 99 \text{ m}$
- $D_{\text{Bonnin}} = 151\text{mm}$
- Le fonctionnement de la pompe est de (20) heures

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.24, IV.25, IV.26, IV.27 :

**Tableau IV.24.** Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) "Conduites en PEHD"

Tronçon	D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
Station de reprise -Réservoir tampon	125	0,0228	1,859	0,019	1232	32,82	36,10	135,10
	160	0,0228	1,135	0,018	1232	9,02	9,92	108,92
	200	0,0228	0,726	0,017	1232	2,81	3,09	102,09
	250	0,0228	0,465	0,016	1232	0,88	0,96	99,96
	315	0,0228	0,293	0,015	1232	0,26	0,29	99,29
	400	0,0228	0,182	0,015	1232	0,08	0,08	99,08

**Tableau IV.25.** Frais d'exploitation "Conduites en PEHD"

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
125	36.8506969	7263272.356	37986914.42
160	29.7093724	5855717.299	30625401.47
200	27.846605	5488565.844	28705199.36
250	27.2666774	5374262.115	28107390.86
315	27.0825605	5337972.679	27917597.11
400	27.0264978	5326922.725	27859805.85

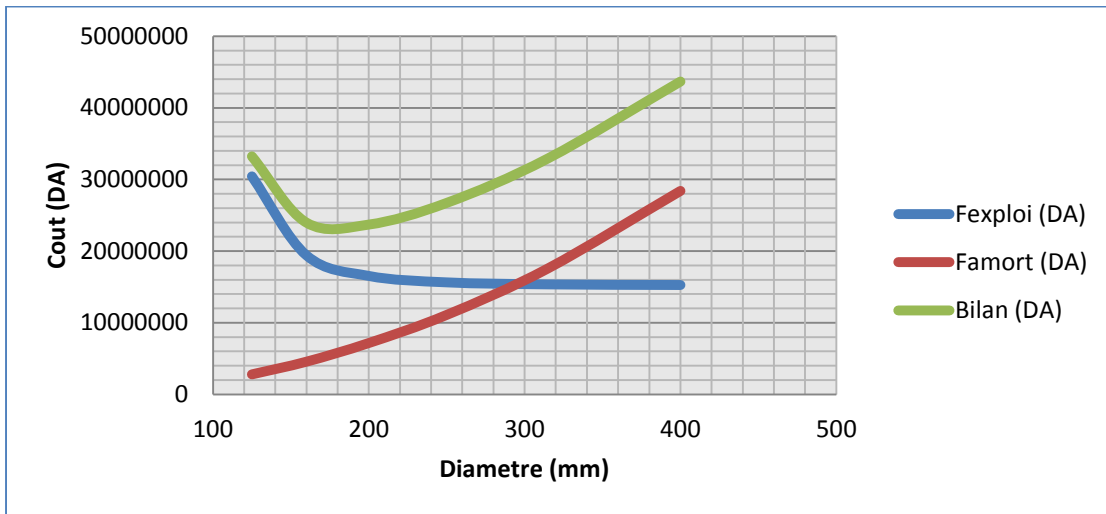
**Tableau IV.26.** Frais d'amortissement "Conduites en PEHD"

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
125	934,26	1232	1151008,32
160	1 526,93	1232	1881177,76
200	2 397,85	1232	2954151,20
250	3 709,88	1232	4570572,16
315	5 881,51	1232	7246020,32
400	9 500,90	1232	11705108,80

**Tableau IV.27 :** Cout total "Conduites en PEHD"

D (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
125	37986914.4	1151008,32	39137922.74
160	30625401.5	1881177,76	32506579.23
200	28705199.4	2954151,20	31659350.56
250	28107390.9	4570572,16	32677963.02
315	27917597.1	7246020,32	35163617.43
400	27859805.9	11705108,80	39564914.65

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.15 :



**Figure IV.15.** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SR-RT)

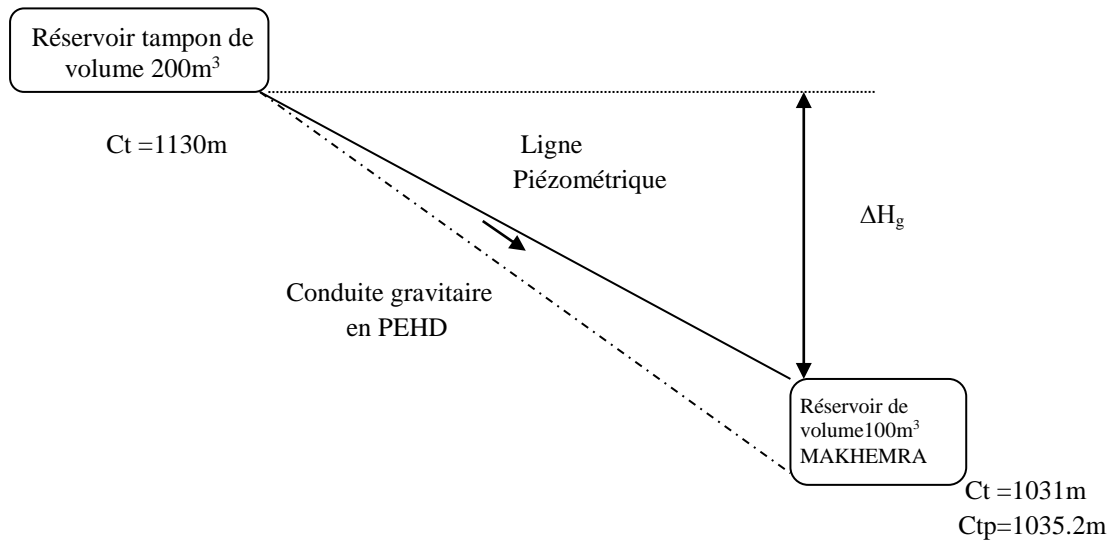
Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de  $V = 0.726\text{m/s}$ .

**Tableau IV.28 .** Choix final des diamètres économiques

Tronçon	Nature de la conduite	DN (mm)	PN	L (m)	V (m/s)
Forage F- Station de pompage	PEHD	200	10	1260	0.726
Station de pompage -Station de reprise	PEHD	200	10	3990	0.726
Station de reprise – Réservoir Tampon	PEHD	200	16	1232	0.726

**IV.6.2. Etude de l'adduction gravitaire**

**IV.6.2.1. la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 makhemra) de volume 100 m<sup>3</sup>**



**Figure IV.16.** L'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 100 m<sup>3</sup>

Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 makhemra) de volume 100 m<sup>3</sup>.

Les deux réservoirs étant déjà implantés

-Le réservoir tampon de volume de 200 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1130m

-Le réservoir de volume de 100 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1031m

-Le débit véhiculé par la conduite gravitaire est :

$$Q = Q_{RT} - (Q_{\text{sortie vers lachbour}} + Q_{\text{sortie vers zennouna kebira}})$$

$$Q = 19 - (7.52 + 6.92) = 4.56 \text{ l/s.}$$

-Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers Makhemra}} = 4.56 \text{ l/s}$  : c'est le débit sortant du réservoir tampon.

-Le dédit à partir de la station de pompage est de  $Q_{\text{Entrée}} = 19 \text{ l/s}$  : c'est le débit entrant du réservoir tampon.

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 2405.16 = 2646.16 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - C_{tp} R.makhemra$$

$$\Delta H_d = 1130 - 1035.2 = 94.8 \text{ m}$$

**Tableau IV.29.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	Dcalculé (mm)
1-2	4.56	2405.16	2646.16	94.8	63.18

$$D_1 = 63\text{mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 75\text{mm}$$

On suppose que:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 75 \text{ mm}$  et  $D_2 = 63 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0.00456)^2 \left( \frac{L_1}{0,075^5} + \frac{L_2}{0,063^5} \right) = 94.8m \\ L_1 + L_2 = 2646.16m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 805.8m; L_2 = 1840.36m$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{805.8}{1,1} = 732.55m \\ L_{r2} = \frac{1840.36}{1,1} = 1673.05m \end{cases}$$

b. La vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{4 * 0.00456}{\pi * 0,063^2} = 1.46\text{m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0.00456}{\pi * 0,075^2} = 1.032\text{m/s}$$

Donc :

Le tronçon RT –R1 (Makhemra) est composé de deux conduites de diamètre 75mm et 63 mm des longueurs respectivement 732.55 m et 1673.05m.

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.30

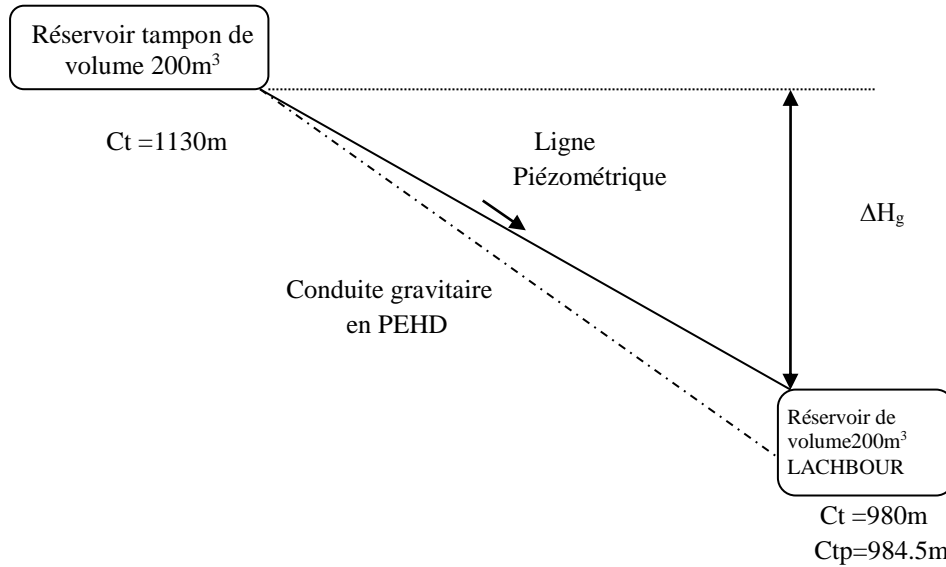
**Tableau IV.30.** Frais d'investissement des conduites gravitaires

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R1 makhemra</b>	75	329.13	732.55	241104.18
	63	232.79	1673.05	389469.31
<b>Investissement (DA)</b>	630573.49			

La nature de cette conduite : PEHD PN10



**IV.6.2.2. la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R2 Lachbour) de volume 200 m<sup>3</sup>**



**Figure IV.17.** L'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 200 m<sup>3</sup>

Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 lachbour) de volume 200 m<sup>3</sup>.

Les deux réservoirs étant déjà implantés

-Le réservoir tampon de volume de 200 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1130m

-Le réservoir de volume de 200 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 980m

-Le débit véhiculé par la conduite gravitaire est :

$$Q = Q_{RT} - (Q_{\text{sortie vers makhemra}} + Q_{\text{sortie vers zennouna kebira}})$$

$$Q = 19 - (4.56 + 6.92) = 7.52 \text{ l/s.}$$

-Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers lachbour}} = 7.52 \text{ l/s}$  : c'est le débit sortant du réservoir tampon.

-Le dédit à partir de la station de pompage est de  $Q_{\text{Entrée}} = 19 \text{ l/s}$  : c'est le débit entrant du réservoir tampon.

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 4105.16 = 4515.68 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - C_{tp_{R.Lachbour}}$$

$$\Delta H_d = 1130 - 980 = 150 \text{ m}$$

**Tableau IV.31.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	Dcalculé (mm)
1-3	7.52	4105.16	4515.68	150	78.36

$$D_1 = 75\text{mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 90\text{mm}$$

On suppose que:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^*L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^*L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 90\text{ mm}$  et  $D_2 = 75\text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0.00752)^2 \left( \frac{L_1}{0,09^5} + \frac{L_2}{0,075^5} \right) = 150m \\ L_1 + L_2 = 4515.68m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 1255.8m; L_2 = 3259.88m$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{1255.8}{1,1} = 1141.64m \\ L_{r2} = \frac{3259.88}{1,1} = 2963.53m \end{cases}$$

b. La vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{4 * 0.00752}{\pi * 0,075^2} = 1.702\text{m/s}$$

$$V = \frac{4 * 0.00752}{\pi * 0,09^2} = 1.182\text{m/s}$$

Donc :

Le tronçon RT –R2 (Lachbour) est composé de deux conduites de diamètre 90mm et 75 mm des longueurs respectivement 1139.72 m et 2960.27m.

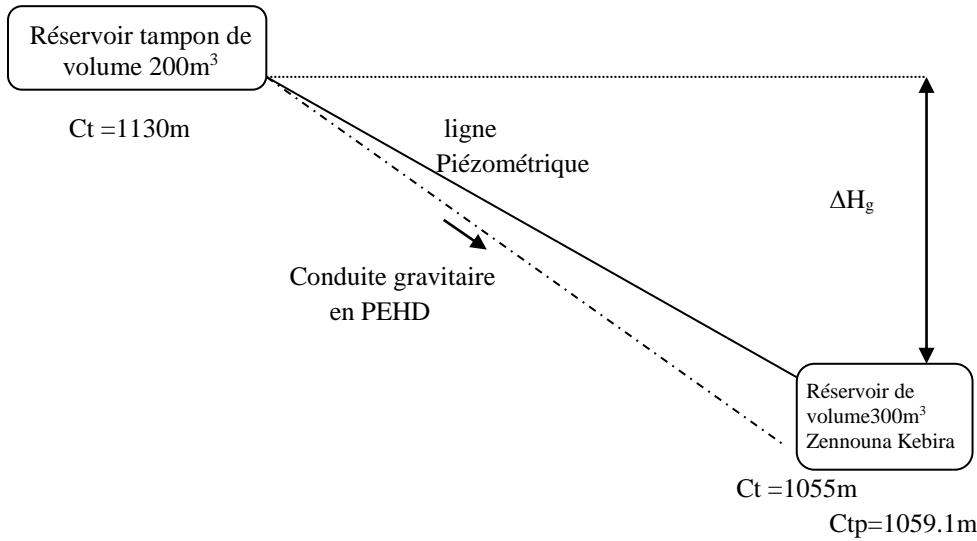
Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.32

**Tableau IV.32.** Frais d'investissement des conduites gravitaires

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R2 Lachbour</b>	90	571.69	1141.64	652664.17
	75	473.63	2963.53	1403616.71
<b>Investissement (DA)</b>	2056280.88			

La nature de cette conduite : PEHD PN16

**IV.6.2.3. la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R3 Zennouna Kebira) de volume 300 m<sup>3</sup>**



**Figure IV.18.** L'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 300 m<sup>3</sup>

Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R1 lachbour) de volume 300 m<sup>3</sup>.

Les deux réservoirs étant déjà implantés

- Le réservoir tampon de volume de 200 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1130m
- Le réservoir de volume de 300 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 1055m
- Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers zennouna kebira}} = 6.92 \text{ l/s}$  : c'est le débit sortant du réservoir tampon.
- Le dédit à partir de la station de pompage est de  $Q_{\text{Entrée}} = 19 \text{ l/s}$  : c'est le débit entrant du réservoir tampon.
- La longueur entre le réservoir tampon de volume de 200 m<sup>3</sup> et le réservoir de volume de 300m<sup>3</sup> est de 2562.72m.

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 2562.72 = 2818.99 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = CTN_{RT} - Ctp_{R.Zennounakebira}$$

$$\Delta H_d = 1130 - 1055 = 75 \text{ m}$$

**Tableau IV.33.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	Dcalculé (mm)
1-4	6.92	2562.72	2818.99	75	79.23

$$D_1 = 75 \text{ mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 90 \text{ mm}$$

On suppose que:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K' * L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 90$  mm et  $D_2 = 75$  mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (0,00752)^2 \left( \frac{L_1}{0,09^5} + \frac{L_2}{0,075^5} \right) = 75m \\ L_1 + L_2 = 2818,99m \end{cases} \Rightarrow L_1 = 960,74m; L_2 = 1858,25m$$

D'autre part on a :

$$\begin{cases} L_{r1} = \frac{960,74}{1,1} = 873,4m \\ L_{r2} = \frac{1858,25}{1,1} = 1689,32m \end{cases}$$

b. La vitesse d'écoulement

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

$$V = \frac{4 * 0,00692}{\pi * 0,075^2} = 1,57m/s$$

$$V = \frac{4 * 0,00692}{\pi * 0,09^2} = 1,09m/s$$

Donc :

Le tronçon RT –R2 (Lachbour) est composé de deux conduites de diamètre 90mm et 75 mm des longueurs respectivement 873.4m et 1689.32m.

Le frai d'investissement de la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon de volume 200 m<sup>3</sup> et le réservoir (R3 Zennouna Kebira) de volume 300 m<sup>3</sup>.

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.34

**Tableau IV.34.** Frais d'investissement des conduites gravitaires

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>RT-R3 Zennouna kebira</b>	90	392.50	873.4	342809.5
	75	329.13	1689.32	556005.89
<b>Investissement (DA)</b>	<b>898815.39</b>			

La nature de cette conduite : PEHD PN10

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

Par refoulement avec une longueur totale des conduites de 6.48 km et de diamètre 200 mm.

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 9.07km divisé par trois parties, la longueur de la 1<sup>ère</sup> partie gravitaire est 2.41km des diamètres (de75mm, 63mm). La longueur de la 2<sup>ème</sup> partie gravitaire est 4.11km des diamètres (de90mm, 75mm). La longueur de la 3<sup>ème</sup> partie gravitaire est 2.56km des diamètres (de90mm, 75mm)

#### IV.7.Comparaison entre les deux variantes

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans les tableaux suivant

**Tableau IV.35** . Les résultats da la variant 1.

Tronçons	L(m)	Q (l/s)	D (mm)	Nature	Frais (DA)	La partie
Forage – station de pompage	3430	22.8	200	PEHD PN10	25961755.04	<i>Refoulement</i>
Station de pompage- Réservoir Tampon	2990	22.8	200	PEHD PN20	53141496.53	
Total e					<b>79103251.57</b>	
Réservoir Tampon- R1 (MAKHEMRA)	730.55	4.56	75	PEHD PN10	240445.92	<i>Gravitaire</i>
	1669.45	4.56	63	PEHD PN16	388631.27	
Réservoir Tampon- R1 (Lachbour)	1139.72	7.52	90	PEHD PN16	651566.53	
	2960.27	7.52	75	PEHD PN10	1402072.68	
Réservoir Tampon- R 3(Zennouna.K)	850.09	6.92	90	PEHD PN10	33660.33	
	1649.91	6.92	75	PEHD PN10	543034.88	
Total e					<b>3259411.61</b>	
<b>Coût Totale (variante 1) DA</b>					<b>82362663.18</b>	

**Tableau IV.36.** Les résultats de la variante 2.

Tronçons	L(m)	Q (L/s)	D (mm)	Nature	Frais (DA)	La partie
Forage – station de pompage	1260	22.8	200	PEHD PN10	13329978.68	<i>Refoulement</i>
Station de pompage- Station de reprise	3990	22.8	200	PEHD PN16	31198870.79	
Station de reprise – Réservoir Tampon	1232.72	22.8	200	PEHD PN16	31659350.56	
Total					<b>76188200.03</b>	
Réservoir Tampon- R1 (MAKHEMRA)	732.55	4.56	75	PEHD PN10	241104.18	<i>Gravitaire</i>
	1673.05	4.56	63	PEHD PN16	389469.31	
Réservoir Tampon- R2 (Lachbour)	1141.64	7.52	90	PEHD PN16	652664.17	
	2963.53	7.52	75	PEHD PN10	1403616.71	
Réservoir Tampon- A	873.4	6.92	90	PEHD PN10	342809.5	
	1689.32	6.92	75	PEHD PN10	556005.89	
Total					<b>3585669.76</b>	
<b>Coût Totale (variante 2) DA</b>					<b>79773869.79</b>	

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le **tableau IV.37**

**Tableau IV.37.** Comparaison entre le coût des deux variantes

variantes	Bilan (exploitation+ amortissement) (DA)	Investissement (DA)	Bilan total (DA)
1	3259411.61	79103251.57	82362663.18
2	3585669.76	76188200.03	79773869.79

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de **la variante N°2**. En revanche cette variante reste toujours la meilleur du point de vue technico-économique. et ce dernier est coûteux.

Le schéma explicatif pour la variante choisies est représenté dans la figure IV.19

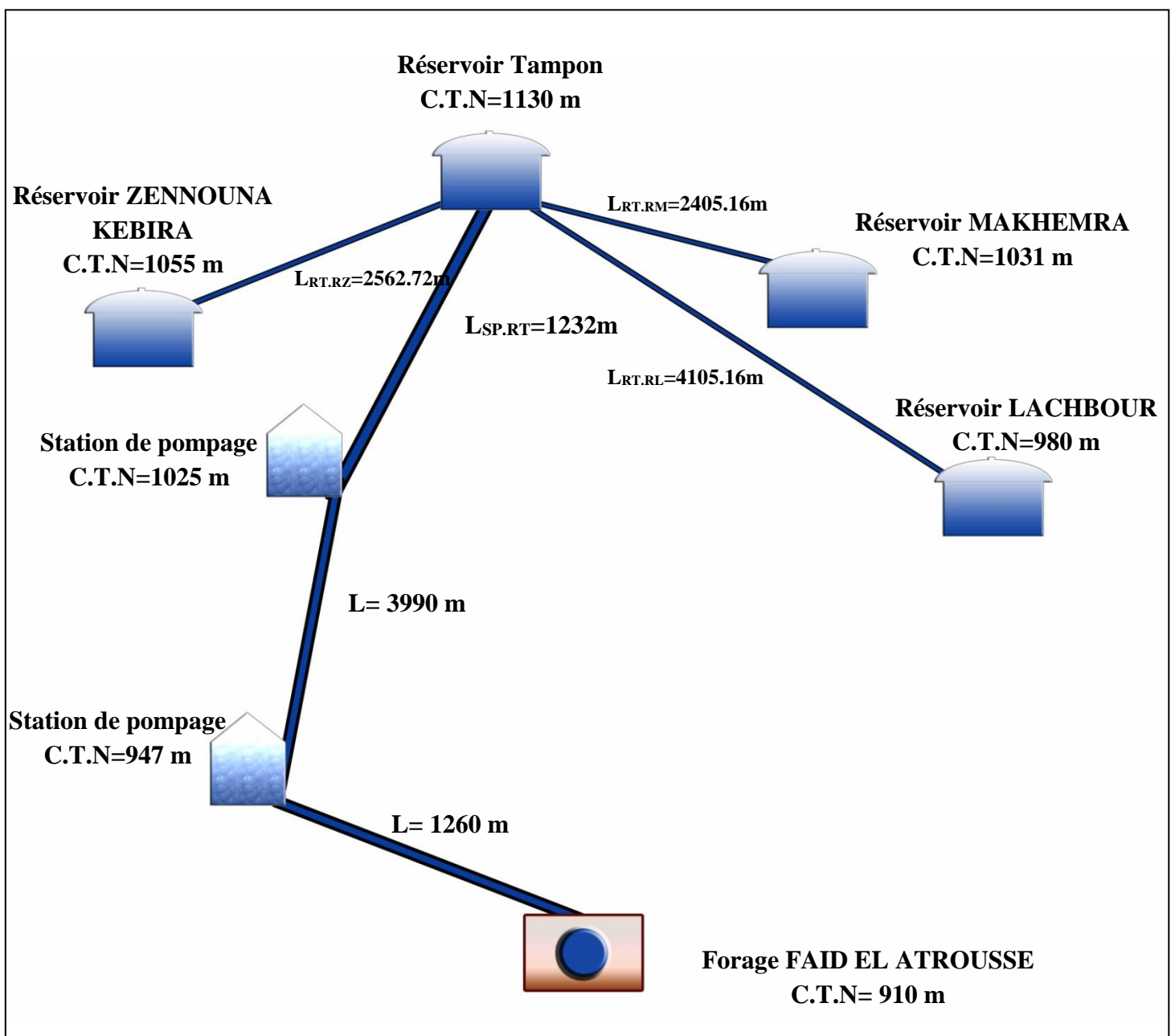


Figure VI.19. Schéma synoptique de la variante la plus économique

### IV.8.Conclusion

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

Par refoulement avec une longueur totale des conduites de 6.42 km et de diamètre 200 mm.

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 8.99km divisé par trois parties, la longueur de la 1<sup>ère</sup> partie gravitaire est 2.4km des diamètres (de75mm, 63mm).

La longueur de la 2<sup>ème</sup> partie gravitaire est 4.1km des diamètres (de90mm, 75mm).

La longueur de la 3<sup>ème</sup> partie gravitaire est 2.4km des diamètres (de90mm, 75mm).

Le dimensionnement des conduites de refoulement à tenir compte des conditions technico-économiques et de la charge disponible pour les conduites gravitaires.

Le Choix des matériaux de canalisation est le PEHD (polyéthylène à haute densité).PEHD PN10 et PEHD PN16



## CHAPITRE V :

---

# Etude de pompage

### V.1. Introduction :

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur.

Dans ce travail nous supposons plusieurs variantes du nombre de pompes, et en fonction des résultats nous choisissons le nombre de pompes qui convient le mieux pour chaque station. Par la suite, nous déterminons le mode de réglage le plus optimal afin d'adapter le débit de la pompe à celui demandé, les stations sont appelées à refouler l'eau vers les réservoirs d'alimentation des dites agglomérations Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira.

### V.2. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.<sup>[3]</sup>  
Elle peut être une pompe soit à axe horizontal soit à axe vertical.

### V.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.

### V.4. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q$  app et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.<sup>[4]</sup>

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

### V.5. Choix du nombre de pompe :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes  $n$  minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)  $r$  minimale.

- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale. <sup>[5]</sup>

### V.5.1. Refoulement F–SP :

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

**Tableau V.1:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP)

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
<b>1</b>	<b>82.1</b>	<b>40.16</b>	<b>PM100/2B</b>	<b>76.2</b>	<b>49.7</b>	<b>1750</b>	<b>2</b>	<b>11.8</b>	<b>2.16</b>
2	45.4	40.16	PM 80/3C	71.8	49.5	1750	3	7.08	1.82
3	28.4	40.16	HMU50-2/3B	70.8	45.8	1750	3	4.5	1.64
4	20.7	40.16	HMU50-1/3B	70.0	44.2	1750	3	4.5	1.60
5	---	---	----	---	---	---	---	---	---

A partir du tableau V.1 on déduit que la variante d'une seule (01) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et le nombre de pompes en parallèle.

### Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe d'une seule pompe (01) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM100/2B.CAPRARI**.<sup>[6]</sup>

### V.5.2. Refoulement SP–SR :

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

**Tableau V.2:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
<b>1</b>	<b>82.1</b>	<b>88.01</b>	<b>PM100/4B</b>	<b>76.5</b>	<b>91.4</b>	<b>1750</b>	<b>3</b>	<b>23.5</b>	<b>2.19</b>
2	48.4	88.01	PM 80/5A	73.8	112	1750	5	16.6	1.87
3	28.5	88.01	HMU50-2/6A	70.7	103	1750	6	9.83	1.64
4	22.7	88.01	HMU50-1/7B	70.5	103	1750	7	8.04	1.6
5	---	---	----	---	---	---	---	---	---

A partir du tableau V.2 on déduit que la variante d'une seule (01) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et le nombre de pompes en parallèle.

**Conclusion:**

On opte pour un nombre de pompe d'une seule pompe (01) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM100/4B .CAPRARI**.

**V.5.3. Refoulement SR–RT :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.3 :

**Tableau V.3:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	82.1	102.09	PM65/2A	73.9	139	1750	7	45.5	1.81
2	45.5	102.09	PM80/9D	71.3	128	1750	9	18.1	1.82
<b>3</b>	<b>27.4</b>	<b>102.09</b>	<b>HM50-2/7A</b>	<b>70.4</b>	<b>117</b>	<b>1750</b>	<b>7</b>	<b>10.9</b>	<b>1.60</b>
4	22.8	102.09	HM50-1/8B	70.5	118	1750	8	9.21	1.60
5	---	---	----	---	---	---	---	---	---

A partir du tableau V.3 on déduit que la variante de trois pompes (03) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, puissance absorbé minimale et le (NPSH)<sub>r</sub> minimale.

**Conclusion:**

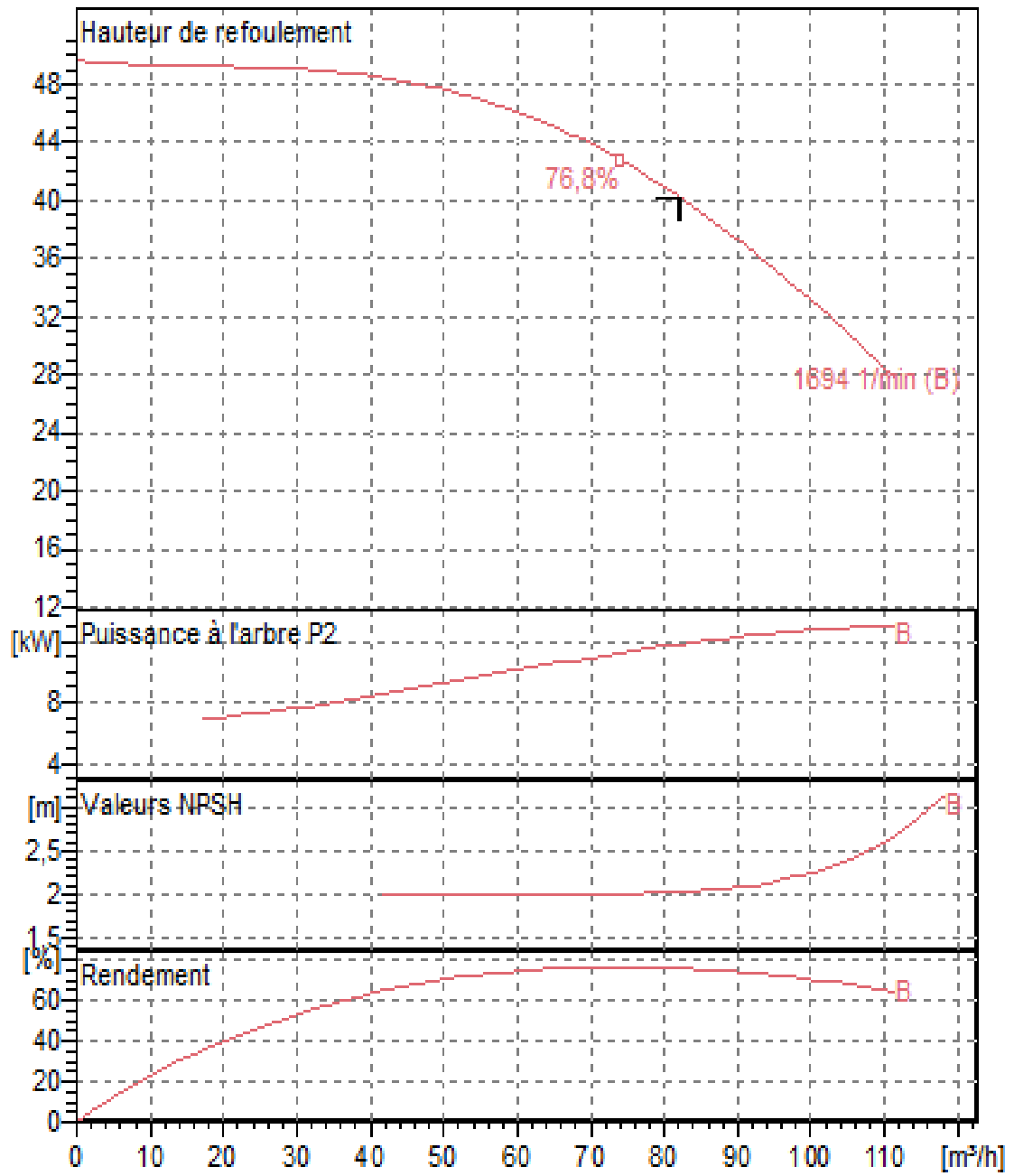
On opte pour un nombre de pompe de trois pompes (03) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces deux (04) pompes sont identiques de type **HM50-2/7A .CAPRARI**.

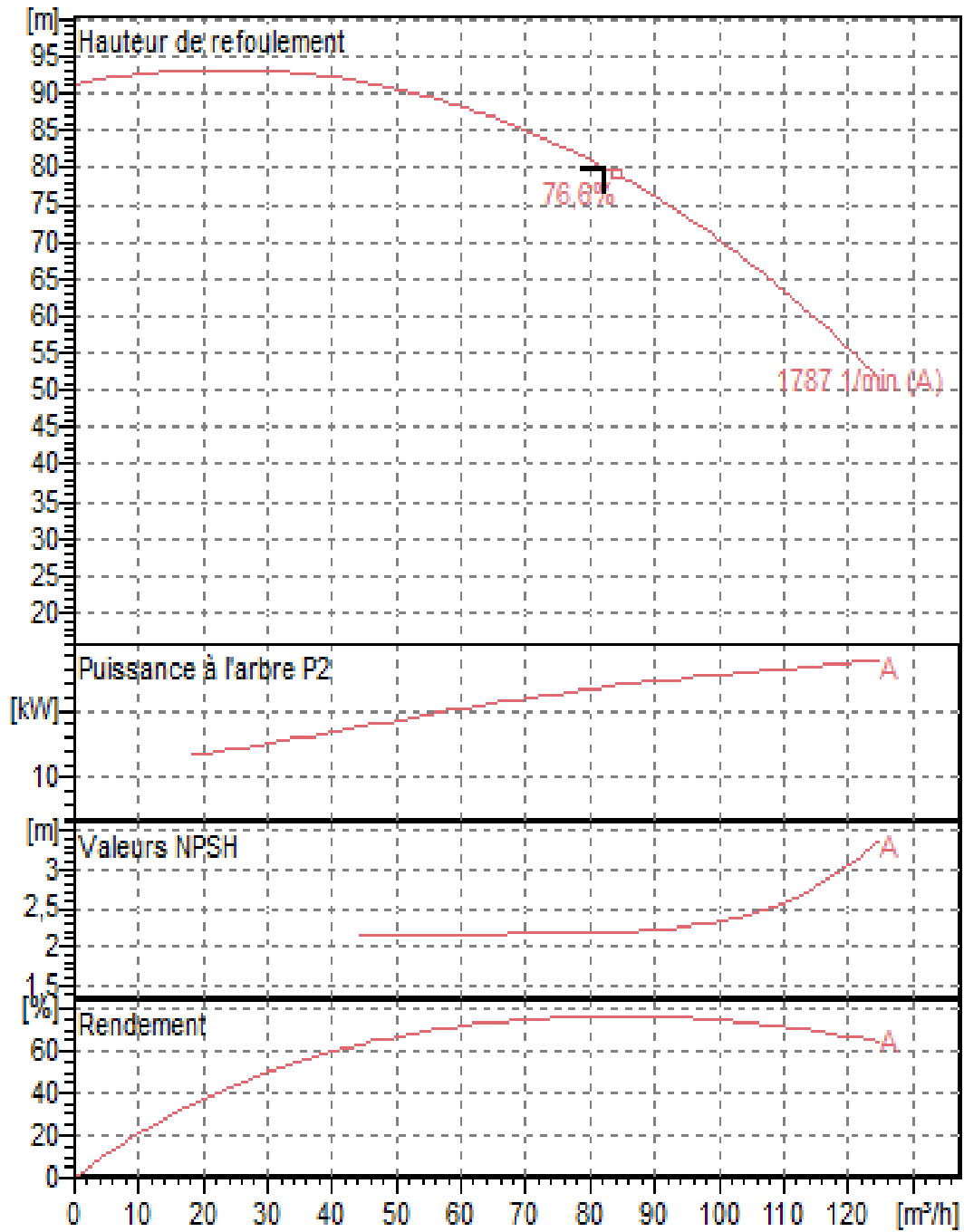
**V.6. Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P<sub>abs</sub> - Q], [ $\eta_p$  - Q] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

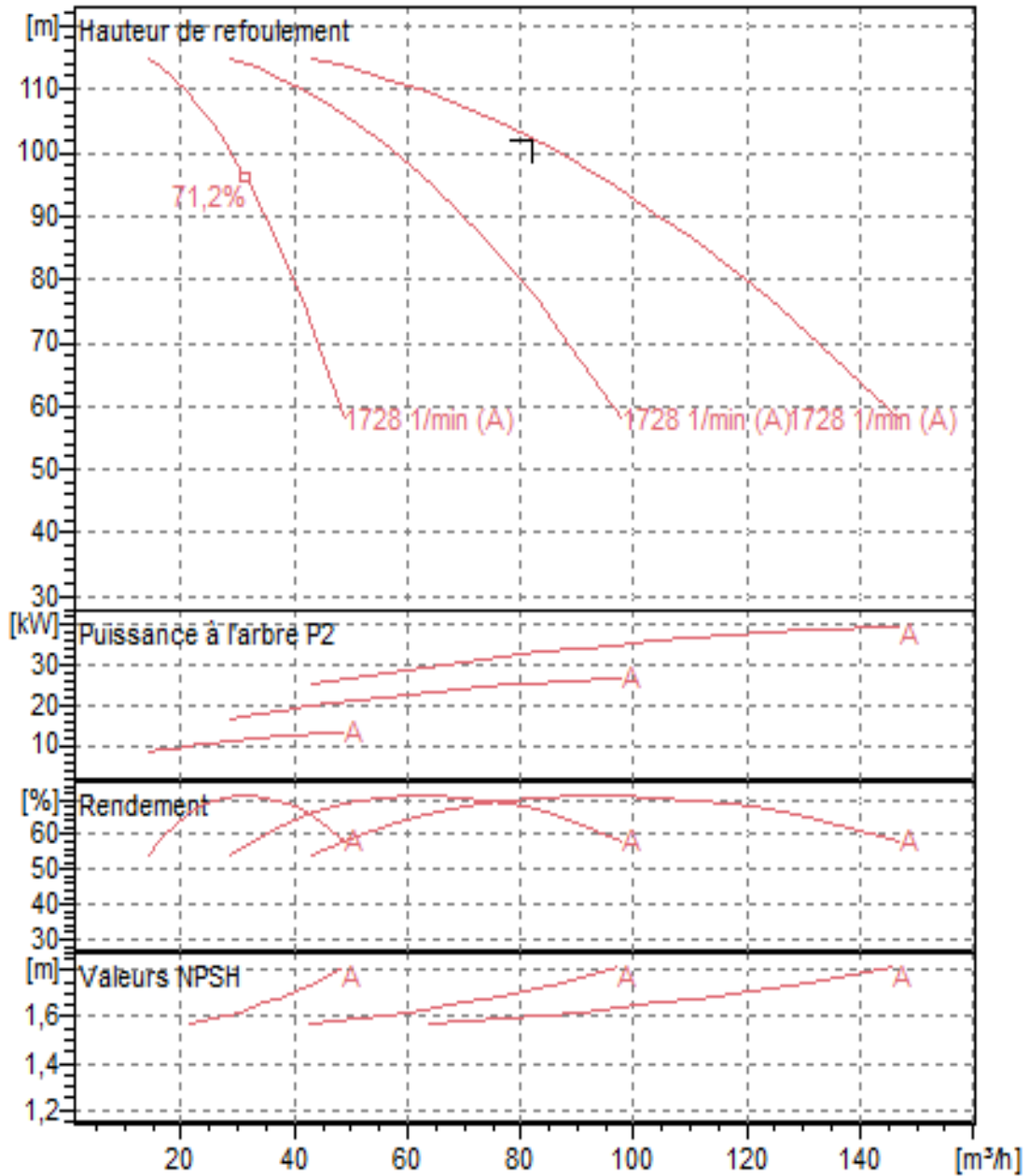
Ces courbes sont Représentées par la figure V.3 pour la première station de pompage et la figure V.4 pour la deuxième station.



**Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/2B.CAPRARI.**



**Figure V.2** : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type **PM100/4B.CAPRARI**.



**Figure V.3** : Les courbes caractéristiques de la pompe (SR) de type **HM50-2/7A.CAPRARI**.

### V. 7. Point de fonctionnement :

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H<sub>c</sub>-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

#### ➤ Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

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

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m)

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

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

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

$Q$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

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

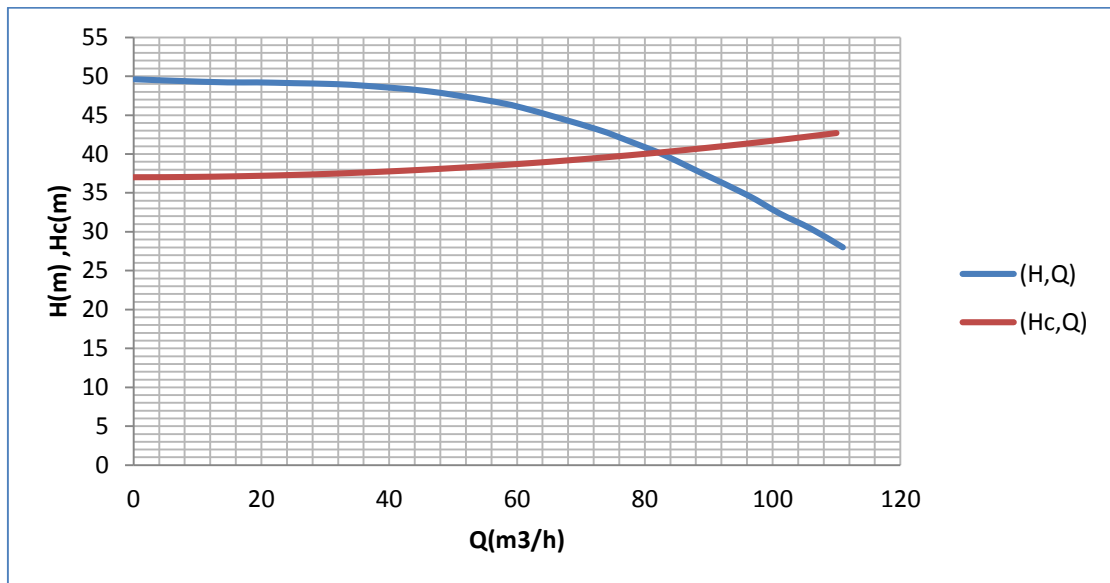
$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)



**V.7.1. Refoulement Forage - Station de pompage :****Tableau V.4:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F-SP)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	37	1260	200	0.017	0	0	37
2	5	37	1260	200	0.017	0.01067988	0.01174786	37.0117479
3	10	37	1260	200	0.017	0.0427195	0.04699145	37.0469915
4	15	37	1260	200	0.017	0.09611888	0.10573076	37.1057308
5	20	37	1260	200	0.017	0.170878	0.1879658	37.1879658
6	25	37	1260	200	0.017	0.26699688	0.29369657	37.2936966
7	30	37	1260	200	0.017	0.38447551	0.42292306	37.4229231
8	35	37	1260	200	0.017	0.52331389	0.57564527	37.5756453
9	40	37	1260	200	0.017	0.68351201	0.75186322	37.7518632
10	45	37	1260	200	0.017	0.86506989	0.95157688	37.9515769
11	50	37	1260	200	0.017	1.06798752	1.17478627	38.1747863
12	55	37	1260	200	0.017	1.2922649	1.42149139	38.4214914
13	60	37	1260	200	0.017	1.53790203	1.69169224	38.6916922
14	65	37	1260	200	0.017	1.80489891	1.9853888	38.9853888
15	70	37	1260	200	0.017	2.09325554	2.3025811	39.3025811
16	75	37	1260	200	0.017	2.40297193	2.64326912	39.6432691
17	80	37	1260	200	0.017	2.73404806	3.00745286	40.0074529
18	85	37	1260	200	0.017	3.08648394	3.39513233	40.3951323
19	90	37	1260	200	0.017	3.46027957	3.80630753	40.8063075
20	95	37	1260	200	0.017	3.85543496	4.24097845	41.2409785
21	100	37	1260	200	0.017	4.27195009	4.6991451	41.6991451
22	105	37	1260	200	0.017	4.70982497	5.18080747	42.1808075
23	110	37	1260	200	0.017	5.16905961	5.68596557	42.6859656

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F-SP) et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la figure V.5.



**Figure V.4:** Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

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

$$\begin{cases} Q_A = 82.12 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 82.08 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 40.2 \text{ m} \cong H_{app} = 40.16 \text{ m} \end{cases}$$

$$-10\% Q_A < Q_{app} < +10\% Q_A \implies 73.908 \text{ m}^3/\text{h} < 82.08 \text{ m}^3/\text{h} < 90.332 \text{ m}^3/\text{h}.$$

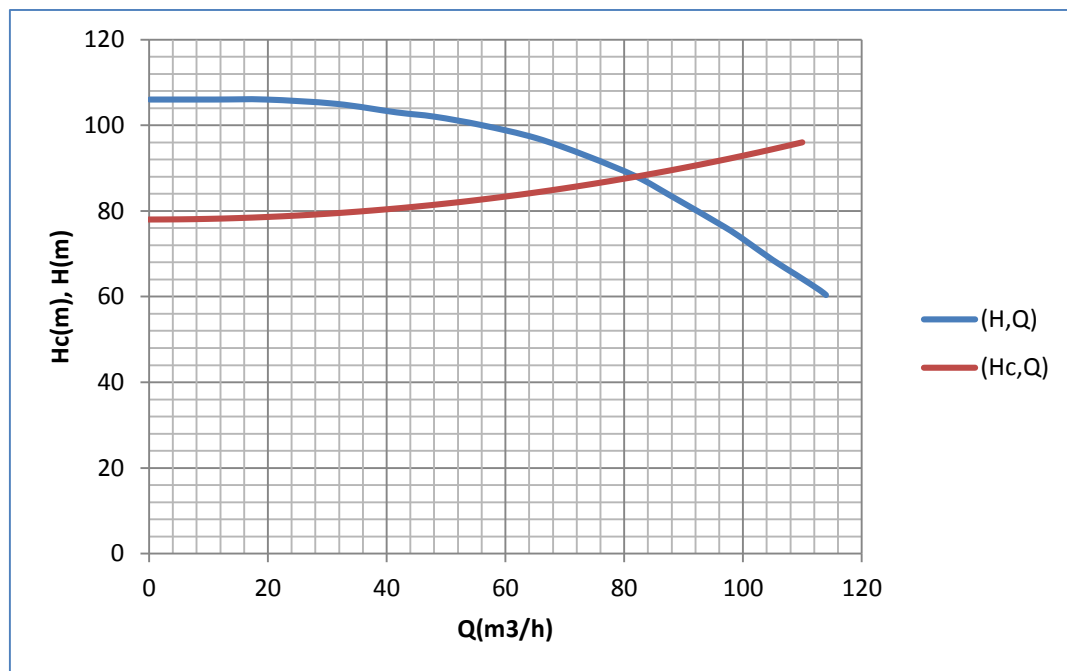
### Conclusion:

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, Sachant le débit se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

**V.7.2. Refoulement Station de pompage - Station de reprise :****Tableau V.5:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-SR)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	78	3990	200	0.017	0.0000	0.0000	78.0000
2	5	78	3990	200	0.017	0.0338	0.0372	78.0372
3	10	78	3990	200	0.017	0.1353	0.1488	78.1488
4	15	78	3990	200	0.017	0.3044	0.3348	78.3348
5	20	78	3990	200	0.017	0.5411	0.5952	78.5952
6	25	78	3990	200	0.017	0.8455	0.9300	78.9300
7	30	78	3990	200	0.017	1.2175	1.3393	79.3393
8	35	78	3990	200	0.017	1.6572	1.8229	79.8229
9	40	78	3990	200	0.017	2.1645	2.3809	80.3809
10	45	78	3990	200	0.017	2.7394	3.0133	81.0133
11	50	78	3990	200	0.017	3.3820	3.7202	81.7202
12	55	78	3990	200	0.017	4.0922	4.5014	82.5014
13	60	78	3990	200	0.017	4.8700	5.3570	83.3570
14	65	78	3990	200	0.017	5.7155	6.2871	84.2871
15	70	78	3990	200	0.017	6.6286	7.2915	85.2915
16	75	78	3990	200	0.017	7.6094	8.3704	86.3704
17	80	78	3990	200	0.017	8.6578	9.5236	87.5236
18	85	78	3990	200	0.017	9.7739	10.7513	88.7513
19	90	78	3990	200	0.017	10.9576	12.0533	90.0533
20	95	78	3990	200	0.017	12.2089	13.4298	91.4298
21	100	78	3990	200	0.017	13.5278	14.8806	92.8806
22	105	78	3990	200	0.017	14.9144	16.4059	94.4059
23	110	78	3990	200	0.017	16.3687	18.0056	96.0056

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-SR) et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la figure V.5.



**Figure V.5:** Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

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

$$\begin{cases} Q_A = 82,58 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 82,08 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 88,01 \text{ m} > H_{app} = 80,007 \text{ m} \end{cases}$$

$$-10\% Q_A < Q_{app} < +10\% Q_A \quad \Rightarrow \quad 74,332 \text{ m}^3/\text{h} < 82,08 \text{ m}^3/\text{h} < 90,838 \text{ m}^3/\text{h}$$

### Conclusion:

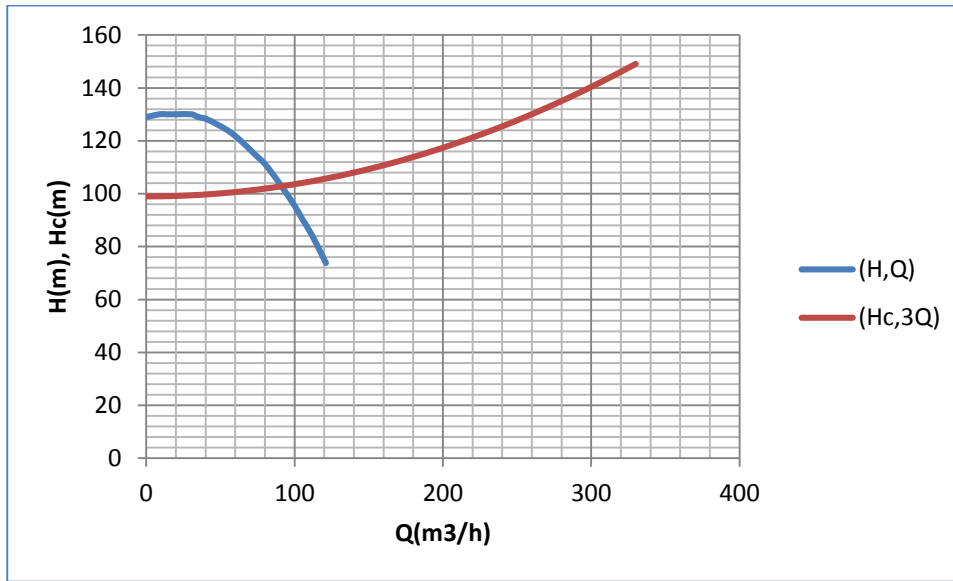
Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, sachant le débit se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

### V.7.3. Refoulement Station de reprise – Réservoir tampon :

Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR-RT).

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3*Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>éc.</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	99	1232	200	0.017	0.0000	0.0000	99.0000
2	5	15	99	1232	200	0.017	0.0940	0.1034	99.1034
3	10	30	99	1232	200	0.017	0.3759	0.4135	99.4135
4	15	45	99	1232	200	0.017	0.8458	0.9304	99.9304
5	20	60	99	1232	200	0.017	1.5037	1.6541	100.6541
6	25	75	99	1232	200	0.017	2.3496	2.5845	101.5845
7	30	90	99	1232	200	0.017	3.3834	3.7217	102.7217
8	35	105	99	1232	200	0.017	4.6052	5.0657	104.0657
9	40	120	99	1232	200	0.017	6.0149	6.6164	105.6164
10	45	135	99	1232	200	0.017	7.6126	8.3739	107.3739
11	50	150	99	1232	200	0.017	9.3983	10.3381	109.3381
12	55	165	99	1232	200	0.017	11.3719	12.5091	111.5091
13	60	180	99	1232	200	0.017	13.5335	14.8869	113.8869
14	65	195	99	1232	200	0.017	15.8831	17.4714	116.4714
15	70	210	99	1232	200	0.017	18.4206	20.2627	119.2627
16	75	225	99	1232	200	0.017	21.1462	23.2608	122.2608
17	80	240	99	1232	200	0.017	24.0596	26.4656	125.4656
18	85	255	99	1232	200	0.017	27.1611	29.8772	128.8772
19	90	270	99	1232	200	0.017	30.4505	33.4955	132.4955
20	95	285	99	1232	200	0.017	33.9278	37.3206	136.3206
21	100	300	99	1232	200	0.017	37.5932	41.3525	140.3525
22	105	315	99	1232	200	0.017	41.4465	45.5911	144.5911
23	110	330	99	1232	200	0.017	45.4877	50.0365	149.0365

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR-RT) et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la figure V.5.



**Figure V.6:** Point de fonctionnement des pompes de la SR

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

$$\begin{cases} Q_A = 90.1 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 82.08 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 103.6 \text{ m} > H_{app} = 102.09 \text{ m} \end{cases}$$

$$-10\% Q_A < Q_{app} < +10\% Q_A \quad \Longrightarrow \quad 81.09 \text{ m}^3/\text{h} < 82.08 \text{ m}^3/\text{h} < 99.11 \text{ m}^3/\text{h}$$

### Conclusion:

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, sachant le débit se trouve dans la plage de bonne fonctionnalité (-10% et +10%) par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

### V.9.Choix du moteur électrique :

#### ✓ Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

#### ✓ Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

Où :

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

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

✓ **Puissance fournie par le moteur :**

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m}$$

Où :

$P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

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

$Q_{App}$  : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;

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

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95) \%$ ,

On prend :  $\eta_m = 93 \%$ .

$K$  : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

**Tableau V.7 :** Coefficient de correction en fonction de la puissance.

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

**V.9.1.Refolement Forage - Station de pompage :**

✓ **Vitesse de rotation du moteur :**

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \quad \Rightarrow \quad N_m = 1950 \text{ tr/min}$$

✓ **Puissance fournie par le moteur :**

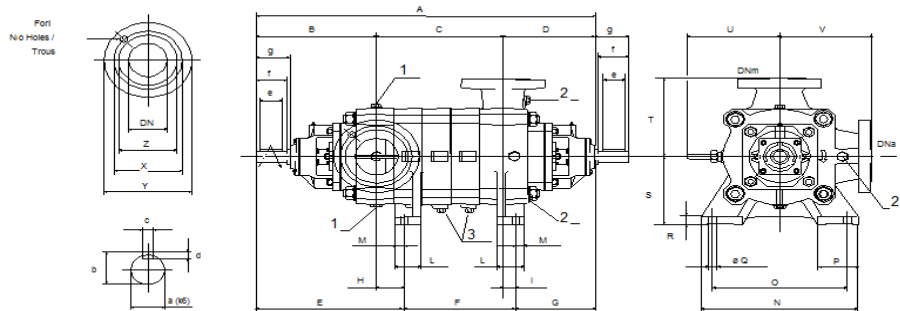
- Le rendement est : 76.2 %.
- La hauteur manométrique totale est : 40.16 m.
- Le débit d'une pompe est : 0.0228 m<sup>3</sup>/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 11.8KW  $\Rightarrow K = 1.2$ .
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9810 * 82.1 * 40.16 * 1.2}{0,762 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 58893.35 \text{KW.}$$

✓ **Caractéristiques du moteur :**

- Fréquence : 60 Hz.
- Tension nominale : 460 V.

- vitesse nominale : 1950 tr/min.
- Nombre de pôles : 4.
- Puissance nominal : 15 KW.
- Courent nominal : -A.
- Type de moteur : 3~.
- Q (l/s) : 22.8 l/s.
- H (m) : 49.7 m.



**Figure V.7:** L’englobement des pompes SP choisies d’après le logiciel CAPRARI

**Tableau V.8 :** Encombrement de la pompe de type PM100/2B.CAPRARI.

Dimensions (mm) PM100/2B			
a= 35	C=170	E=419	g=104
A= 828	D=293	e=70	H=54
b= 365	d=8	F=149	I=33
B=38	DNa=125	f=90	O=400
c=10	DNm=100	G=260	P=117

**V.9.2.Refolement Station de pompage - Station de reprise :**

✓ **Vitesse de rotation du moteur :**

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \quad \Rightarrow \quad N_m = 1950 \text{ tr/min}$$

✓ **Puissance fournie par le moteur :**

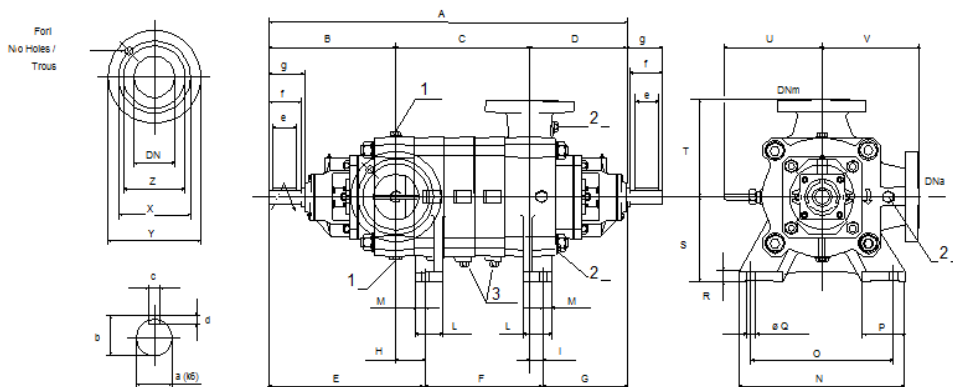
- Le rendement est : 76.5 %.
- La hauteur manométrique totale est : 88.01 m.
- Le débit d’une pompe est : 0.0228 m<sup>3</sup>/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 23.5KW ⇒ K =1.25.
- La puissance du moteur est :

$$AN : \quad P_m = \frac{9810 * 82.1 * 80.007 * 1.25}{0,765 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 121737.07KW.$$



✓ **Caractéristiques du moteur :**

- Fréquence : 60 Hz.
- Tension nominale : 460 V.
- vitesse nominale : 1950 tr/min.
- Nombre de pôles : 4.
- Puissance nominal : 30 KW.
- Courent nominal : F.
- Type de moteur : 3~.
- Q (l/s) : 22.8 l/s.
- H (m) : 49.7 m.



**Figure V.8:** L’encombrement des pompes SP2 choisies d’après le logiciel CAPRARI

**Tableau V.9 :** Encombrement de la pompe de type PM100/4B.CAPRARI.

<b>Dimensions (mm) PM100/4B</b>			
a= 35	C=320	E=419	H=54
A= 978	D=293	e=70	I=33
b= 365	d=8	F=90	N=460
B=38	DNa=125	G=260	O=400
c=10	DNm=100	g=104	P=117

**V.9.3.Refoulement Station de reprise – Réservoir Tampon :**

✓ **Vitesse de rotation du moteur :**

$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min}$   $\implies$   $N_m = 1950 \text{ tr/min}$

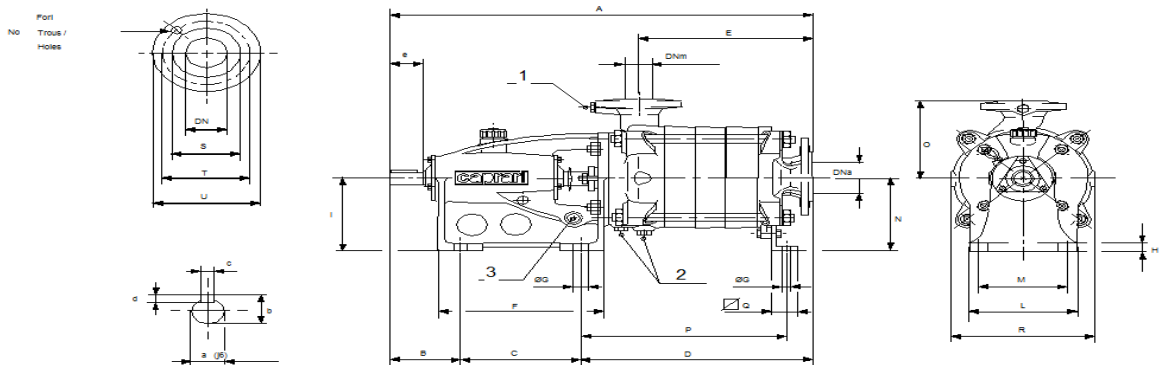
✓ **Puissance fournie par le moteur :**

- Le rendement est : 70.4 %.
- La hauteur manométrique totale est : 102.9 m.
- Le débit d'une pompe est : 0.0228 m<sup>3</sup>/s.
- La puissance absorbée de la pompe est : 10.9KW ⇒ K =1.2.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 82.1 * 102.09 * 1.2}{0,704 * 0,93 * 0,93} \Rightarrow P_m = 162006.43KW.$$

✓ **Caractéristiques du moteur :**

- Fréquence : 60 Hz.
- Tension nominale : 460 V.
- vitesse nominale : 1950 tr/min.
- Nombre de pôles : 4.
- Puissance nominal : 15 KW.
- Courent nominal : -A.
- Type de moteur : 3~.
- Q (l/s) : 22.8 l/s.
- H (m) : 117 m.



**Figure V.9:** L'encombrement des pompes SR choisies d'après le logiciel CAPRARI

**Tableau V.10 :** Encombrement de la pompe de type PM100/2C.CAPRARI.

Dimensions (mm) PM100/4B			
a= 38	C=240	E=516	H=19
A= 1017	D=628	e=80	I=200
b= 41	d=8	F=332	N=200
B=152	DNa=	G=22	O=200
c=10	DNm=	M=180	P=569

**V.10. Etude de cavitation :**

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.<sup>[3]</sup>

**V.10.1 Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:**

- ✓ la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte
- ✓ implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- ✓ vibrations anormales.
- ✓ bruit anormal (pompage de caillou).
- ✓ destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations
- ✓ chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

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

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

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r$$

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

Pour notre calculs, on prend :  $r = 0,3$  m.

**V.10.2. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1,2 - 1,5) d_a$$

$d_a$  : diamètre de la tubulure d'aspiration d'après logiciel (CAPRARI) égale à 125 mm ;

$D_a = 1,5 * 125 = 187,5$  mm. Le diamètre normalisé est égale à 200 mm.

✓ **Vérification de la vitesse :**

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1)$  m/s pour  $D_a \leq 250$  mm
- $V_a = (1 - 1,5)$  m/s pour  $250 \leq D_a \leq 800$  mm
- $V_a = (1,5 - 1,8)$  m/s pour  $D_a > 800$  mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0,0228}{\pi * 0,2^2} = 0,726 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

Donc :  $V_{asp} = 0,726$  m/s et le diamètre 200 mm pour le collecteur d'aspiration.

**V.10.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible**

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

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-h_{adm}^{asp} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + r$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

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

$P_{atm}$  : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33$$

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (mce) ;

**Tableau V.11:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T <sub>v</sub> (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

$\Delta h_{asp}$ : Perte de charge totale du coté aspiration.

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

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration. En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (V.12)$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=200mm

Q : débit refoulé (m<sup>3</sup>/s),

#### V.10.4. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

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

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

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

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA)

##### V.10.4.1. station de pompage N°1

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.16$  m.

La pression atmosphérique :  $P_{atm} = 10,33$  mce.

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

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 200$  mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour  $D_a = 200$  mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = 0.726 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,023 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,023 = 0,0256 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2.16 + 0.3 - 10.33 + 0.24 + 0.027 + 0.0256 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7.58 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible est négative donc doit installer notre pompe en aspiration

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (h_{adm}^{asp} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + r$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - r$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.33 - 0.24 - 0.0256 - 0.027 - 2.16 - 0.3 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.58 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.24 - 0.0256 - 0.027 + 7.58 = 17.62$$

La condition de non cavitation est vérifiée ( $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$ )

Calage de la pompe :

✓ **Le niveau minimum du plan d'aspiration :**

$$\nabla_{min} = 910 \text{ m . NGA ;}$$

✓ **La côte de l'axe de la pompe :**

$$\nabla_{axe} = 910 + 7.58 - 0,3 = 917.58 \Rightarrow \nabla_{axe} = 917.88 \text{ m.}$$

#### V.10.4.2. station de pompage 2 :

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.19$  m.

La pression atmosphérique :  $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 947 \Rightarrow P_{at} = 9.01$  mce.

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

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 200$  mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour  $D_a = 200$  mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = 0.726 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,023 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,023 = 0,0256 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2.19 + 0.3 - 10.33 + 0.24 + 0.027 + 0.0256 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7.55 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible est négative donc doit installer notre pompe en aspiration

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \left( h_{adm}^{asp} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \right) = (NPSH)_r + r$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - r$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.33 - 0.24 - 0.0256 - 0.027 - 2.16 - 0.3 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.55 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.24 - 0.0256 - 0.027 + 7.55 = 17.59$$

La condition de non cavitation est vérifiée ( $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$ )

Calage de la pompe :

✓ **Le niveau minimum du plan d'aspiration :**

$$\nabla_{min} = 947 \text{ m. NGA ;}$$

✓ **La côte de l'axe de la pompe :**

$$\nabla_{axe} = 947 + 7.55 - 0,3 = 954.55 \Rightarrow \nabla_{axe} = 954.85 \text{ m.}$$

#### V.10.4.3. station de reprise :

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 1.6 \text{ m.}$

La pression atmosphérique :  $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 1025 \Rightarrow P_{at} = 8.905 \text{ mce.}$

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

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 200 \text{ mm.}$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour  $D_a = 200 \text{ mm}$ , la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 0.726 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,023 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,023 = 0,0256 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 1.16 + 0.3 - 10.33 + 0.24 + 0.027 + 0.0256 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -8.58m .$$

La hauteur d'aspiration admissible est négative donc doit installer notre pompe en aspiration

$$(NPSH)d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - (h_{adm}^{asp} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)r + r$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)r - r$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.33 - 0.24 - 0.0256 - 0.027 - 1.16 - 0.3 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 8.58m .$$

$$(NPSH)d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)d = 10.33 - 0.24 - 0.0256 - 0.027 + 8.58 = 18.62$$

La condition de non cavitation est vérifiée ( $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$ )

Calage de la pompe :

✓ **Le niveau minimum du plan d'aspiration :**

$$\nabla_{min} = 1025 \text{ m . NGA ;}$$

✓ **La côte de l'axe de la pompe :**

$$\nabla_{axe} = 1025 + 8.58 - 0,3 = 1033.58 \Rightarrow \nabla_{axe} = 1033.88 \text{ m.}$$

### V.11. Volumes des baches d'aspiration :

Le volume de la bache d'aspiration des stations de pompages est calculé par la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j}}{T} * t$$

$Q_{max,j}$  : débit maximale journalier ( $m^3 / j$ )

$T$  : Temps de fonctionnement de la station de pompage ( $T = 20h$ )

$t$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t = 0.25 h$ )

$$V_{bache} = \frac{1597.6}{20} * 0.25 = 19.97 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de  $100m^3$ .

### V.12. choix du bâtiment

Dans notre cas on a optée pour type bâtiment semi enterre pour chaque station

#### Dimensionnement de bâtiment de station pompage

##### V.12.1 Station de pompage SP1

###### a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (V.8)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.9})$$

$H_p$  : hauteur de la pompe,

$$\text{A.N : } H_p = 0.781\text{m}$$

$H_s$  : hauteur du socle  $= (0.3 - 0.05)\text{m}$ ,  $H_s = 0.3\text{m}$

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

$$\text{A.N : } H_5 = 0.781 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.581 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$\text{A.N : } H_b = 1.581 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.381\text{m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 - 9.6 - 12.6 - 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment  **$H_b = 8.4 \text{ m}$** .

### b. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (\text{V.10})$$

$n$ : nombre de pompes,  $n = 2$  (tenant compte de la pompe de secours).

$L$  : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N : } L = 0.828\text{m.}$$

$$L = 2 \times 0.828 \Rightarrow L = 1.656\text{m.}$$

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

On prend :  $L_{\text{int}} = 1.5 \text{ m}$ .

$L_{\text{pf}}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{\text{pf}} = 2.5 \text{ m}$ .

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 0,4\text{m}$  ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration,

$l_4$  : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{\text{tr}} + l_{\text{tasp}} + l_c + l_{\text{div}} \quad (\text{V.11})$$

Où :

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

$$\text{A.N : } l_{\text{tr}} = 2 \times 200 \Rightarrow l_{\text{tr}} = 0.4\text{m.}$$

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

$$\text{A.N : } l_{\text{tr}} = 2 \times 125 \Rightarrow l_{\text{tasp}} = 0.25\text{m.}$$

$l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = (3.5-4) (D_a - d_a) = 3.5 \times 75 = 0.2625\text{m}$ .

$l_d$  : longueur du divergent,  $l_{\text{div}} = (3.5-4) (D_r - d_r) = 3.5 \times 200 = 0.7\text{m}$ .

$$\text{A.N : } l_3 + l_4 = 0.4 + 0.25 + 0.2625 + 0.7 = 1.6125\text{m.}$$

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$\text{A.N : } L_b = 1.656 + 1.5 + 2.5 + 0.4 + 1.6125 \Rightarrow L_b = 7.77 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de **8 m**.

### C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :



$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_p \quad (\text{V.12})$$

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1=1.5\text{m}$

$l_2$ =distance entre mur et dernière organe de la pompe,  $l_2=1.2\text{m}$ .

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

$L_b$  : longueur du bureau du personnel, On prend :  $L_b = 3.0\text{m}$  ;

$L_p$  : longueur de la pompe et le moteur

On prend :  $L_p = 3.067 \text{ m}$  ;

A.N:  $l_b = 10.767\text{m}$  .

La station de pompage aura une largeur de **11 m**.

#### d-Dimensions des portes

✓ porte principale : **3×3**.

✓ Porte du personnel : **2,5×1,6**.

#### e- Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_F = 0,15 \times 8 \times 11 \quad \Rightarrow \quad \sum S_F = 13.2\text{m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V.13})$$

$n$  : nombre de fenêtres ;

$S_f$  : surface d'une seule fenêtre,  $S_f = (1,2 * 2.2)$  ;

$$\text{A.N : } n = \frac{13.2}{1.2 * 2.2} \quad \Rightarrow \quad n = 5 \text{fenêtres}$$

### V.12.2.Station de pompage SP2

#### a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

$$\text{A.N : } H_b = 1.593 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.393\text{m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ;9.6 ;12.6 ;14 m) on prend comme hauteur du bâtiment  **$H_b = 8.4 \text{ m}$** .

#### b.Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$L_b = 1.956 + 1.5 + 0.5 + 2.5 + 1.6125 \Rightarrow L_b = 7.67 \text{ m}.$$

La station de pompage aura une longueur de **8 m**.

**C. Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_b + L_r + L_p$$

$$l_b = 1.5 + 1.2 + 2 + 3 + 0.978 = 8.678 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de **9 m**.

**d-Dimensions des portes**

- ✓ porte principale : **3×3**.
- ✓ Porte du personnel : **2,5×1,6**.

**e. Dimensionnement des fenêtres**

$$\sum S_F = 0,15 * 9 * 8 \implies \sum S_F = 10,8 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

$$\text{A.N : } n = \frac{10,8}{1,2 * 2,2} \implies n = 5 \text{ fen\^etres}$$

**V.12.3. Station de Reprise SR****b. Hauteur du bâtiment**

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

$$\text{A.N : } H_b = 1,581 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \implies H_b = 5,381 \text{ m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 ; 9.6 ; 12.6 ; 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment **H<sub>b</sub> = 8.4 m**.

**b. Longueur du bâtiment**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$L_b = 4,068 + 1,4 + 0,5 + 2,5 + 1,6125 \implies L_b = 9,981 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de **10 m**.

**C. Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_b + L_r + L_P$$

$$l_b = 1.5 + 1.2 + 2 + 3 + 1.017 = 8.717 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de **9 m**.

#### d-Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3×3**.
- ✓ Porte du personnel : **2,5×1,6**.

#### e. Dimensionnement des fenêtres

$$\sum S_F = 0,15 * 10 * 9 \quad \Rightarrow \quad \sum S_F = 13,5 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

A.N : 
$$n = \frac{13,5}{1,2 * 2,2} \Rightarrow n = 6 \text{ fenêtres}$$

**Tableau V.12 :** Les dimensions du bâtiment de la station de pompage

N° de la station	Dimensions du bâtiment de la station de pompage					
	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Fenêtres (m)	Portes(m)	
					secondaire	principale
1	8	11	8.4	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
2	8	9	8.4	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3
3	10	9	8.4	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

### V.13. Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériels et du personnel un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisations soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique et de contrôle
- Un système de ventilation ;
- Un système de d'alimentation en énergie ;
- Un système d'éclairage ;
- Un système anti-incendie ;
- 

#### V.13.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement à l'air libre.

**V.13.1.1. Dimensionnement du pont roulant**

La formule (V.14) va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant

$$C = P + 20\%P \quad (\text{V.14})$$

Avec :

C : capacité de portée du pont roulant.

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe + moteur.

**a) Station de pompage N°1 :**

Le poids (pompe + moteur) est de 219 kg  $\Rightarrow$  C=262.8

Plus de la pompe de secours donc  $C = 438 + 0.2 * 438 = 525.6 \Rightarrow C_T = 525.6$

**b) Station de pompage N°2 :**

Le poids (pompe + moteur) est de 244 kg  $\Rightarrow$  C=292.8

Plus de la pompe de secours donc  $C = 488 + 0.2 * 488 = 525.6 \Rightarrow C_T = 585.6$

**c) Station de reprise :**

Le poids (pompe + moteur) est de 156 kg  $\Rightarrow$  C=187.2

Plus de la pompe de secours donc  $C = 312 + 0.2 * 312 = 374.4 \Rightarrow C_T = 374.4$

Donc d'après les résultats trouvés, on devra choisir des ponts roulants qui satisferont cette charge.

**V.13.2. Système de ventilation****V.13.2.1. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de Ventilation :**

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

$$Q = V.K \quad (\text{V.14})$$

Avec : Q : débit d'air en (m<sup>3</sup>/h) ;

K : taux de renouvellement par heure (h<sup>-1</sup>), salle de machines (20-30)

V : volume de la station

**a) Station de pompage N°1 :**

$$V = (8 * 11 * 8.4) = 739.2 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}.$$

Donc :  $Q = 739.2 * 20 = 14784 \text{ m}^3/\text{h}$

**b) Station de pompage N°2 :**

$$V = (8 * 9 * 8.4) = 604.8 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}.$$

Donc :  $Q = 604.8 * 20 = 12096 \text{ m}^3/\text{h}$

c) **Station de reprise :**

$$V = (10 \times 9 \times 8.4) = 756 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}.$$

$$\text{Donc : } Q = 756 \times 20 = 15129 \text{ m}^3/\text{h}$$

**V.14. Conclusion :**

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage.

✓ la SP1 sera équipé d'une seule pompe de type **CAPRARI PM100/2B** et une autre identique de secours ;

✓ la SP2 sera équipé d'une seule pompe de type **CAPRARI PM100/4B** et une autre identique de secours.

✓ la SR sera équipé de trois pompes de type **CAPRARI HM50-2/7A** et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

CHAPITRE VI :

---

# **Protection des conduites**

### VI.1. Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes.

Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière simplifiée ce phénomène, son comportement physique les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement de l'appareil anti bélier.

Ce calcul va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement- gravitaire).

### VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier :

#### Définition :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

#### VI.2.1. Les causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes 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.
- ✓ Variation d'un plan d'eau.
- ✓ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

#### VI.2.2. Description des phénomènes physiques :

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

##### ✓ Phase 01 :

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

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :  $L$  le temps mis par cette onde pour atteindre

le réservoir est  $\frac{L}{a}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

✓ **Phase 02 :**

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

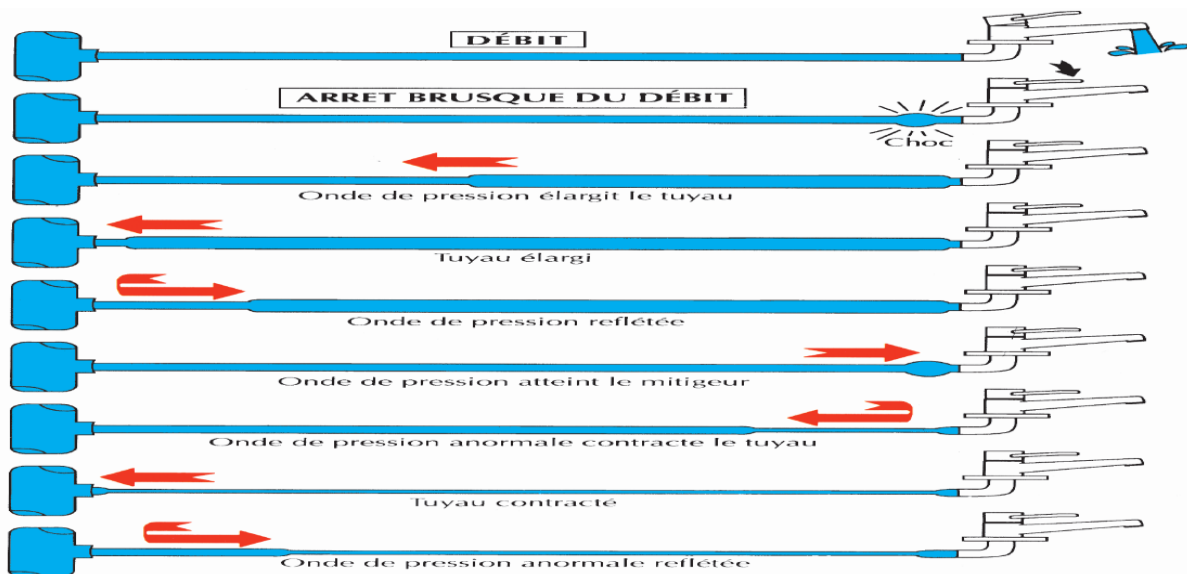
✓ **Phase 03 :**

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

✓ **Phase 04 :**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

$T_{\text{tot}}$  = La période du mouvement est donc  $\frac{4L}{a}$ .



**Figure VI.1:** Représentation type des forces qui s'exercent lors d'une onde de choc.



### VI.3. Moyen de protection contre le coup de bélier

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- ✓ Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

#### VI.3.1. Les volants d'inertie

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

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

#### VI.3.2. Soupape de décharge :

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

#### VI.3.3. Réservoirs d'air :

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

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

#### VI.3.4. Cheminée d'équilibre :

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

### VI.4. Calcul de la célérité d'onde :

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K : Coefficient de compressibilité de l'eau.

Tableau VI.1: Coefficient k pour divers matériaux.

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0.5	1	1	5	4	33	83	500

### VI.5.Tracé de la droite de pointe (a/gS)

#### VI.5.1 Cas de la montée

Pour un observateur se déplaçant dans le sens du courant à la vitesse ( $-a$ ), la valeur de la pente ( $-a/gS$ ) reste constante.

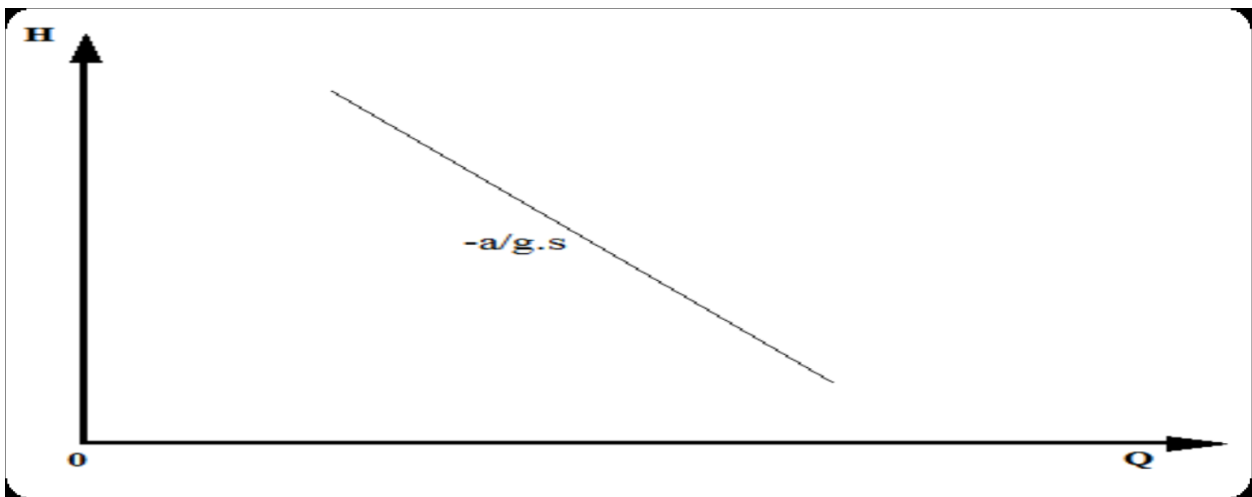
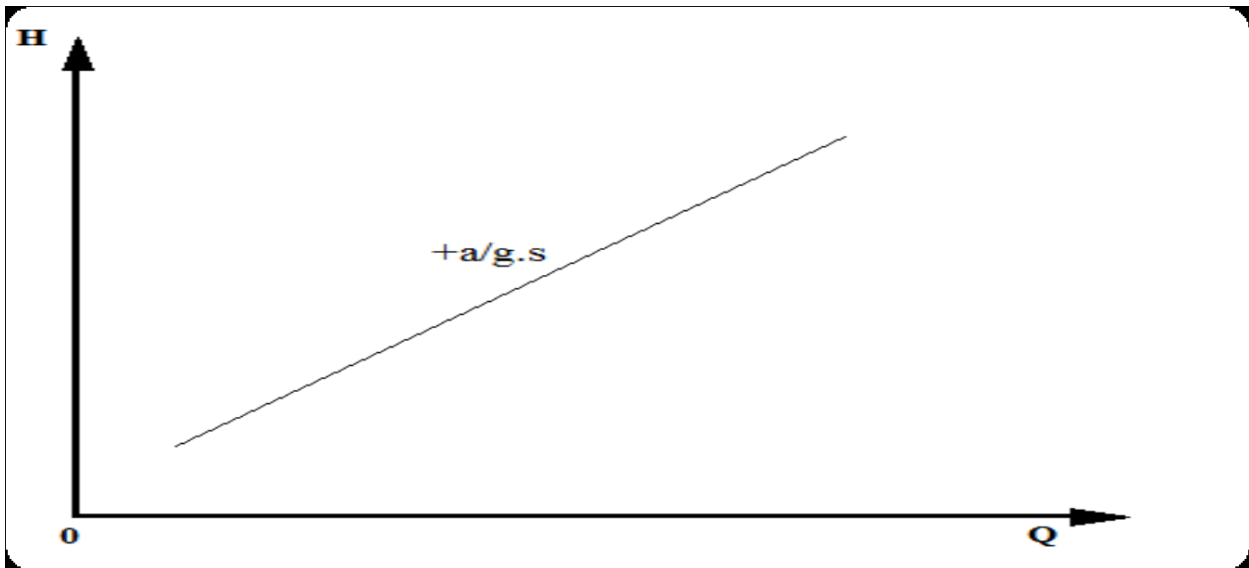


Figure VI.4 : Cas de la montée

#### VI.5.2 Cas de la décente

Pour un observateur se déplaçant dans le sens du courant à la vitesse ( $+a$ ), la valeur de la pente ( $+a/gS$ ) reste constante.



**Figure VI.5:** Cas de la décente

### VI.5.3. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

✓ **Cas de la fermeture brusque :**

$T$  : inférieur à  $2L/a$ .

La valeur numérique du coup de bélier :

$$\mathbf{b} = \frac{a \times v_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$v_0$ : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

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

✓ **Cas de la fermeture lente**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à  $2L/a$  c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$\mathbf{B} = \frac{2 \times L \times v_0}{g \times T} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

$L$ : La longueur de la conduite (m);

$T$  : Le temps d'aller-retour de l'onde.

✓ Cas de la surpression :

$$\Delta P_s = Hg + \frac{a \times V_0}{g}$$

✓ Cas de la dépression :

$$\Delta P_d = Hg - \frac{a \times V_0}{g}$$

### VI.6. Choix du moyen de protection :

Dans notre système d'adduction, nous optons pour des soupapes de décharge en cas de surpression et des réservoirs d'air en cas de surpression et dépression.

#### VI.6.1 Etude de coup de bélier :

Un calcul préliminaire s'effectue afin de contrôler la résistance de la conduite vis à vis à la dépression et à la surpression, sans oublier que cette conduite peut résister jusqu'à une certaine limite. Le calcul se fait comme suit :

Détermination de la surpression et la dépression

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.4})$$

Tableau VI.2. Calcul de la célérité d'onde

Tronçons	L(m)	D (mm)	e (mm)	A
<b>F-SP</b>	1260	200	11.9	260.5933
<b>SP-SR</b>	3990	200	18.2	319.4566
<b>SR-RT</b>	1232.72	200	18.2	319.4566
<b>RT-R1</b>	723.55	75	5.4	285.6601
	1673.05	63	8.4	382.2422
<b>RT-R2</b>	1141.64	90	8.2	319.6417
	2963.53	75	5.6	290.6856
<b>RT-R3</b>	873.4	90	5.4	261.6491
	1689.32	75	5.6	290.6856

Tableau VI.3 : Etude de coup de bélier

Troncon	L(m)	D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V0 (m/s)	Hg (m)	a	b(m)	$\Delta P_s$ (m)	$\Delta P_d$ (m)	Appareil
<b>F-SP</b>	1260	200	0.0228	0.726	37	260.5933	19.2855	<b>56.2854</b>	<b>17.7145</b>	Soupape de décharge
<b>SP-SR</b>	3990	200	0.0228	0.726	78	319.4566	23.6417	<b>101.6417</b>	<b>54.3582</b>	Soupape de décharge
<b>SR-RT</b>	1232.72	200	0.0228	0.726	99	319.4566	23.6417	<b>122.6417</b>	<b>75.3582</b>	Soupape de décharge
<b>RT-R1</b>	723.55	75	0.00456	1.032	94.8	285.6601	30.0511	<b>124.8510</b>	<b>64.7489</b>	Soupape de décharge
	1673.05	63	0.00456	1.46	94.8	382.2422	56.8882	<b>151.6882</b>	<b>37.9117</b>	Soupape de décharge
<b>RT-R2</b>	1141.64	90	0.00752	1.182	150	319.6417	38.5134	<b>188.5134</b>	<b>111.4866</b>	Soupape de décharge
	2963.53	75	0.00752	1.702	150	290.6856	50.4329	<b>200.4329</b>	<b>99.56708</b>	Soupape de décharge
<b>RT-R3</b>	873.4	90	0.00692	1.09	75	261.6491	29.0721	<b>104.0721</b>	<b>45.92787</b>	Soupape de décharge
	1689.32	75	0.00692	1.57	75	290.6856	46.5216	<b>121.5215</b>	<b>28.47844</b>	Soupape de décharge

### VI.7. Interprétation des résultats obtenus

D'après les résultats obtenus dans le tableau nous remarquons bien que les traçons constituant le système d'adduction, que l'effet du coup de bélier donne seulement des surpressions, par conséquent, nous utilisons les soupapes de décharge pour protéger ces tronçons.

La valeur du  $\Delta P_s$  est toujours positive,  $\Delta P_d$  est généralement négative, mais elle peut être positive. Dans le cas où elle est positive, la conduite est en surpression seulement, mais si elle est négative, la conduite subit des dépressions et des surpressions.

Alors le choix de l'appareil anti-bélier dépend du signe de la dépression.

D'après le tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC (voir l'annexe 5.1 et 5.2).

Nous avons pour chaque type de soupape les valeurs suivantes :

- ✓ Pression d'étanchéité :  **$P_e$  (m)**.
- ✓ Débit max, de la soupape :  **$Q_{pe}$  (m)**.
- ✓ Pression de la soupape :  **$P_{pe}$  (m)**.

Ces valeurs lance, que la soupape sous la pression ( **$P_{pe}$** ) réglée à la pression d'étanchéité ( **$P_e$** ) évacue un débit ( **$Q_{pe}$** ).

Sous l'effet de ( $\Delta P_s$ ) du coup de bélier, la soupape en évacuant l'eau, permet à la conduite d'avoir une pression maximale ( **$P_c$** ), qui est calculée par la formule :

$$P_c = P_e + \Delta P$$

Et aussi, sous l'effet de la surpression, la soupape est maintenant réglée à une pression d'étanchéité exigée ( **$P_{ee}$** ).

$$P_{ee} = 1.05 \times HMT$$

Et sous la pression de la soupape ( $\Delta P_{pe}$ ) exprimé par :

$$\Delta P_{pe} = P_{ee} + P$$

Elle évacue un débit ( **$Q_{ev}$** ) donné par :

$$Q_{ev} = Q_{pe} \times \sqrt{\Delta P_{pe} / P_{pe}}$$

La conduite aura une augmentation de pression ( $\Delta P$ ) calculée par :

$$\Delta P = \frac{P \times Q}{Q_{ev}}$$

Ensuite, nous calculons le volume d'eau évacué à l'instant 't' sachant que :

$$t = \frac{L}{a}$$

**L** : Longueur de la conduite (m) .

**a** : La célérité des ondes (m/s).

Et finalement le volume d'eau évacué ( **$U_{ev}$** ), est calculé par la formule suivante :




$$U_{ev} = Q_{ev} \times t = Q_{ev} \times (L/a)$$

**Tableau VI.4:** Choix des soupapes et calcul des volumes évacués.

Tronçons	Q (l/s)	H.M.T(m)	Pe (m)	Qpe (l/s)	Ppe (m)	P (m)	Pee (m)	$\Delta Ppe$ (m)	Qev (m)	$\Delta P$ (m)	Pc (m)	$\Delta Ps$ (m)	T (s)	Uev (l/s)	Type de soup
<b>F-SP</b>	22,8	40,16	28	32	38	10	42,168	52,168	37,4939	6,0810	48,249	56,2855	4,8351	181,2866	50/6
<b>SP-SR</b>	22,8	80,007	28	32	38	10	84,007	94,007	50,3314	4,5300	88,537	101,6417	12,49	628,6393	50/6
<b>SR-RT</b>	22,8	102,09	28	32	38	10	107,195	117,195	56,1968	4,0572	111,252	122,6417	3,8588	216,8523	50/6
<b>RT-R1</b>	4,56	94,8	28	32	38	10	99,540	109,540	54,3306	0,8393	100,379	124,8511	2,5329	137,6140	50/6
	4,56	94,8	28	32	38	10	99,540	109,540	54,3306	0,8393	100,379	151,6882	4,3769	237,7996	50/6
<b>RT-R2</b>	7,52	150	28	32	38	10	157,500	167,500	67,1840	1,1193	158,619	188,5134	3,5716	239,9542	50/6
	7,52	150	28	32	38	10	157,500	167,500	67,1840	1,1193	158,619	200,4329	10,195	684,9405	50/6
<b>RT-R3</b>	6,92	75	28	32	38	10	78,750	88,750	48,9038	1,4150	80,165	104,0721	3,3381	163,2457	50/6
	6,92	75	28	32	38	10	78,750	88,750	48,9038	1,4150	80,165	121,5216	5,8115	284,2043	50/6

**VI.8. Conclusion :**

Pour limiter le phénomène transitoire (surpression, dépression) ; on a plusieurs appareils utilisée :

- ✓ Les volants d'inertie  Contre les dépressions.
- ✓ Les soupapes de décharge  Contre les surpressions.
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre  Contre les dépressions et les surpressions.

Les résultats tirés à partir de l'étude sur les différents tronçons du système d'adduction, nous permet de confirmer l'effet de la surpression sur le système, mais pour éviter ce problème nous avons opté pour les tronçons à des soupapes de types **NEYRTEC 50/6**.



## CHAPITRE VII :

---

# Organisation de chantier

**VII.1. Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

**VII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :****VII.2.1. Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (\text{VII.1})$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe ;

$b$  : largeur de la tranchée ;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (\text{VII.2})$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

**VII.2.1.1 La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.3})$$

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons :  $h = 1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

**VII.2.1.2. Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (\text{VII.4})$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.1** : calcul du volume du déblai de l'adduction.

Tronçons	L (m)	D (mm)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>F- SP</b>	1260	200	0.8	1.35	1.080	1360.8000
<b>SP - SR</b>	3990	200	0.8	1.35	1.080	4309.2000
<b>SR-RT</b>	1232.7	200	0.8	1.35	1.080	1331.3160
<b>RT - R1</b>	732.55	75	0.675	1.225	0.827	605.7273
	1673.05	63	0.663	1.213	0.804	1345.4986
<b>RT - R2</b>	1141.64	90	0.69	1.24	0.856	976.7872
	2963.53	75	0.675	1.225	0.827	2450.4689
<b>RT - R3</b>	873.4	90	0.69	1.24	0.856	747.2810
	1689.32	75	0.675	1.225	0.827	1396.8565
<b>Volume Total (m<sup>3</sup>)</b>						<b>14523.9354</b>

### VII.2.2. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.5})$$

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

**Tableau VII.2** : calcul du volume du lit de sable.

Tronçons	L (m)	D (mm)	b (m)	e (m)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>F- SP</b>	1260	200	0.8	0.15	151.2000
<b>SP - SR</b>	3990	200	0.8	0.15	478.8000
<b>SR-RT</b>	1232.7	200	0.8	0.15	147.9240
<b>RT - R1</b>	732.55	75	0.675	0.15	74.1707
	1673.05	63	0.663	0.15	166.3848
<b>RT - R2</b>	1141.64	90	0.69	0.15	118.1597
	2963.53	75	0.675	0.15	300.0574
<b>RT - R3</b>	873.4	90	0.69	0.15	90.3969
	1689.32	75	0.675	0.15	171.0437
<b>Volume Total (m<sup>3</sup>)</b>					<b>1698.1372</b>

**VII.2.3. Remblais compacté :**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.6})$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

**VII.3.4. Volume de la conduite :**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.8})$$

$V_c$  : volume de la conduite ( $m^3$ ) ;

**Tableau VII.3 :** calcul du volume des conduites.

Tronçons	L (m)	D (mm)	s ( $m^2$ )	$V_c$ ( $m^3$ )
<b>F- SP</b>	1260	200	0.0314	39.5640
<b>SP - SR</b>	3990	200	0.0314	125.2860
<b>SR-RT</b>	1232.7	200	0.0314	38.7068
<b>RT - R1</b>	732.55	75	0.0044	3.2232
	1673.05	63	0.0031	5.1865
<b>RT - R2</b>	1141.64	90	0.0064	7.3065
	2963.53	75	0.0044	13.0395
<b>RT - R3</b>	873.4	90	0.0064	5.5898
	1689.32	75	0.0044	7.4330
<b>Volume Total (<math>m^3</math>)</b>				<b>245.3353</b>

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.9})$$

$V_r$  : volume du remblai.

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé).

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

A.N :  $V_r = 1423.9354 - 1698.1372 - 245.3353 = 12580.46 \text{ 30m}^3$

**Tableau VII.4** : Calcul le volume de remblai.

Tronçons	L (m)	D (mm)	$V_D$ (m <sup>3</sup> )	$V_S$ (m <sup>3</sup> )	$V_C$ (m <sup>3</sup> )	$V_r$ (m <sup>3</sup> )
<b>F- SP</b>	1260	200	1360.8000	151.2000	39.5640	1170.0360
<b>SP - SR</b>	3990	200	4309.2000	478.8000	125.2860	3705.1140
<b>SR-RT</b>	1232.7	200	1331.3160	147.9240	38.7068	1144.6852
<b>RT - R1</b>	732.55	75	605.7270	74.1707	3.2232	528.3331
	1673.05	63	1345.4990	166.3848	5.1865	1173.9277
<b>RT - R2</b>	1141.64	90	976.7870	118.1597	7.3065	851.3208
	2963.53	75	2450.4690	300.0574	13.0395	2137.3721
<b>RT - R3</b>	873.4	90	747.2810	90.3969	5.5898	651.2943
	1689.32	75	1396.8560	171.0437	7.4330	1218.3793
<b>Volume Total (m<sup>3</sup>)</b>						<b>12580.46 30</b>

**Tableau VII.5** : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	<b>14523.9354</b>
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	<b>1698.1372</b>
3	Les conduites	ml	<b>245.3353</b>
4	Remblais	m <sup>3</sup>	<b>12580.4630</b>

### VII.3. Choix des engins de terrassement :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique

- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

#### VII.4. Planification des travaux :

##### VII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées :

###### VII.4.1. La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation.

Déblai : 100 m/ jour.

###### VII.4.2. Définitions des tâches et leurs durées :

**Tableau VII.6 :** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	20
B	Lit de sable	14
C	Pose de conduite	10
D	Epreuve de joint et de la canalisation	10
E	Remblais	24
F	Compactage	16

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

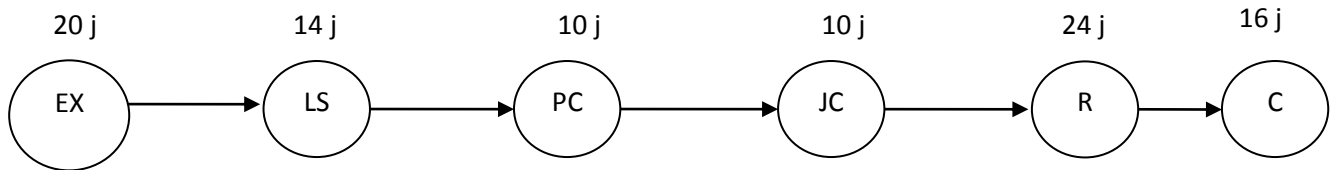
Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales tâches sont :

- Excavation de la tranchée - EX
- Lit de sable – LS
- Epreuve de joint et de la canalisation -JC
- pose de conduite - PC
- Remblais - R

## -Compactage - C

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :



**Figure VII.1.** Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 94 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps

#### VII.4.2.1. Devis des travaux :

**Tableau VII.7 :** Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
1	Déblais	m <sup>3</sup>	300	14523.9354	4357180.62
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	150	1698.1372	254720.58
3	Les conduites	Ml	-	245.3353	2772203.02
4	Remblais	m <sup>3</sup>	300	12580.4630	3774138.90
<b>Total</b>					<b>11158243.12</b>

Le coût total du projet est de **11158243.12 DA**.

#### Remarque :

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 94 jours, soit environ 3 mois et 4 jours.

**VII.5. Conclusion :**

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- ✓ les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- ✓ La durée du projet.
- ✓ Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, rouleau lisse et chargeur.
- ✓ Estimer le coût total du projet.
- ✓ La protection des ouvriers.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.



## Conclusion Générale

---

## CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable des agglomérations qui se situent au nord de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, à savoir Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira.

En premier lieu, nous avons fait une description de la zone d'étude, et collecté les données nécessaires, par la suite une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des agglomérations concernées par l'étude qui nous ont permis de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport à la source existante, a donné la nécessité de prévoir un réseau d'adduction à partir de forage Faide El Atrousse vers trois réservoirs destinés à l'alimentation des dites agglomérations Makhemra, Lachbour et Zennouna Kebira.

Dans un second temps, le dimensionnement du réseau d'adductions en utilisant comme matériau le PEHD, nous a permis d'avoir un linéaire gravitaire 9.07 Km avec des diamètres de 90,75 et 63mm, l'adduction par refoulement est de 6.482 Km avec un diamètre de 200 mm.

L'étude des réservoirs a abouti à des capacités de 200 m<sup>3</sup> pour le réservoir tampon, de 100 m<sup>3</sup> pour le réservoir de makhemra, de 200 m<sup>3</sup> pour le réservoir de lachbour et de 300 m<sup>3</sup> pour le réservoir de Zennouna Kebira.

Pour le pompage, nous avons opté pour des pompes à axe horizontal multicellulaire caprari pour les trois stations de pompage refoulant un débit de 22.18 l/s à des hauteurs respectives de 910m, 947m et 1025m.

Pour la bonne tenue des conduites, les conduites seront équipées de soupape de décharge pour les protéger des surpressions en plus de leur accessoires (joint, vanne....)

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet nous proposons quelques conseils et recommandations pour la réalisation de ce projet dans les meilleures délais et conditions.

# Nomenclatures

---

## NOMENCLATURE

- ONM** : Office Nationale de la Métrologie
- ANRH** : Agence Nationale des ressources hydraulique
- P<sub>n</sub>** : Population future prise à l'horizon quelconque (hab)
- P<sub>0</sub>** : Population de l'année de référence (hab)
- n** : Nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.
- τ** : Taux d'accroissement annuel de la population
- Q<sub>moy,j</sub>** : Consommation moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j
- Dot** : Dotation journalière (pour différent usage)
- Nhab** : Nombre de consommateurs.
- Q<sub>max,j</sub>** : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j)
- K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité journalière maximum
- Q<sub>min,j</sub>** : Consommation minimale journalière (m<sup>3</sup>/j)
- K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité journalière minimum
- V<sub>r</sub>** : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>)
- α**: fraction horaire du débit maximum journalier (%)
- Q<sub>max j</sub>**: La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j)
- β<sub>max</sub>**: tient compte du nombre d'habitants
- α<sub>max</sub>** : tient compte du régime de travail au niveau de l'agglomération
- V<sub>n</sub>** : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>)
- S** : section du réservoir (m<sup>2</sup>)
- D** : diamètre de la cuve (m)
- h** : hauteur d'eau (m)
- Q<sub>0</sub>** le débit transité (m<sup>3</sup>)
- t** : temps de fermeture de la vanne (min)
- T** : temps pour d'enclenchement (min)
- V<sub>a</sub>** : volume d'alarme (m<sup>3</sup>)
- ΔH<sub>l</sub>** : Pertes de charge linéaires en (m)
- I**:gradient hydraulique en (m/m)

$\Delta H_s$  : Pertes de charge singulières(m)

$\Delta H_l$  : Pertes de charge linéaires(m)

**Hg**: la hauteur géométrique(m)

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration(m)

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement (m)

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

**Q**: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

**g**: pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

**t**: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

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

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

**e**: prix unitaire d'un KWh

**P<sub>rc</sub>**: prix de la conduite en (DA)

**A**: Amortissement annuel

**i**: Taux d'annuité annuel

**n**: nombre d'années d'amortissement

**D<sub>av</sub>** : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

**m** : Exposant tenant compte du type du matériau.

**Leq** : longueur équivalente(m)

**Lg** : longueur géométrique (m)

**V** : vitesse d'écoulement (m/s)

$\lambda$  : Coefficient de frottement

**L<sub>ref</sub>** : longueur de la conduite de refoulement (m)

**D<sub>ec</sub>** : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

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

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

**H<sub>app</sub>** : hauteur manométrique appelée (m)

**h<sub>v</sub>** : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée (m)

**t** : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)  
**t'** : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)  
**Q<sub>pf</sub>** : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h)  
**n** : la nouvelle vitesse de la pompe  
**P<sub>m</sub>** : puissance du moteur (watt)  
**ϖ** : Poids volumique de l'eau  
**Q<sub>App</sub>** : débit refoulé par une pompe (m<sup>3</sup>/j)  
**η<sub>p</sub>** : rendement de la pompe (%)  
**η<sub>acc</sub>** : rendement de l'accouplement (%)  
**η<sub>m</sub>** : rendement du moteur (%)  
**V<sub>axe</sub>** : Niveau de l'axe de la pompe (m)  
**r** : marge de sécurité  
**V<sub>min</sub>** : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration(m)  
**C** : capacité de portée du pont roulant  
**P** : poids de l'élément le plus lourd(Kg)  
**a** : célérité d'onde (m/s)  
**e** : épaisseur de la conduite (mm)  
**K** : Coefficient de compressibilité de l'eau  
**Pe (m)**. Pression d'étanchéité  
**Qpe (m)** : Débit max, de la soupape  
**Ppe (m)** : Pression de la soupape  
**S<sub>exc</sub>** : surface des déblais de chaque coupe (m<sup>2</sup>)  
**b** : largeur de la tranchée (m)  
**h** : profondeur de la tranchée (m)  
**V<sub>exc</sub>** : volume des déblais entre deux coupes consécutives (m<sup>3</sup>)  
**L** : distance entre deux coupes consécutives(m)  
**V<sub>s</sub>** : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>)  
**e** : épaisseur du lit de sable (m)  
**Sc** : section de la conduite (m<sup>2</sup>)



## Références bibliographiques

---



## Références bibliographiques

[1] **F.VALIRON** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I, 2003.

[2] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.

[3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.

[4] **Pr. M<sup>r</sup>. KHODJET –KESBA.O** « Cours turbo machines et station de pompage» 4<sup>eme</sup> Année

### Mémoire fin d'étude :

[5] **I. ABDI**. « Etude du transfert du barrage de BOUSSIABA (W.Jijel) vers le barrage de BENI HAROUN (W.MILA) » .242. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2011.

### Liste des catalogues

[6] **CAPRARI** « Pompe multicellulaires à haut pression»

[7] **NEYRTEC** « Soupape de décharge NEYRTEC»

### Sites web

[8] [http://www.numeriques.net/mecanique\\_des\\_fluides/Colebrook](http://www.numeriques.net/mecanique_des_fluides/Colebrook)

[9] <http://www.sndl.cerist.dz/>

[10] <http://www.mcnallyinstitute.com/01-html/1-3.html>

# Annexes

---

# ANNEXES

# ANNEXES

## ANNEXE 1 : Qualité des eaux de forage.

PH	6.98
Conductivité	1700 $\mu$ S / cm
Résidu sec à 105°C	1082 mg/l
Dureté Total (TH)	67.00 °F
TAC	16.00°F
Calcium	184 mg/l
Magnésium	50 .44 mg/l
Sodium	95 mg/l
Potassium	01 mg/l
Chlorures	225 mg/l
Sulfate	280 mg/l
Bicarbonates	195.2 mg/l
Nitrates	135 mg/l
Minéralisation	201 mg/l

Source : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (Direction Régionale de Constantine.27/08/2012)

# ANNEXES

## ANNEXE 2 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1.00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

# ANNEXES

---

## ANNEXE 3 : Les valeurs du coefficient $\beta$ en fonction des habitants.

Nombre d'habitant	1000	1500	2000	10000	20000	50000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

# ANNEXES

## ANNEXE 4 : Tube PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	26.31	30.78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	33.85	39.60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	52.60	61.54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	82.33	96.33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	125.79	147.17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	198.97	232.79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	281.31	329.13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	335.47	392.50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	495.40	579.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	631.13	738.42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1,033.79	1,209.53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1,617.42	1,892.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2,510.95	2,937.81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4,003.95	4,684.62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	6,424.42	7,516.57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	10,021.19	11,724.79
11 007 6301	Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	15,153.49	17,729.58

# ANNEXES

## ANNEXE 5 : Tube PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	29.61	34.64
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	48.03	56.20
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	75.47	88.30
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	116.64	136.47
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	180.68	211.40
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	288.17	337.16
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	404.81	473.63
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	488.62	571.69
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	721.62	844.30
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	934.26	1,093.08
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1,526.93	1,786.51
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2,397.85	2,805.48
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	3,709.88	4,340.56
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	5,881.51	6,881.37
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	9,500.90	11,116.05
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	14,816.89	17,335.76
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	22,513.76	26,341.10



# ANNEXES

**ANNEXE 6.1: Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes**

**NEYRTEC.**

Corps	A	B	C	D
∅ ressort mm	6 à 12	14 à 18	20 à 28	32 à 40
∅ buse mm				
50	PN 10 (1)	PN 16 (1) ou 25 (1)		
80	PN 10 (2)	PN 10 (2)	PN 16 (2) ou 25 (2)	
125		PN 10 (3)	PN 10 (3)	PN 16 (3) ou 25 (4)
200			PN 10 (5)	PN 10 (5)
H hauteur mm	400	520	730	940
D diamètre mm	550	800	1000	1500
Masse (dont capot) Kg	44 à 49 (12)	94 à 109 (30)	186 à 241 (58)	476 à 549 (136)

PN en Bar

# ANNEXES

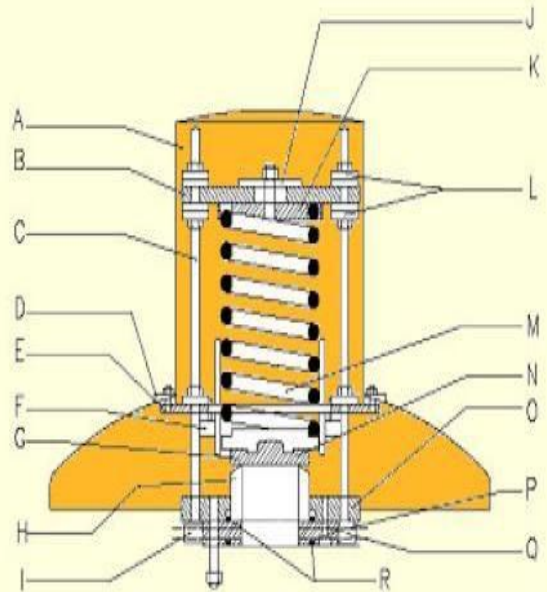
**ANNEXE 6.2: Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes  
NEYRTEC.**

DN 50 mm					DN 80 mm					DN 125 mm					DN 200 mm							
Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce			
					6	9	51	15	6	10	11	133	17	6	16	11	342	17	6			
					8	18	68	26	8	12	17	160	24	7	20	18	428	26	8			
6	28	32	38	10	10	31	85	41	10	16	24	187	33	9	22	23	470	32	9			
										18	40	234	51	11	28	38	583	49	11			
8	54	43	67	13	12	44	100	56	12	20	55	266	67	12	32	55	685	67	12			
					14	67	119	80	13	22	67	294	81	14	36	71	770	85	14			
10	89	53	105	16	16	89	136	105	16	25	89	334	104	15	40	89	855	105	16			
					18	108	149	126	18	28	108	364	125	17	40/25							
12	124	62	143	19	20	144	170	163	19	32	151	428	171	20	40/25	104	947	129	25			
14	183	75	205	22	22	176	187	198	22	36	194	480	216	22	40/25	120						
16	243	85	268	25	25	231	213	256	25	40	243	535	268	25	40/28	115	990	142	27			
18	294	93	322	28	28	277	232	304	27	40/25	289	590	328	39	40/38	130	1040	156	26			
20	387	107	418	31	32	387	272	418	31	40/25	331											
22	472	117	506	34	36	494	306	529	35	40/28	320	620	351	41								
25	614	133	653	39	40	580	331	618	38	40/28	355	650	397	41								
28	735	145	779	44																		

Corps A
  Corps B
  Corps C
  Corps D

## ANNEXE 6.3: Soupape de décharge NEYRTEC.

- A Capot
- B Bride supérieure
- C Colonnnette
- D Cale de capot
- E Anneau intermédiaire
- F Butée
- G Plaque obturatrice
- H Buse
- I Bossage pour raccordement d'une pompe d'épreuve
- J Plaque d'arrêt
- K Coupelle supérieure
- L Cales biaises
- M Ressort
- N Coupelle inférieure
- O Bride d'appui
- P Contre bride
- Q Bossage pour prise de pression
- R Jointes annulaires



Soupape de décharge NEYRTEC®