

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Approvisionnement en eau potable des villages de Zougara et  
Ouled Ziane, commune de Keddara ( w. Boumerdes).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-16

APA Citation ( APA توثيق ):

Derdjini, Hamza (2016). Approvisionnement en eau potable des villages de Zougara  
et Ouled Ziane, commune de Keddara ( w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، 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

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDELLAH

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

**Option : Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**Approvisionnement en eau potable des villages de  
Zougara et d'Ouled Ziane, commune de Keddara  
(W.Boumerdes)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> DERDJINI Hamza**

**Promotrice :**

**M<sup>me</sup> CHENITI Nawel**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

**Nom et Prénom**

**Grade**

**Qualité**

M<sup>me</sup> AMMOUR Fadhila

M.A.A

Présidente

M<sup>me</sup> KAHLERRAS Malika

M.A.A

Examinatrice

M<sup>me</sup> HADJSADOK Nabila

M.A.A

Examinatrice

M<sup>me</sup> SALHI Chahrazed

M.A.B

Examinatrice

**Septembre 2016**

# Remerciements

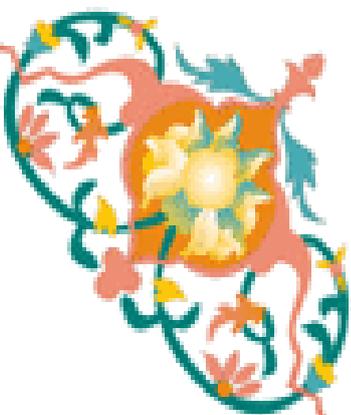
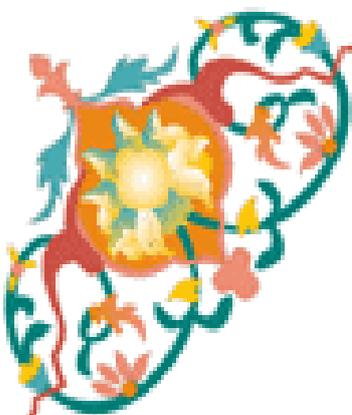
*Mes vifs remerciements à madame NAWEL CHENITI pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.*

*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance envers Mr ABDELHADI AMMARI. Je ne sais comment remercier cette personne autrement que lui promet d'agir comme lui avec les étudiants dans ma situation, si un jour l'occasion m'en est donnée.*

*Mes remerciements également :*

- + A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- + Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*
- + A tous les personnels de la direction des ressources en eau  
De W. BOUMERDES*

*D.Hamza*



## *Dédicace*

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents HOUARI et KHEIRA,  
Qui m'ont soutenue durant toutes ces années de formation.*

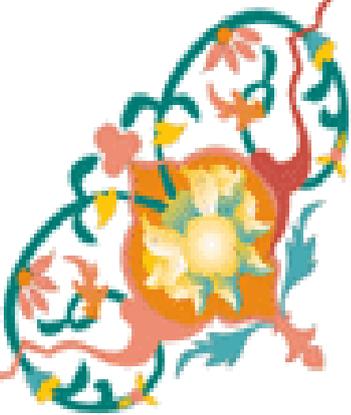
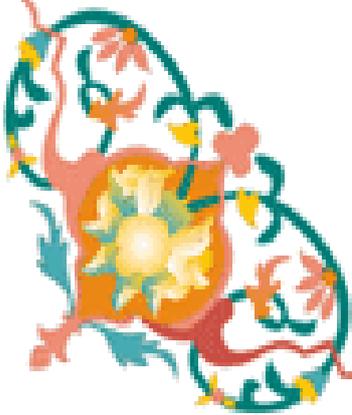
*À tous mes frères et sœurs.*

*À tous mes amis proches spécialement Mansour, Nedjla,  
Yasmina, et Noufel.*

*À toute ma famille de l'E.N.S.H.*

*À toute la promotion 2015/2016 de l'Ecole Nationale Supérieure  
D'Hydraulique*

*D. Hamza*



## ملخص :

زوغارة وأولاد زيان قريتان تقعان في منطقة جبلية ببلدية بوزقزة قدارة جنوب ولاية بومرداس، منطقة تعاني في الوقت الراهن نقصا شديدا في التزويد بالماء الشروب، ان الهدف من هذه الدراسة هو تسخير الوسائل والتقنيات اللازمة لتزويد هذه المنطقة بالمياه الصالحة للشرب. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها وتقدير حاجياتها من الماء، نختبر شروط اعداد أنابيب لنقل هذه المياه من الناحية التقنية والاقتصادية، فهذان الجانبان مرتبطان ببعضهما. في أنابيب الدفع، ترتفع المياه بواسطة محطات الضخ، لذ ندرس محطات الضخ واعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع من ظاهرة انتقالية، ألا وهي المطرقة المائية، والتآكل وفي الأخير نتطرق الى طريقة انجاز هذا المشروع ومختلف الامكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé :

Les villages de Zougara et d'Ouled Ziane se situent dans la commune de Bouzegza Keddara dans une zone montagneuse au sud de la wilaya de Boumerdes, c'est une zone qui connait actuellement des besoins en eau déficitaire. L'objectif de notre étude consiste à approvisionner en eau potable ces deux villages moyennant une adduction à partir du réservoir existant de Keddara wilaya de Boumerdes.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement de ces stations de la chaîne d'adduction. Nous étudions, par la suite, les moyens de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre le phénomène transitoire dit : Coup de bélier, et la corrosion.

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

## Abstract :

The villages of Zougara and Ouled Ziane are located in the town of Bouzegza Keddara in a mountainous area at the south of the wilaya of Boumerdes, currently knows requirements out of overdrawn water. The objective of our study consists in supplying out of drinking water of this locality by means of an adduction starting from the tank Keddara.

After having presents our zone of study and estimated its requirements out of water, we will then examine the conditions under which will have to be established our adduction from the technical and economic point of view, these two aspects being, in fact, dependent between them.

In the discharge pipe, water is raised by pumping stations; we will study, then, the conditions of establishment of these stations of the chain of adduction.

We will establish, thereafter, on means of protection of the discharge pipes, in particular, against a said transitory phenomenon: Water hammer.

At the end of our work, we will approach the methodology of implementation of the project and the various means deployed for its execution.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>	
Introduction .....	2
I.1 Objet de l'étude .....	2
I.2 Description de la zone d'étude .....	2
I.3 Situation Géographique .....	3
I.4 Situation climatique .....	4
I.4.1 Climat.....	4
I.4.2 Température .....	4
I.4.3 Pluviométrie.....	4
I.5 Situation Sismique .....	5
I.6 Situation Topographique .....	7
I.7 Situation Hydrologique .....	7
I.8 Situation Hydraulique .....	7
I.8.1 Ressources en eau souterraines .....	7
I.8.2 Ressources en eau superficielles .....	8
I.8.3 Qualité des eaux .....	10
I.8.4 Réseau d'alimentation en eau potable .....	12
I.8.5 Ouvrage de Stockage .....	12
I.9 Situation démographique .....	12
I.9.1 Population 2008 .....	12
I.9.2 Population actuelle .....	12
I.9.3 Taux d'accroissement .....	12
I.9.4 Projection d'évolution .....	12
Conclusion.....	13
<b>CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU</b>	
Introduction .....	14
II.1 Evaluation des besoins en eau potable .....	14
II.1.1 Evaluation des besoins en eau potable domestique .....	14
II.1.2 Evaluation des besoins en eau potable pour les équipements .....	14
II.1.2.1 Equipements scolaires .....	14
II.1.2.2 Equipements administratifs .....	15
II.1.2.3 Equipements sanitaires .....	15
II.1.2.4 Equipement socioculturels (Mosquées) .....	15
II.2 Consommation moyenne journalière .....	15
II.2.1 Besoins en eau domestique .....	16
II.2.2 Besoins en eau des équipements .....	16
II.3 Besoin moyen journalier en eau potable .....	17
II.4 Variations de consommation maximale et minimale journalière .....	18
II.4.1 Consommation minimale journalière .....	18

II.4.2 Consommation maximale journalière .....	19
II.5 Variation des débits horaires .....	20
Conclusion .....	23

### **CHAPITRE III ETUDE DES VARIANTES D'ADDUCTION**

Introduction .....	24
III.1 Types d'adduction .....	24
III.1.1 Adduction gravitaire .....	24
III.1.2 Adduction par refoulement .....	24
III.1.3. Adduction mixte .....	24
III.2 Choix des matériaux de canalisation .....	24
III.2.1 Fonte .....	24
III.2.2 Acier .....	24
III.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) .....	25
III.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) .....	25
III.3 Recommandations .....	25
III.4 Etude des variantes .....	26
III.4.1 Variante N°1 .....	26
III.4.2 Variante N°2.....	27
III.4.3 Variante N°3.....	28
III.4.4 Variante N°4.....	29
III.4.5 Choix de la Variante .....	29
III.4.6 Caractéristique de la variante 4 .....	29
III.5 Etude technico-économique de l'adduction par refoulement .....	29
III.5.1 Choix de la gamme des diamètres .....	29
III.5.2 Perte de charge .....	30
III.5.3 Hauteur manométrique totale HMT .....	32
III.5.4 Frais d'exploitation .....	32
III.5.5 Frais d'amortissement .....	33
III.5.6 Application numérique de l'étude technico-économique .....	33
III.5.6.1 Station de pompage Keddara-Réservoir de reprise .....	33
III.5.6.2 Station de reprise-réservoir de stockage .....	39
Conclusion .....	41

### **CHAPITRE IV RESERVOIRS**

Introduction .....	42
IV.1 Rôle des réservoirs .....	42
IV.2 Emplacements des réservoirs .....	43
IV.3 Choix de type du réservoir .....	43
IV.4 Equipement du réservoir .....	44
IV.5 Calcul de la capacité des réservoirs .....	47
IV.5.1 Méthode graphique .....	47
IV.5.2 La méthode analytique .....	48
IV.6 Dimensionnement du réservoir de stockage .....	49

IV.6.1 Estimation de la capacité totale par la methode analytique .....	49
IV.6.2 Les dimensions du réservoir de stockage .....	50
IV.7 Dimensionnement du réservoir de reprise .....	51
IV.7.1 Estimation de la capacité totale par la méthode analytique .....	51
IV.7.2 Les dimensions du réservoir de reprise .....	53
IV.7.3 Réservoir existant (Keddara) .....	53
Conclusion .....	54

## **CHAPITRE V ETUDE DU POMPAGE**

Introduction .....	55
V.1 Définition d'une pompe .....	55
V.2 Couplage des pompes .....	55
V.2.1 Couplage en parallèle .....	55
V.2.2 Couplage en série .....	56
V.3 Choix du type de pompe .....	57
V.4 Choix du nombre de pompes .....	59
V.5 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement .....	59
V.6 Caractéristiques de la pompe .....	59
V.6.1 Vitesse spécifique .....	59
V.6.2 Point de fonctionnement des pompes .....	60
V.7 Type et mode de réglage .....	61
V.8 Étude de la cavitation .....	62
V.9 SP KEDDARA .....	65
V.9.1 Choix des pompes SP KEDDARA .....	65
V.9.2 Vitesse spécifique .....	67
V.9.3 Courbe caractéristique de la conduite(SP KEDDARA vers réservoir de reprise) .....	68
V.9.4 Mode de réglage .....	70
V.9.5 Choix du mode de réglage .....	71
V.9.6 Etude de cavitation .....	72
V.10 Station de reprise .....	74
V.10.1 Choix des pompes station de reprise .....	74
V.10.2 Vitesse spécifique.....	76
V.10.3 Courbe caractéristique de la conduite station de reprise-réservoir de stockage .....	76
V.10.4 Vérification de cavitation .....	78
V.11 Les frais annuels d'énergie.....	80
Conclusion .....	82

## CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES

Introduction .....	83
VI.1 Protection des conduite contre le coup de belier .....	83
VI.1.1 Définition .....	83
VI.1.2 Les causes du coup de bélier .....	83
VI.1.3 Les conséquences du coup de bélier .....	83
VI.1.4 Les risques dus aux coups de bélier .....	84
VI.1.5 Moyen de protection contre le coup de bélier .....	85
VI.1.6 Analyse physique du phénomène du coup de bélier .....	88
VI.1.7 Etude du coup de belier .....	90
VI.1.7.1 Calcul de la célérité d'onde .....	90
VI.1.7.2 Valeur numérique du coup de bélier .....	92
VI.1.7.3 Choix du moyen de protection .....	92
VI.1.7.4 Calcul du réservoir d'air .....	93
VI.1.7.5 Caractéristiques finales du réservoir d'air .....	94
VI.1.7.6 Installation du réservoir d'air de la SP KEDDARA .....	94
VI.1.7.7 Dimensionnement de la soupape de décharge de la station de reprise .....	95
VI.1.7.8 Caractéristiques finales de la soupape de décharge .....	97
VI.2 Protection des conduites contre la corrosion .....	98
VI.2.1 Définition .....	98
VI.2.2 Facteurs de la corrosion .....	98
VI.2.3 Corrosion externe .....	98
VI.2.4 Corrosion interne .....	99
VI.2.5 Principaux types de protection contre la corrosion extérieure .....	99
VI.2.6 Principaux types de protection contre la corrosion intérieure .....	100
Conclusion .....	100

## CHAPITRE VII ACCESSOIRES

Introduction .....	101
VII.1 Les robinets .....	101
VII.1.1 Les robinets-vannes .....	101
VII.1.2 Les vannes papillons .....	101
VII.2 Ventouses .....	102
VII.3 Vidange du fond .....	103
VII.4 Clapet anti retour .....	104
VII.5 Organes de mesure .....	104
VII.5.1 Mesure de débit .....	104
VII.5.2 Mesure de pression .....	106
VII.6 Organes de raccordement .....	107
VII.7 By-pass .....	108
VII.8 Crépines .....	108
VII.9 Organe de l'adduction .....	109
Conclusion .....	110

## **CHAPITRE VIII POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

Introduction .....	111
VIII.1 Travaux de l'adduction .....	111
VIII.1.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	111
VIII.1.2 Nivellement de la plate-forme de pose .....	111
VIII.1.3 Excavation des tranchées .....	111
VIII.1.4 Pose de la canalisation .....	114
VIII.1.5 Remblaiement des tranchées .....	116
VIII.1.6 Calcul du temps d'exécution .....	116
VIII.1.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction .....	117
VIII.1.8 Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction .....	117
VIII.2 Travaux de la station de reprise .....	118
VIII.2.1 Dimensionnement du bâtiment de la station de reprise .....	118
VIII.2.2 Détermination de la capacité du godet .....	120
VIII.3 Planification des travaux de l'adduction .....	123
VIII.3.1 Définitions des tâches et leurs durées .....	123
VIII.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	124
VIII.4 Choix des engins de terrassement .....	125
VIII.4.1 Pelle hydraulique .....	125
VIII.4.2 Dozer .....	126
VIII.4.3 Chargeur .....	126
VIII.4.4 Compacteur .....	127
Conclusion.....	127
CONCLUSION GENERALE .....	128
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	
ANNEXE.....	

## LISTE DES FIGURE

### CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 : Villages de Zougara et d'Ouled ziane .....	2
Figure I.2 : Image satellitaire des villages de Zougara et d'Ouled ziane .....	3
Figure I.3 : Situation Géographique des Villages de Zougara et d'Ouled Ziane W.Boumerdes .....	4
Figure I.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie .....	6
Figure I.5 : Relief de la zone d'étude en 3D .....	7
Figure I.6 : Source d'eau en état dégradée .....	8
Figure I.7 : Digue du barrage de Keddara .....	9
Figure I.8 : Position du barrage de Keddara par rapport à la zone d'étude.....	9

### CHAPITRE III ETUDE DES VARIANTES D'ADDUCTION

Figure III.1 : Emplacement du réservoir de stockage selon la variante N°1 .....	26
Figure III.2 : Emplacement du réservoir de stockage selon la variante N°2.....	27
Figure III.3 : Emplacement du réservoir de stockage selon la variante N°4 .....	28
Figure III.4 : Schéma de calcul du tronçon station de reprise-réservoir de stockage .....	41

### CHAPITRE IV RESERVOIRS

Figure IV.1 : Conduite d'arrivée .....	44
Figure IV.2 : Conduite de départ.....	45
Figure IV.3 : Conduite de trop plein et de trop plein .....	45
Figure IV.4 : By-pass avec la conduite d'arrivée et de départ. ....	46
Figure IV.5 : Coupe transversale d'un réservoir semi enterré. ....	46
Figure IV.6 : L'emplacement du réservoir de stockage .....	51

### CHAPITRE V ETUDE DE POMPAGE

Figure V.1 : Couplage de deux pompes en parallèle .....	55
Figure V.2 : Couplage de deux pompes en série .....	56
Figure V.3 : Constitution d'une pompe centrifuge .....	58
Figure V.4 : Pompe centrifuge .....	58
Figure V.5 : Pompe axiale .....	58
Figure V.6 : Pompe hélico-centrifuge .....	58
Figure V.7 : Fonctionnement de la pompe en charge .....	63
Figure V.8 : Fonctionnement de la pompe en aspiration .....	64
Figure V.9 : Equipement en amont et en aval d'une pompe .....	81

## CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES

Figure VI.1 : Phénomène du coup de bélier .....	84
Figure VI.2 : Soupape de décharge type LEZIER .....	86
Figure VI.3 : Réservoir d'air .....	86
Figure VI.4 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir .....	87
Figure VI.5 : Schéma d'une cheminée d'équilibre .....	87
Figure VI.6 : Première phase du coup de bélier .....	88
Figure VI.7 : Deuxième phase du coup de bélier .....	89
Figure VI.8 : Troisième phase du coup de bélier .....	89
Figure VI.9 : Quatrième phase du coup de bélier.....	90
Figure VI.10 : Schéma d'installation du réservoir d'air de la SP KEDDARA.....	95
Figure VI.11 : Installations des tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	99

## CHAPITRE VII ACCESSOIRES

Figure VII.1 : Les différents types de vanne .....	102
Figure VII.2 : Les types de ventouses .....	103
Figure VII.3 : Vidange du fond .....	103
Figure VII.4 : Clapet anti-retour .....	104
Figure VII.5 : Diaphragme .....	105
Figure VII.6 : Venturi .....	105
Figure VII.7 : Tuyère .....	106
Figure VII.8 : Manomètre à aiguilles .....	106
Figure VII.9 : Manomètre à soufflet .....	107

## CHAPITRE VIII POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction .....	124
Figure VIII.2 : Pelle hydraulique .....	125
Figure VIII.3 : Dozer .....	126
Figure VIII.4 : Chargeur .....	126

# LISTE DES GRAPHIQUE

## CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Graphe I.1 : Répartition moyenne mensuelle des pluies de la zone d'étude .....	5
Graphe I.2 : Histogramme d'évolution de la population des villages (2016-2046) .....	13

## CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Graphe II.1 : Histogramme d'évolution des besoins moyens journaliers zone d'étude (2016-2046) 17	
Graphe II.2 : Histogramme d'évolution des besoins min de la zone d'étude (2016-2046) .....	18
Graphe II.3 : Histogramme d'évolution des besoins max de la zone d'étude (2016-2046). .....	20
Graphe II.4 : Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude	22
Graphe II.5 : Courbe d'évaluation de la consommation cumulée des villages de la zone d'étude. ...	22

## CHAPITRE III ETUDE DES VARIANTES D'ADDUCTION

Graphe III.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Fonte Ductile PFA62) .....	36
Graphe III.2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (PEHD PN20).....	38
Graphe III.3 : Bilan des frais totaux en fonction des diamètres (Fonte+PEHD) .....	41

## CHAPITRE IV RESERVOIRS

Graphe IV.1 : Représentation graphique de la consommation et l'apport en fonction du temps .....	48
--	----

## CHAPITRE V ETUDE DE POMPAGE

Graphe V.1 : Courbe caractéristique de couplage de deux pompes identique en parallèle .....	56
Graphe V.2 : Courbe caractéristique de couplage de deux pompes identique en série.....	57
Graphe V.3 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	60
Graphe V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe SP KEDDARA.....	67
Graphe V.5 : Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe SP Keddara .....	68
Graphe V.6 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP Keddara .....	69
Graphe V.7 : Récapitulation des résultats des modes de réglage de la pompe SP KEDDARA .....	71
Graphe V.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise.....	76
Graphe V.9 : Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe station de reprise .....	77
Graphe V.10 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe station de .....	78

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : Répartition moyenne mensuelle des pluies en de la zone d'étude .....	4
Tableau I.2 : Caractéristique du barrage de Keddara .....	8
Tableau I.3 : Caractéristique d'eau traité à la sortie de la station de traitement de Boudouaou .....	11
Tableau I.4 : Nombre d'habitant des villages de la zone d'étude selon PGPH 2008 .....	12
Tableau I.5 : Evolution de la population de la zone d'étude (2016-2046) .....	13

## CHAPITRE II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : Besoins en eau domestique de la zone d'étude (2016-2046) .....	2
Tableau II.2 : Besoins en eau des équipements de la zone d'étude (2016-2046) .....	3
Tableau II.3 : Besoin moyen journalier en eau potable de la zone d'étude (2016-2046) .....	4
Tableau II.4 : Consommation minimale journalière de la zone d'étude (2016-2046) .....	6
Tableau II.5 : Consommation maximale journalière de la zone d'étude .....	7
Tableau II.6 : Variation du débit horaire de la zone d'étude à l'horizon 2046 .....	8

## CHAPITRE III ETUDE DES VARIANTES D'ADDUCTION

Tableau III.1 : Le barème des nouveaux tarifs de l'électricité applicable à partir du 1 janvier .....	32
Tableau III.2 : Calcul de la HMT du tronçon (Fonte Ductile PFA62) .....	34
Tableau III.3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (Fonte Ductile PFA62) .....	35
Tableau III.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (Fonte Ductile PFA62) .....	35
Tableau III.5 : Bilan du tronçon (Fonte Ductile PFA62) .....	35
Tableau III.6 : Calcul de la HMT du tronçon (PEHD PN20) .....	36
Tableau III.7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (PEHD PN20) .....	37
Tableau III.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (PEHD PN20) .....	37
Tableau III.9 : Bilan du tronçon (PEHD PN20) .....	37
Tableau III.10 : Combinaison des diamètres .....	38
Tableau III.11 : Récapitulation des résultats du tronçon (Fonte Ductile & PEHD PN20) .....	38
Tableau III.12 : Calcul de la HMT du tronçon station de reprise-réservoir de stockage .....	39
Tableau III.13 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de reprise-réservoir de stockage .....	40
Tableau III.14: Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de reprise-réservoir de stockag .....	40
Tableau III.15 : Bilan du tronçon station de reprise-réservoir de stockage .....	40

## CHAPITRE IV RESERVOIRS

Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage .....	49
Tableau IV.2 : Tableau donnant les dimensions du réservoir de stockage .....	50
Tableau IV.3 : Caractéristique du réservoir de stockage .....	51
Tableau IV.4 : Evaluation de volume du réservoir de reprise .....	52
Tableau IV.5 : Tableau donnant les dimensions du réservoir de reprise .....	53
Tableau IV.6 : Caractéristique du réservoir de reprise .....	53
Tableau IV.7 : Tableau donnant les dimensions du réservoir de Keddara .....	53
Tableau IV.8 : Caractéristique du réservoir existant (Keddara) .....	53
Tableau IV.9 : Récapitulation des résultats des réservoirs .....	54

## CHAPITRE V ETUDE DE POMPAGE

Tableau V.1 : Différents types de la roue .....	60
Tableau V.2 : Tableau représentatif de la tension de vapeur $H_v$ pour une température donnée .....	64
Tableau V.3 : Résultats de choix des pompes SP KEDDARA .....	65
Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe SP KEDDARA.....	66
Tableau V.5 : Caractéristique du moteur de SP KEDDARA.....	66
Tableau V.6 : Variation de la charge en fonction du débit .....	68
Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des résultats des modes de réglage de la pompe SP Keddara ....	71
Tableau V.8 : Tableau donnant les fourchettes des vitesses d'aspiration admissibles .....	72
Tableau V.9 : Résultats de choix des pompes de la station de reprise.....	74
Tableau V.10 : Caractéristiques de la pompe de la station de reprise .....	75
Tableau V.11 : Caractéristique du moteur de la station de reprise .....	75
Tableau V.12 : Variation de la charge en fonction du débit .....	77
Tableau V.13 : Frais annuels totaux des installations .....	80
Tableau V.14 : Les résultats finals du dimensionnement des stations de pompage.....	80
Tableau V.15 : Equipements en amont et en aval des deux pompes .....	81

## CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES

Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers .....	88
Tableau VI.2 : Coefficient k pour divers matériaux .....	90
Tableau VI.3 : Calcul de la célérité d'onde pour les différents tronçons de l'adduction .....	91
Tableau VI.4 : Etude de coup de bélier pour les différents tronçons de l'adduction.....	92
Tableau VI.5 : Caractéristiques du réservoir d'air de la SP KEDDARA .....	94
Tableau VI.6 : Les dimensions du réservoir d'air de la SP KEDDARA .....	94
Tableau VI.7 : Choix de la soupape de décharge de la station de reprise .....	97
Tableau VI.8 : Les dimensions de la soupape de décharge de la station de reprise.....	97

## CHAPITRE VI ACCESSOIRES

Tableau VII.1 : Les différents organes annexes de notre projet d'adduction .....	109
--	-----

## CHAPITRE VIII POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII.1 : Coefficient du talus en fonction de la nature du sol .....	112
Tableau VIII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .....	113
Tableau VIII.3 : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction .....	117
Tableau VIII.4 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.....	118
Tableau VIII.5 : Les dimensions de la station de reprise .....	119
Tableau VIII.6 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet .....	120
Tableau VIII.7 : Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour la station de reprise...	121
Tableau VIII.8 : Les volumes des opérations et leur temps d'exécution pour station de reprise.....	122
Tableau VIII.9 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	123
Tableau VIII.10 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	124

## LISTE DES PLANCHES

**Planche N° 1/8** : Levé topographique + Plan d'implantation du réseau d'adduction des villages de Zougara et d'Ouled Ziane commune de Keddara W.Boumerdes (1/3)

**Planche N° 2/8** : Levé topographique + Plan d'implantation du réseau d'adduction des villages de Zougara et d'Ouled Ziane commune de Keddara W.Boumerdes (2/3)

**Planche N° 3/8** : Levé topographique + Plan d'implantation du réseau d'adduction des villages de Zougara et d'Ouled Ziane commune de Keddara W.Boumerdes (3/3)

**Planche N° 4/8** : Profil en long du tronçon station de reprise-réservoir Zougara et Ouled Ziane

**Planche N° 5/8** : Equipement du réservoir projeté 200m<sup>3</sup>

**Planche N° 6/8** : Equipement de la station de reprise projetée

**Planche N° 7/8** : Schéma directeur de l'adduction

**Planche N° 8/8** : Plan des variantes d'adduction

## INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie, et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau. Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et a une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

Les collectivités locales de Zougara et d'Ouled Ziane ont déployé plusieurs efforts pour l'exploitation des ressources souterraines, en l'occurrence la réalisation des forages, seulement les résultats ne sont pas ceux escomptés et plusieurs tentatives sont soldées par des échecs.

Pour remédier à cette situation qui perdure et qui entrave le développement de cette région, et considérant que les hypothèses qui doivent motiver un prélèvement d'eau à partir du réservoir existant de Keddara sont réunies (indisponibilité d'autres ressources, besoins en eau, potabilité, financement), la direction des ressources en eau de la wilaya de Boumerdes a engagé l'étude et la mise en place d'un système d'adduction d'eau du réservoir de Keddara vers la zone de Zougara et Ouled Ziane.

Le projet a pour but, d'améliorer les conditions de vie des habitants de ces deux villages. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, soit l'approvisionnement en eau potable de cette région.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera que la partie adduction (Réservoir existant de Keddara– Réservoir de stockage de Zougara et Ouled ziane) et se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon **2046** en deuxième chapitre après la présentation de la zone d'étude, nous conduira à déterminer le débit maximum journalier à fournir à partir du réservoir, ou l'on pourra définir la variante du tracer optimale de l'adduction dans le troisième chapitre qui va faire l'objet du dimensionnement.

L'étude du stockage et celle de pompage fera l'objet des chapitres **IV** et **V**. Dans le chapitre **VI** nous étudierons la protection des conduites contre les différents phénomènes, et dans le chapitre **VIII** nous procéderons à l'organisation de chantier. Enfin nous terminerons par une conclusion générale.

**Introduction :**

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce projet, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment celles :

- Naturelles du site.
- Relatives à l'agglomération.
- Propres à la qualité et l'alimentation d'eau potable.

La présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de notre projet.

**I.1 Objet de l'étude :**

L'objet de notre étude est l'élaboration d'une adduction pour l'alimentation en eau potable des villages de Zouagara et d'Ouled Ziane pour une meilleure satisfaction des besoins en eau potable de ces villages.

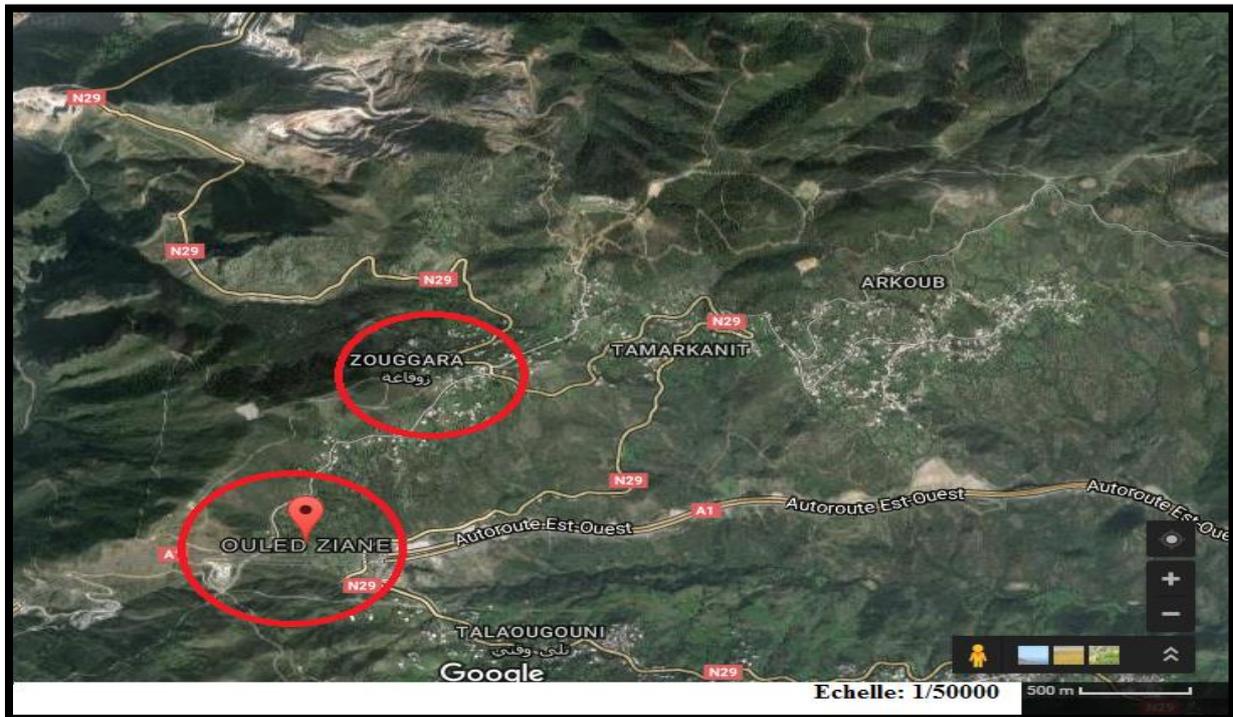
Pour se faire, il est donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et des informations relatives aux différentes situations (climatique, topographique, hydraulique...etc.) existantes, ainsi que l'exploitation des documents et des études antérieures.

**I.2 Description de la zone d'étude :**

Les villages de Zouagara et d'Ouled Ziane sont des villages de la commune de Keddara Bouzegza dans la wilaya de Boumerdes, ce sont des villages très anciens, ses populations d'origine Kabyle comme son nom l'indique « Lzouggaghen » qui signifie les roux.



**Figure I.1 :** Villages de Zouagara et d'Ouled ziane



**Figure I.2 :** Image satellitaire des villages de Zougara et d'Ouled ziane

(Source : Google Maps)

### I.3 Situation Géographique :

Les villages de Zougara et d'Ouled ziane sont situés dans une zone montagneuse à côté de djebel Bouzegra, à 6 km au Sud de chef-lieu de Keddara et environ 25 km au Sud de chef-lieu de Boumerdes.

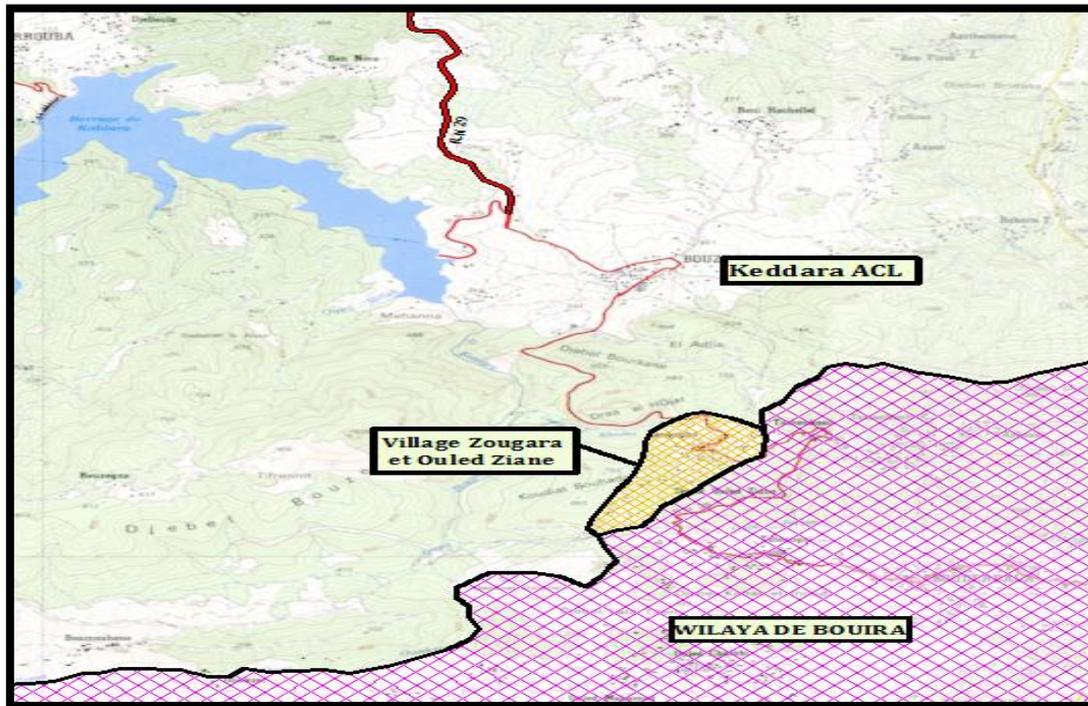
De l'Est : Commune de Beni Amran W.Boumerdes.

De l'Ouest : Commune d'Elkhrob W.Boumerdes.

Du Nord : Communes de : Tidjelabine, Corso, Boudouaou , Keddara W.Boumerdes

Du Sud : Commune de Bouderbala W.Bouira.

Les villages sont traversés par la **RN n°29** qui mène à la wilaya de Bouira.



**Figure I.3 :** Situation Géographique des Villages de Zougara et d'Ouled Ziane W.Boumerdes  
Echelle : 1/5000

#### I.4 Situation climatique :

##### I.4.1 Climat :

La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec. La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

##### I.4.2 Température :

La température moyenne du mois le plus froid est de 6,6°C et celle du mois le plus chaud est de 32°C. Elles correspondent respectivement au mois de Janvier et d'Août. Elle a une valeur moyenne de 19.30°C.

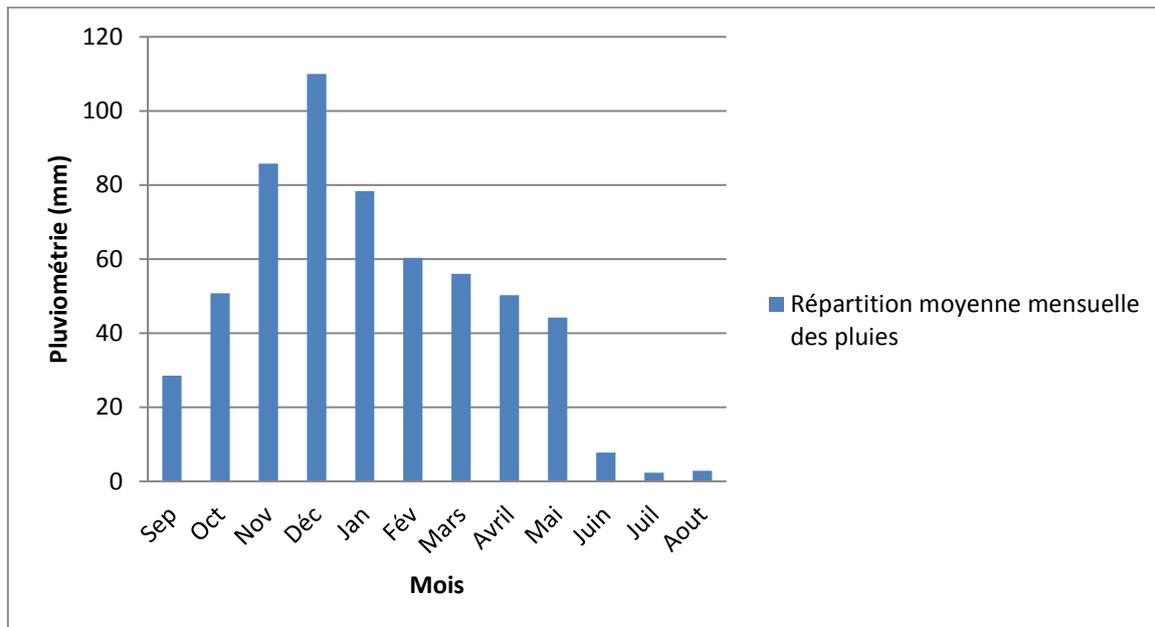
##### I.4.3 Pluviométrie :

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique qui couvre les données du période (1985 à 2015), La répartition moyenne mensuelle des pluies est représentée par le tableau suivant :

**Tableau I.1:** Répartition moyenne mensuelle des pluies en de la zone d'étude  
(Saison 2014-2015)

MOIS	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
<b>P<sub>moy</sub> (mm)</b>	28.5	50.8	85.8	110	78.4	60.35	56.0	50.24	44.2	7.80	2.30	2.85

Source : (ANRH) Blida



**Graphe I.1 :** Répartition moyenne mensuelle des pluies de la zone d'étude

- Saison pluvieuse de Novembre à Février.
- Saison sèche de Juin, Juillet et Août.
- Saisons moyennes de Septembre, Octobre, Mars, Avril et Mai.

La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 900 mm /an.

### I.5 Situation Sismique :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

La sismicité de la région est très importante si on se réfère à la carte des zones sismiques dressées par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique, et d'après les données des tremblements de terre entre 1716 et 1970 et le tremblement de terre de 2003 la région appartient à la Zone III.

Cette activité est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression) récente qui affecte la partie superficielle de la lithosphère surtout dans la partie nord de l'Algérie.

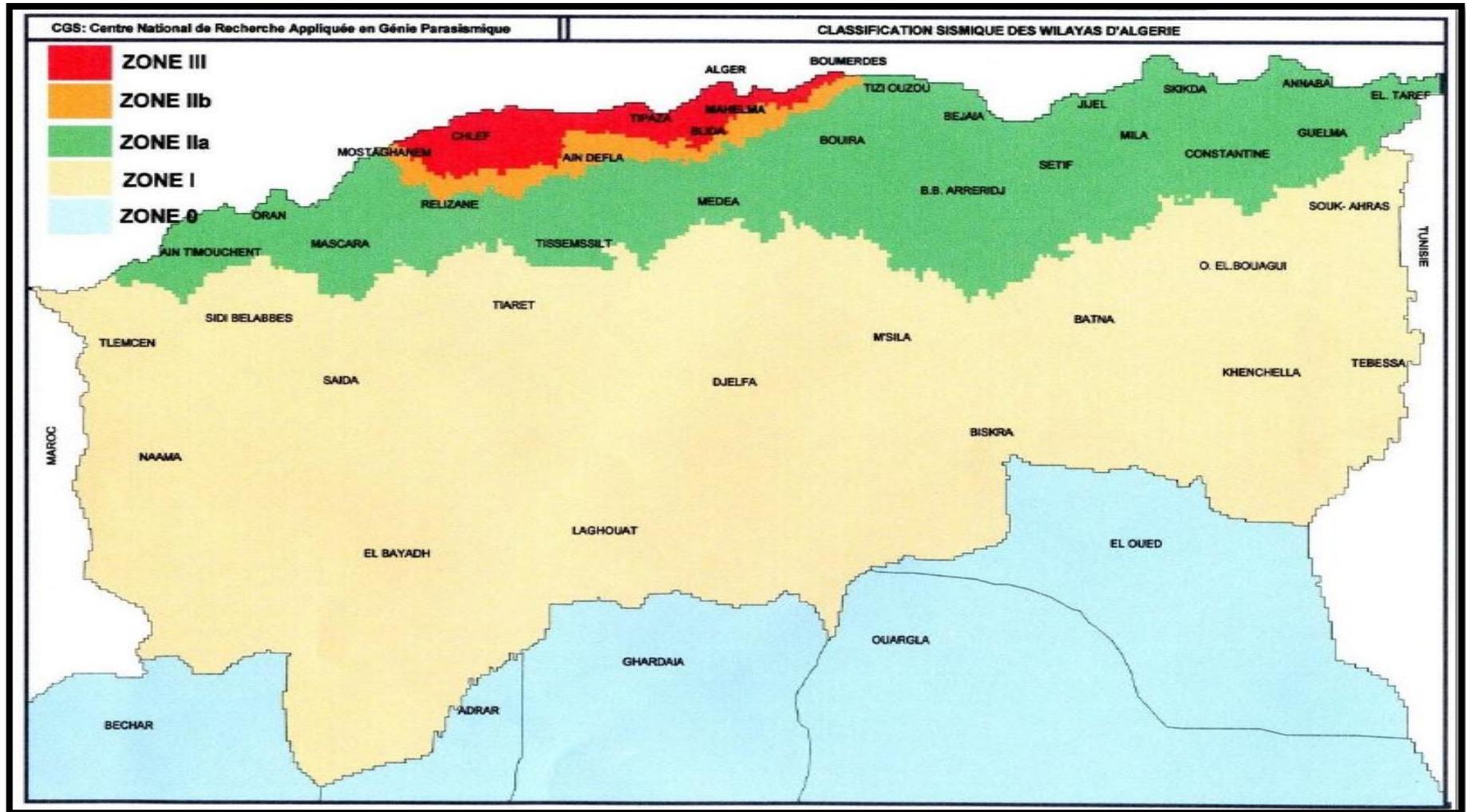
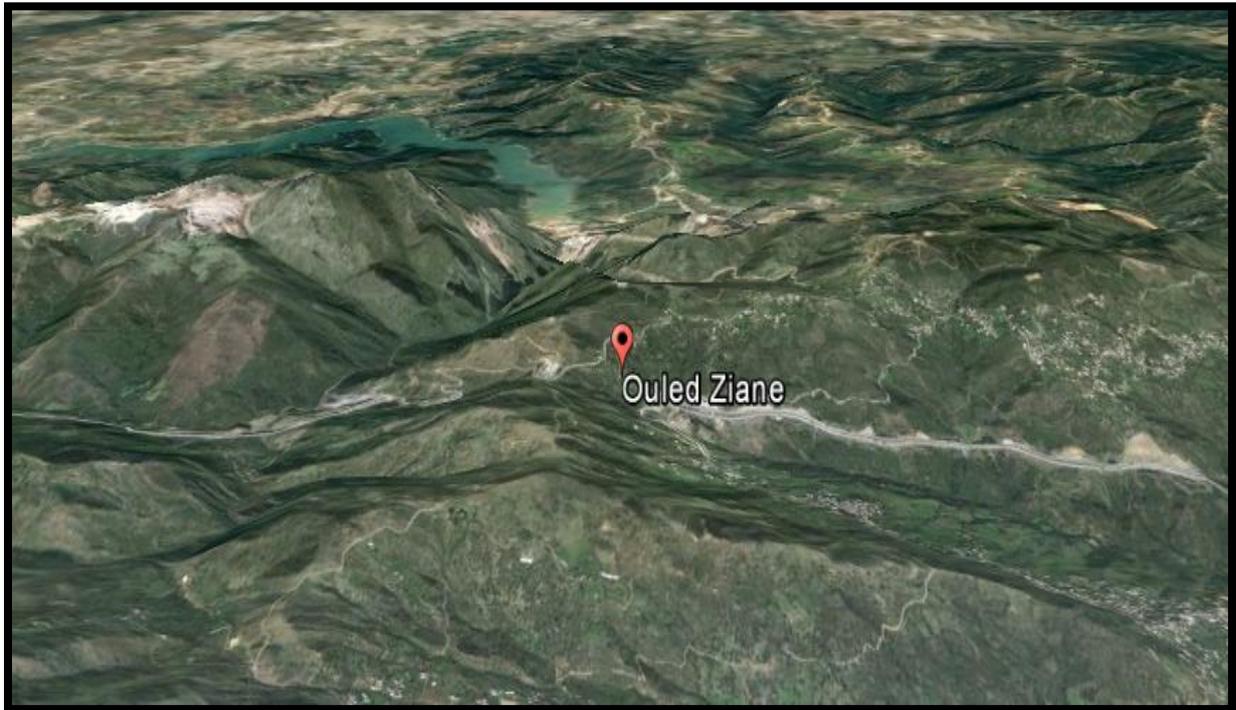


Figure I.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie. (RPA 2003)

### I.6 Situation Topographique :

La zone d'étude présente une topographie vallonnée formée par des conglomérats et des argiles, constituant un terrain détritique, Le relief se particularise par une zone montagneuse d'une pente de 5%.



**Figure 1.5** : Relief de la zone d'étude en 3D (Source : Google Earth) Echelle : 1/50000

### I.7 Situation Hydrologique :

La zone d'étude est traversée par un important réseau hydrographique. Le principal oued c'est oued Keddara, qui est un oued permanent.

### I.8 Situation Hydraulique :

Vue l'indisponibilité des ressources à côté des villages, l'APC de Keddara a effectué un plan de rotation des citernes d'eau à partir de chef-lieu de commune vers la zone d'étude pour dépanner la population en eau potable.

#### I.8.1 Ressources en eau souterraines :

On note l'existence de quelques puits individuels, et une source d'eau à faible débit (5l/s) en état dégradée.

**I.8.2 Ressources en eau superficielles :**

Le barrage de KEDDARA se situe à l'Est la commune de Keddara Bouzegza (W.BOUWERDES) à 8 km au Sud de Boudouaou et à 24 km Nord-Est des villages de Zougara et d'Ouled Ziane, il ferme la vallée d'oued Boudouaou à 300 m en aval de la confluence des oueds Keddara et El Haad. Le remplissage de la retenue dépend du pompage des eaux de Beni Amrane , des eaux de dérivation du barrage El Hamiz et des apports de son propre bassin versant.

La construction a débutée en 1982 pour s'achever en 1986, c'est un barrage en terre dont la hauteur de la digue est de 106m sur une longueur de 468m, il est destiné principalement à l'AEP de la ville d'Alger.

Le tableau suivant illustre les caractéristiques du barrage :

**Tableau I.2 : Caractéristique du barrage de Keddara**

Capacité initiale	145,6 Hm <sup>3</sup>
Surface su bassin versant	93 km <sup>2</sup>
Pluie moyenne annuelle	880 mm
Apport moyen annuelle	32,3 Hm <sup>3</sup>
Envasement moyen annuel	0,05 Hm <sup>3</sup> /an
Destination	AEP + Irrigation

(Source ANBT 2015)

**I.8.3 Qualité des eaux :**

La provenance d'eau aux villages sera garantie par pompage à partir du réservoir existant de Keddara, ce dernier reçoit ces eaux par pompage depuis la station de traitement de Boudouaou qui reçoit elle-même ces eaux gravitairement à partir du barrage de Keddara.

La station de traitement de Boudouaou c'est la plus importante infrastructure de production des eaux conventionnelles alimentant Alger et ces environs.

Le traitement de l'eau au niveau de cette station est opéré grâce à une série d'étapes successives, un processus complexe garantissant une eau de qualité répondant rigoureusement aux normes de potabilité algériennes. Une particularité : l'unité de traitement au charbon actif qui permet de garantir la qualité organoleptique de l'eau en traitant efficacement les goûts observés sporadiquement sur l'eau brute, lorsque des micro-algues se développent, en période estivale, dans le barrage de Keddara

Le tableau suivant donne les différentes caractéristiques d'eau traité à la sortie de la station de traitement de Boudouaou :

**Tableau I.3** : Caractéristique d'eau traité à la sortie de la station de traitement de Boudouaou

Paramètres physico-chimiques		
Paramètre	Unités	Valeur
Température	°C	24
PH	-	6,82
Conductivité 20°C	µs/Cm	197
TDS	mg/l	94,3
CL <sub>2</sub> Résiduel	mg/l	/
TA	°F	0,00
TAC	°F	2,2
TH	°F	10,8
CL <sup>-</sup>	mg/l	53,25
Ca <sup>2+</sup>	mg/l	24,55
Mg <sup>2+</sup>	mg/l	11,18
SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	mg/l	18,98
M.O	mg/l	4,37
Paramètres indésirables		
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	/
NO <sub>2</sub>	mg/l	<0,01
NO <sub>3</sub>	mg/l	/
Phosphate	mg/l	0,03
Fe <sup>2+</sup>	mg/l	0,01
Paramètres microbiologiques		
Coliformes totaux		Absence
Ecoli		Absence
Streptocoque		Absence

Source : Laboratoire de la station de traitement Boudouaou le 10/08/2016

**Commentaire :** en comparant les résultats d'analyses obtenus avec les normes algériennes (voir annexe I.2), on trouve que ces derniers répondent parfaitement aux exigences du ministère des ressources en eau, donc il s'agit bien d'une eau potable.

**I.8.4. Réseau d'alimentation en eau potable :**

La zone d'étude est dépourvue d'un réseau d'alimentation en eau potable.

**I.8.5. Ouvrage de Stockage :**

La zone d'étude est dépourvue d'ouvrage de stockage.

**I.9 Situation démographique :****I.9.1 Population 2008 :**

Les données du dernier recensement de 2008 de la zone d'étude sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.4** : Nombre d'habitant des villages de Zougara et d'Ouled Ziane selon RGPH 2008

Villages	Nombre de populations RGPH 2008	Nombre d'habitats RGPH 2008
Zougara et Ouled Ziane	<b>638 habitants</b>	<b>147 habitats</b>

Source : APC Bouzegza Keddara

**I.9.2 Population actuelle :**

On ne peut pas compter sur le dernier recensement 2008 vu l'exode qu'a connu notre zone d'étude durant la dernière décennie.

Selon les services de l'APC de la commune de Bouzegza Keddara et pour éviter toute sous-estimation de la population future, le calcul de l'évolution de la population des villages de Zougara et d'Ouled Ziane sera basé sur le nombre d'habitats en estimant un taux d'occupation (TOL) de 7 personnes par logement.

D'où :

$$\text{Le nombre d'habitants} = \text{TOL} * \text{nombre de logements} \dots\dots\dots \mathbf{I.1}$$

En tenant compte du programme de logement rural distribué en janvier 2016, le nombre d'habitats des villages en 2016 est estimé à **400 habitats** selon les services de l'APC.

$$\text{Donc : } P_{2016} = 400 \times 7 = \mathbf{2800 \text{ habitants.}}$$

**I.9.3 Taux d'accroissement :**

L'évolution de la population de la zone d'étude s'effectuera sur un taux d'accroissement de 2% constant jusqu'à l'horizon d'étude 2046.

**I.9.4 Projection d'évolution :**

L'évolution de la population est calculée par la formule suivante :

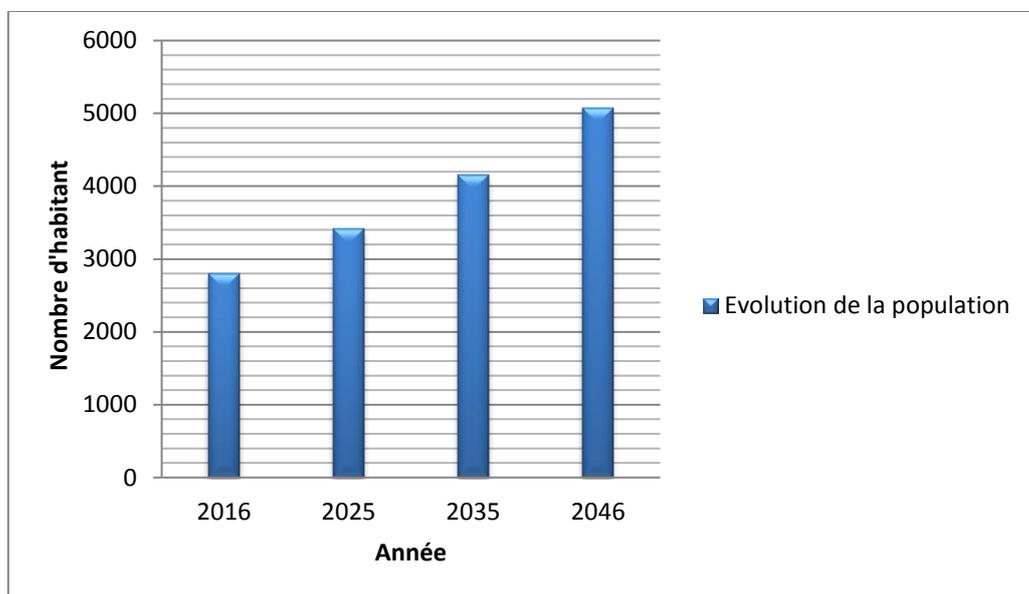
$$P_n = P_0 (1+T)^n \dots\dots\dots \mathbf{I.2}$$

Avec :

- $P_n$  : population à l'horizon d'étude (2046).
- $P_0$  : Population (2016).
- T: Taux d'accroissement (T = 2% APC Keddara).
- n : l'écart d'année entre les deux horizons.

**Tableau I.5** : Evolution de la population de la zone d'étude (2016-2046)

Horizons	Actuel (2016)	Court terme (2026)	Moyen terme (2036)	Long terme (2046)
Taux d'accroissement (%)	2	2	2	2
Population de Zougara et d'Ouled Ziane	2800	3414	4161	5072



**Graphe I.2** : Histogramme d'évolution de la population de la zone d'étude (2016-2046)

### Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de définir les données nécessaires concernant notre région du point de vue Géographique, Climatologique, Topographique, Démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

**Introduction:**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération est une étape indispensable dans l'élaboration de notre étude. Elle dépend de plusieurs facteurs notamment l'évolution de la population.

Dans ce présent chapitre on s'intéressera à l'évaluation des besoins en eau de l'agglomération pour un horizon d'étude de 2046, ensuite on déterminera le débit maximum nécessaire pour le dimensionnement de l'adduction, ainsi que le débit de pointe de cette dernière.

**II .1 Evaluation des besoins en eau potable :****II.1.1 Evaluation des besoins en eau potable domestique :**

L'eau à usage domestique est celle utilisée pour les ménages : Cuisines, lavages de linge, toilettes, douches...etc. Ces besoins domestiques dépendent du caractère rural ou urbain de la population, dans le cas présent, les dotations à atteindre dans la zone d'étude sont fixées par la DHW de la wilaya de Boumerdes à :

- 200 litres/jour/hab : En zone urbaine.
- 150 litres/jour/hab : En zone rurale.

**Dotation :**

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par unité par jour. Cette dotation est en fonction de la situation économique, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération. Ces facteurs accusent une variation saisonnière, une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été résultant d'une consommation élevée dans les temps chaud, et humide. L'unité pouvant être un habitant, un employé, un lit d'hôpital, une mosquée...etc.

Comme notre étude concerne une zone rurale, l'évaluation des besoins en eau potable s'effectuera sur une dotation d'eau potable de **150 l/j/hab** constante jusqu'à l'horizon d'étude **2046**.

**II.1.2 Evaluation des besoins en eau potable pour les équipements :**

Pour chaque catégorie d'usage (école, hôpitaux, administration, ...), les besoins sont évalués sur la base de deux paramètres :

- L'effectif des emplois et nombre d'établissements.
- La dotation de consommation par unité.

**A. Equipements existants :****II.1.2.1 Equipements scolaires :**

Les équipements scolaires existants dans la zone d'étude se résument en une seule école primaire demi-pension comprend **180 élèves** d'une dotation de **20 l/j/élève**.

**II.1.2.2 Equipements administratifs :**

La rubrique « Equipements Administratifs » comprend tous les services publics : Commune, poste, direction départementale et tous les bâtiments qui abritent des services tels que les banques et compagnies d'assurances Il existe dans notre cas une garde communal comprend **45 employés** d'une dotation de **40 l/j/employé**.

**II.1.2.3 Equipements sanitaires :**

Les équipements sanitaires dans notre cas se résument en un seul centre de santé d'une capacité de **450 malades** d'une consommation moyenne de **15 l/j/malade**.

**II.1.2.4 Equipement socioculturels (Mosquées) :**

Le ratio d'une mosquée pour 1000 habitants qui a été retenu correspond à la mosquée principale qu'on trouve habituellement dans les agglomérations. Le volume d'eau consommé est de **10 m<sup>3</sup>** par jour et par mosquée correspond à une consommation moyenne de **10 l/j/ fidèle** pour une fréquence moyenne de **1000 habitants**.

**B. Equipement futurs (2046) :**

La commune de Bouzegza Keddara prévoit la construction d'un CEM au niveau de la zone d'étude comprend **580 élèves** d'une consommation moyenne de **20 l/j/élève** et une annexe administrative comprend **32 employés** d'une dotation de **15 l/j/employé**.

**II.2.Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière se détermine à partir des besoins qui se limiteront dans notre cas:

- A la consommation domestique.
- Aux branchements publics.

La consommation moyenne journalière se calcul d'après la relation suivante :

$$Q_{moy, j} = \frac{\sum q * N}{1000} \cdot [m^3/j] \dots\dots\dots \text{II.1}$$

Avec :

- $Q_{moy, j}$  : Débit moyen journalier ;
- $q$  : Dotation ;
- $N$  : Nombre d'habitant ou la surface de l'équipement.

**II.2.1 Besoins en eau domestique :**

L'évaluation des besoins domestique est représentée dans le tableau suivant :

**Tab.II.1** : Besoins en eau domestique de la zone d'étude (2016-2046)

<b>Horizon</b>	<b>Nbr.hab (habitant)</b>	<b>Dotation (l/hab/j)</b>	<b>Qd moyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>Actuel (2016)</b>	2800	150	420,00
<b>Court terme (2026)</b>	3414	150	512,00
<b>Moyen terme (2036)</b>	4161	150	624,15
<b>Long terme (2046)</b>	5072	150	<b>760,80</b>

**II.2.2 Besoins en eau des équipements :**

L'évaluation des besoins en eau des équipements est représentée dans le tableau suivant :

**Tab.II.2** : Besoins en eau des équipements de la zone d'étude (2016-2046) <sup>[1]</sup>

	<b>Equipements</b>	<b>Nombre d'unité (N)</b>	<b>Unité (N)</b>	<b>Dotation (q) (l/j/unité)</b>	<b>Qéq moyj (m<sup>3</sup>/j)</b>
<b>Equipements Existants</b>	<b>Ecole primaire</b>	180	Elève	20	3,60
	<b>Garde communale</b>	45	Employé	40	1,80
	<b>Mosquée</b>	1000	Fidèle	10	10,00
	<b>Centre de santé</b>	450	Malade	15	6,75
<b>Equipements futurs</b>	<b>Annexe administrative</b>	32	Employé	15	0,48
	<b>CEM</b>	580	Elève	20	11,60
<b>Total</b>					<b>34,23</b>

**II.3 Besoin moyen journalier en eau potable « Q<sub>moyj</sub> » :**

La consommation moyenne journalière en eau potable est égale aux besoins domestiques plus les besoins des équipements.

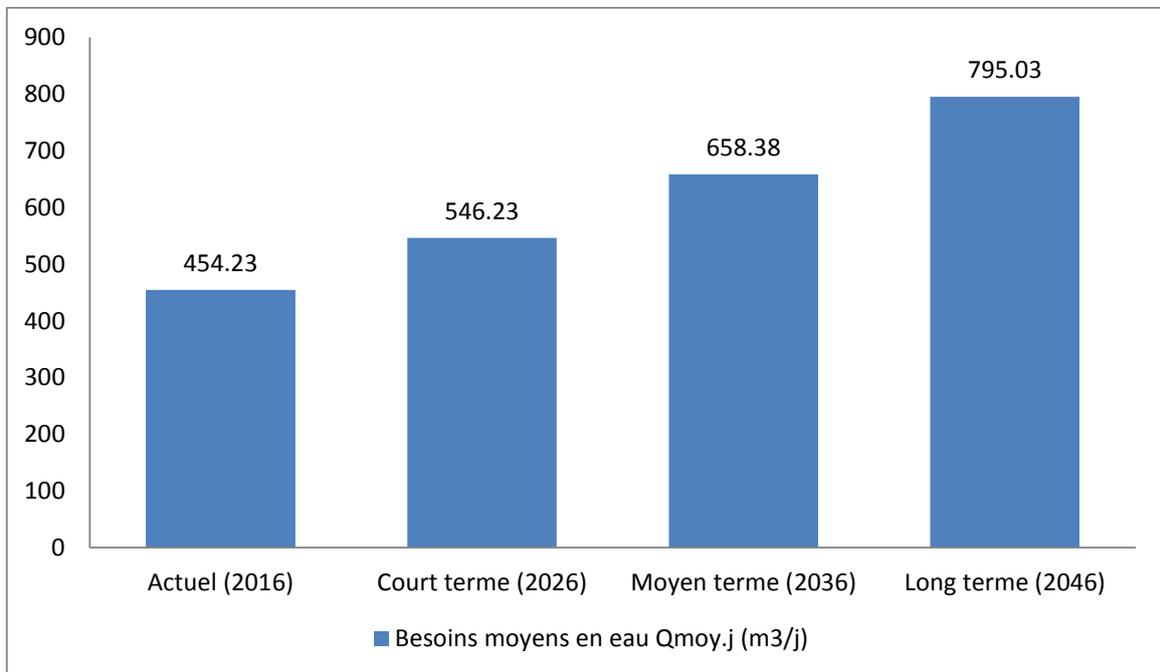
$$Q_{moyj} = Q_{d\ moyj} + Q_{\acute{e}q\ moyj} \dots \dots \dots \text{II.2}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tab.II.3 :** Besoin moyen journalier en eau potable de la zone d'étude (2016-2046)

Horizon d'Etude	Besoin en eau Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Actuel (2016)	454,23
Court terme (2026)	546,23
Moyen terme (2036)	658,38
Long terme (2046)	<b>795,03</b>

Après avoir estimé les différents besoins, le tableau **Tab.II.3** nous permet de récapituler la consommation de toute l'agglomération qui est évaluée à : 795 m<sup>3</sup>/j à l'horizon d'étude 2046.



**Graph II.1 :** Histogramme d'évolution des besoins moyens journaliers de la zone d'étude (2016-2046)

**II.4 Variations de consommation maximale et minimale journalière :**

**II.4.1 Consommation minimale journalière:**

**Coefficient d’irrégularité journalière minimum :**

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

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots \dots \dots II.3$$

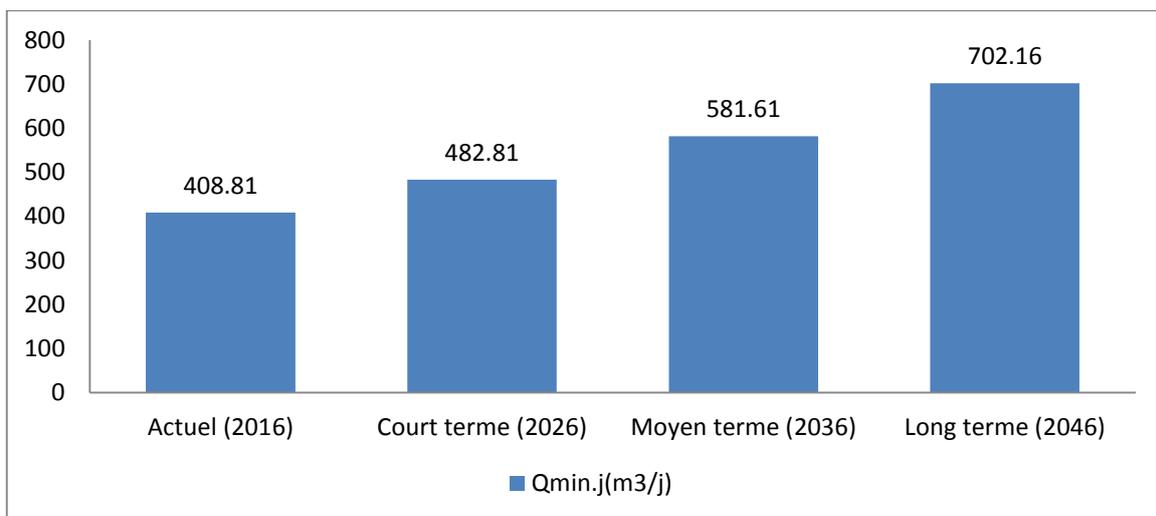
Avec:

- $Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $m^3/s$ )
- $Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/s$ )
- $K_{min,j} \in [0,7 \ 0,9]$  **On prend :  $K_{min,j}=0,9$**

**D’où :  $Q_{min,j}= 0.9*Q_{moy,j}$**

**Tab II.4:** Consommation minimale journalière de la zone d’étude (2016-2046)

Horizon	Actuel 2016	court terme 2026	moyen terme 2036	long terme 2046
$Q_{moy,j} (m^3/j)$	454,23	546,23	658,38	795,03
$K_{min,j}$	0,9	0,9	0,9	0,9
$Q_{min,j} (m^3/j)$	408,81	491,61	592,54	<b>715,53</b>



**Graph II.2:** Histogramme d’évolution des besoins min de la zone d’étude (2016-2046)

**II.4.2 Consommation maximale journalière:**

**Coefficient d’irrégularité journalière maximum:**

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

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots II.4$$

Avec :

- $Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/s$ )
- $Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/s$ )
- $K_{max,j} \in [1, 1 \div 1,3]$ . On prend :  $K_{max,j}=1,3$ .

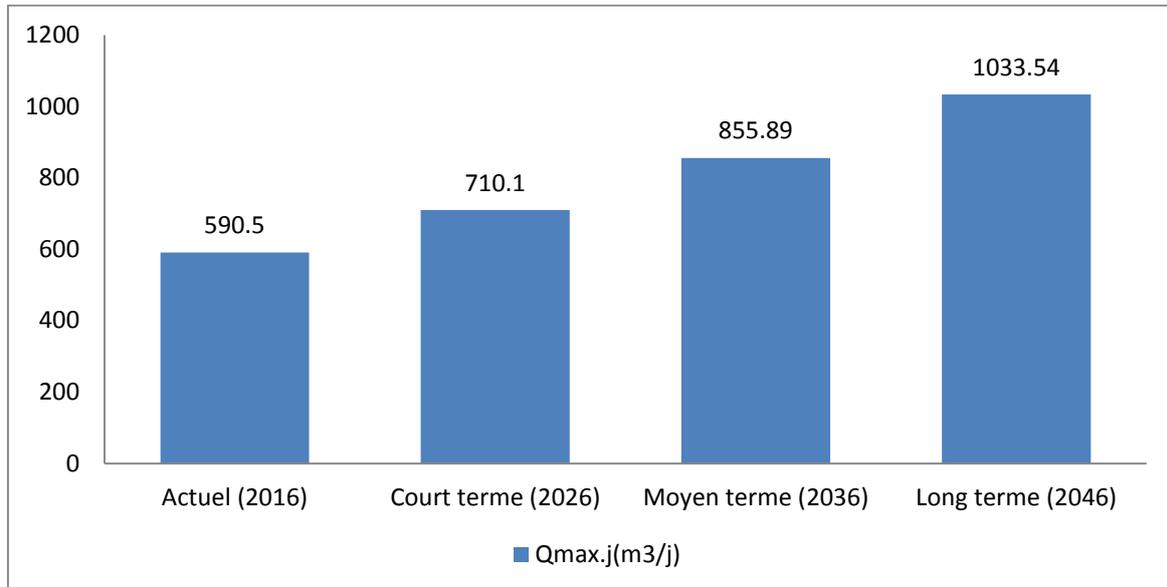
D’ou:  $Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j}$

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d’une journée de l’année ou la consommation est maximale.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tab II.5 :** Consommation maximale journalière de la zone d’étude

Horizon	Actuel 2016	court terme 2025	moyen terme 2035	long terme 2045
$Q_{moy,j} (m^3/j)$	454,23	546,23	658,38	795,03
$K_{max,j}$	1,3	1,3	1,3	1,3
$Q_{max,j} (m3/j)$	590,50	710,10	855,89	<b>1033,54</b>



**Graph II.3:** Histogramme d'évolution des besoins max de la zone d'étude (2016-2046).

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau d'adduction en fonction du débit maximum journalier qui est égal à:  $Q_{\max,j}=1033,54$  (m<sup>3</sup>/j) .

$$Q_{\max,j}=1033,54 \text{ m}^3/\text{j}$$

### II.5 Variation des débits horaires :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans l'agglomération en se basant sur le **Tableau II.6**, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

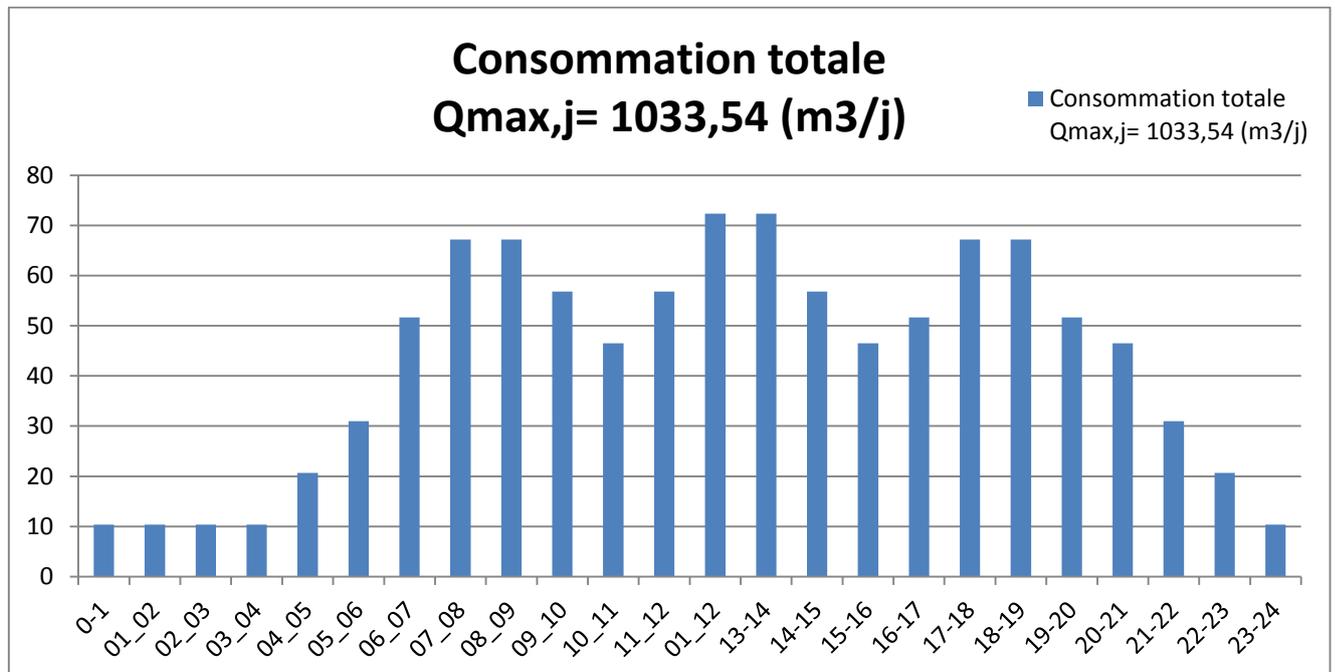
Etant donné que le nombre d'habitants de la zone d'étude est de **5072 habitants** donc il s'agit d'une agglomération qui correspond à la première colonne de répartition (Voir annexe I.1).

**Tableau II.6** : Variation du débit horaire de la zone d'étude à l'horizon 2046

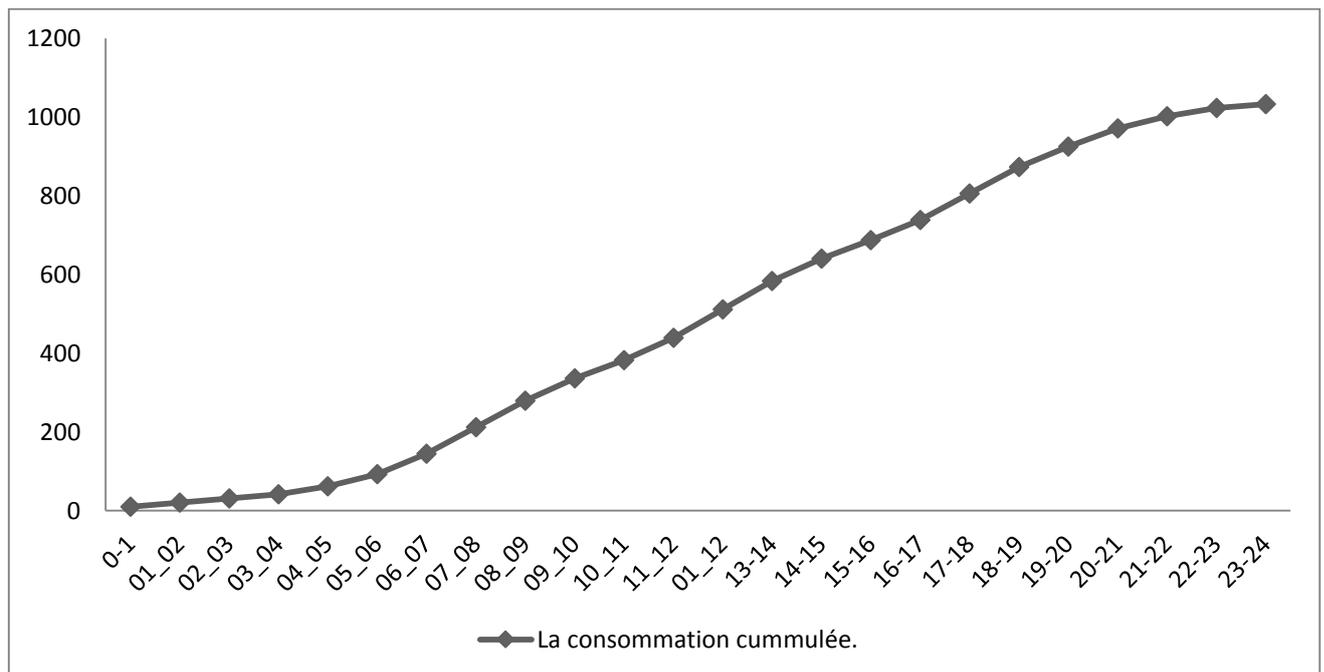
Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j} = 1033,54 \text{ (m}^3/\text{j)}$		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	01	10,34	1	10,34
1-2	01	10,34	2	20,67
2-3	01	10,34	3	31,01
3-4	01	10,34	4	41,34
4-5	02	20,67	6	62,01
5-6	03	31,01	9	93,02
6-7	05	51,68	14	144,70
7-8	6.5	67,18	20,5	211,88
8-9	6.5	67,18	27	279,06
9-10	5.5	56,84	32,5	335,90
10-11	4.5	46,51	37	382,41
11-12	5.5	56,84	42,5	439,25
12-13	07	<b>72,35</b>	49,5	511,60
13-14	07	<b>72,35</b>	56,5	583,95
14-15	5.5	56,84	62	640,79
15-16	4.5	46,51	66,5	687,30
16-17	05	51,68	71,5	738,98
17-18	6.5	67,18	78	806,16
18-19	6.5	67,18	84,5	873,34
19-20	5.0	51,68	89,5	925,02
20-21	4.5	46,51	94	971,53
21-22	03	31,01	97	1002,53
22-23	02	20,67	99	1023,20
23-24	01	10,34	100	1033,54
Total	100			

$$Q_{\text{pte}} = 72,35 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe  $Q_{\text{pte}}$  pour la zone d'étude est de **72,35 m<sup>3</sup>/h** et survient entre **midi et 14h**.



**Graph II.4:** Histogramme d'évaluation de la consommation totale journalière de la zone d'étude à l'horizon 2046



**Graph II.5:** Courbe d'évaluation de la consommation cumulée des villages de la zone d'étude

**Conclusion:**

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau du village à l'horizon de calcul (2046), par la suite nous avons calculé le débit maximum journalier ainsi que le débit de pointe de l'agglomération.

Afin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages d'adduction qui est l'objectif du chapitre suivant.

**Introduction :**

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.

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin d'assurer une alimentation continue en eau potable avec un coût de revient le plus bas possible.

**III.1 Types d'adduction :**

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

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte ;

**III.1.1 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.

**III.1.2 Adduction par refoulement (c'est le cas de notre adduction) :**

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.

**III.1.3 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 réservoir tampon.

**III.2 Choix des matériaux de canalisation :**

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut les classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

**III.2.1 Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

**III.2.2 Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

### III.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne environ (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen et le long terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées dans ce type d'application.

### III.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

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

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

### III.3 Recommandations :

Suivant les différentes sorties effectuées sur le terrain, nous proposons les solutions suivantes :

- Projection d'une station de reprise pour reprendre la charge vue la présence d'une dénivelée importante entre la station de pompage existante de Keddara et le réservoir de stockage.
- Projection d'un réservoir de reprise
- La projection d'une conduite de refoulement à partir de la station de pompage existante à côté du réservoir existant 500 m<sup>3</sup> de Keddara vers le réservoir de reprise.
- La projection d'une conduite de refoulement à partir de la station de reprise vers le réservoir de stockage de Zougara et Ouled Ziane.

- L'installation des groupes électropompes à l'intérieur de la station de pompage existante ainsi que la station de reprise pour le refoulement vers le réservoir de stockage de Zougara et Ouled Ziane.

Ces recommandations seront étudiées d'une manière exhaustive dans ce qui suit.

### III.4 Etude des variantes :

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

#### III.4.1 Variante N°1 :

Nous proposons dans cette variante d'alimenter en eau potable les villages de Zougara et d'Ouled ziane par refoulement à partir de la station de pompage Keddara vers le réservoir de stockage projeté implanté sur une colline situé au **Sud-Ouest** des villages, à travers une conduite de refoulement qui longe la route nationale N29.

#### Commentaires :

L'implantation du réservoir de stockage est située sur une cote qui n'assure pas la pression de service pour la totalité du village, donc cette variante a été abandonnée.

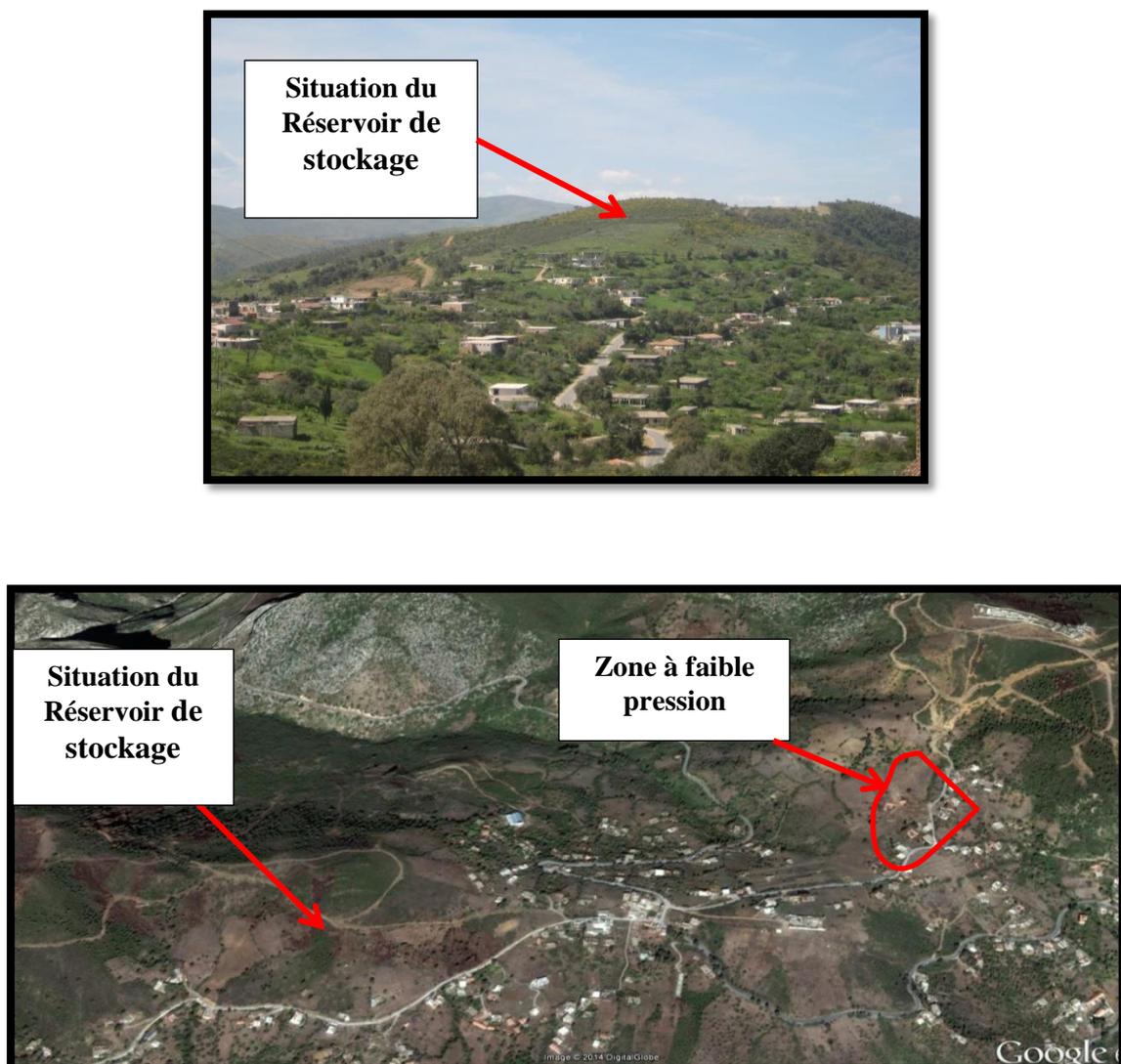


Figure III.1 : Emplacement du réservoir de stockage selon la variante N°1

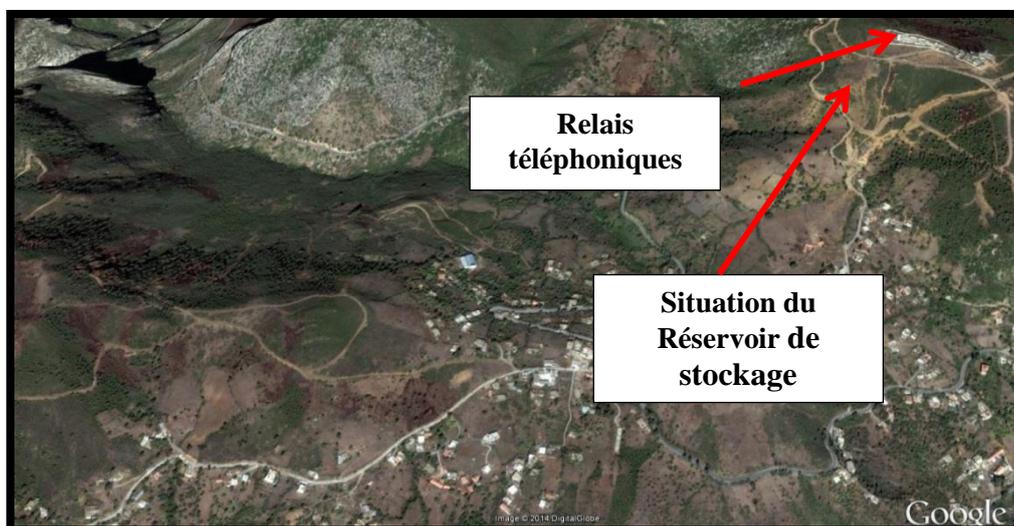
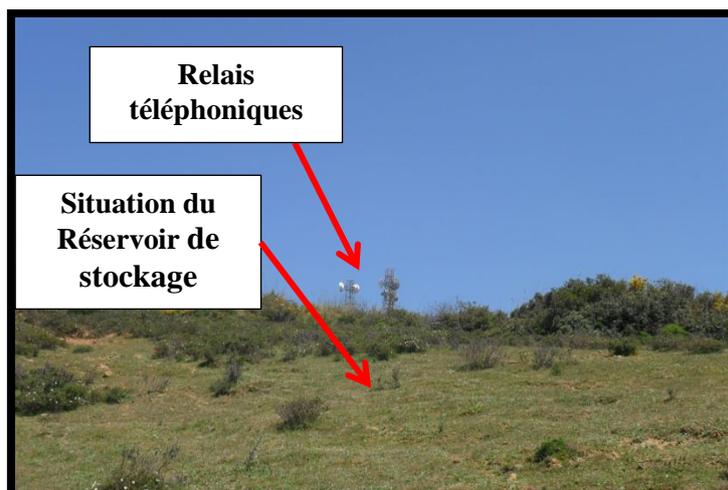
**Variante N°2 :**

Nous proposons dans cette variante d'alimenter en eau potable les villages de Zougara et d'Ouled Ziane par refoulement à partir de la station de pompage Keddara vers le réservoir de stockage projeté implanté au **Nord** des villages, à travers une conduite de refoulement qui traverse une zone montagneuse en **présence d'une carrière**.

**Commentaires :**

Cette variante a été tout de suite abandonnée et cela suite aux contraintes suivantes :

- Le terrain est très accidenté en présence de la roche ;
- L'instabilité du terrain à cause d'utilisation des mines pour la carrière ;
- Dénivelé très importante.



**Figure III.2 :** Emplacement du réservoir de stockage selon la variante N°2

### III.4.3 Variante N°3 :

Nous proposons dans cette variante d'alimenter en eau potable les villages de Zougara et d'Ouled Ziane par refoulement à partir de la station de pompage Keddara vers le réservoir de stockage projeté implanté au **Nord** des villages, à travers une conduite de refoulement qui longe la route nationale N°29.

#### Commentaires :

- La présence d'une dénivelée importante entre la station existante de Keddara et le réservoir projeté, **une station de pompage intermédiaire est indispensable (station de reprise)**.
- Nous avons choisis un site qui se situe à environ **800 m** avant l'entrée du village à côté de **cimetière**.
- Le tracé de la conduite de refoulement longe la route nationale N°29 implanté sur l'accotement de la rive droite de la route en allant de Keddara vers Zougara.
- L'existence d'un rétrécissement sur une partie du tracé de la conduite de refoulement projetée ou il est obligatoire de la poser sous la chaussée goudronnée.
- L'existence d'une fibre optique posée sur la rive gauche de la route nationale N°29 vers Bouira.



Figure III.3 : Emplacement du réservoir de stockage projeté et la station de reprise selon la variante N°3

**III.4.4 Variante N°4 :**

Cette variante est **identique à la variante 3**, la seule différence entre les deux variantes est que :

- ❖ Le tracé de la conduite de refoulement de la variante 3 traverse tous les villages sur un linéaire de **7 560 ml** pour arriver au réservoir projeté, tandis que pour la variante 4 le tracé passe par un raccourci qui traverse des terrains vierge (sous les poteaux de la moyenne tension) vers le réservoir projeté sur un linéaire de **6 560 ml**

**III.4.5 Choix de la Variante :**

Par une simple comparaison entre les variantes 3 et 4, nous remarquons que la variante 4 présente un linéaire moins important que la variante 3, donc la variante 4 est la variante recommandée pour notre projet pour des raisons purement économiques.

**III.4.6 Caractéristique de la variante 4 :**

Les caractéristiques de la **variante 4** sont structurées en deux parties à savoir :

**1<sup>ère</sup> Partie :**

- Equipements hydromécanique de la station de pompage existante de Keddara
- Projection d'une conduite de refoulement (station de Keddara vers le réservoir de reprise)

**2<sup>ème</sup> Partie :**

- Projection d'une station de reprise (Equipements hydromécaniques et électrique + Génie Civil)
- Projection d'un réservoir de reprise
- Projection d'un réservoir de stockage de Zougara et Ouled Ziane
- Projection de la 2<sup>ème</sup> conduite de refoulement (station de reprise vers le réservoir de stockage)

**III.5 Etude technico-économique de l'adduction par refoulement <sup>[2]</sup> :**

Comme ça été déjà mentionné 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 :

**III.5.1 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. La conduite est supposée assurer un service d'extrémité on peut déterminer ce diamètre à partir de plusieurs formules parmi lesquelles :

- **La formule de BRESS :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

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

- **La formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

Avec :

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

- **Formule de MUNIER :**

$$D_{éc} = (1 + 0.02n Q) \dots\dots\dots \text{III.3}$$

Avec :

n = nombre d'heures de pompage.

Q = débit en m<sup>3</sup>/s.

- **Formule de VIBERT (conduites en fonte) :**

$$D_{éc} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)} \dots\dots\dots \text{III.4}$$

$$D_{éc} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h)} \dots\dots\dots \text{III.5}$$

Avec :

e : prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA.

La question qui se pose : pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre calculé par l'une des formules citées, ces dernières nous permettent justement de limiter la plage des diamètres qui seront étudiés), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation pour avoir le diamètre économique.

**III.5.2 Perte de charge**

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

1. Pertes de charge linéaires ;
2. Pertes de charge singulières.

**1. Perte de charge linéaire :**

Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda.l}{D} \cdot \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots \text{DARCY- WEISBACH III.6}$$

Avec :

$\Delta H_L$  : Perte de charge linéaire ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g: Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>) ;

λ: Coefficient de frottement linéaire adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

$L$  : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;

**Détermination du coefficient de frottement linéaire :**

Pour le calcul de  $\lambda$  il existe deux méthodes :

- **Méthode graphique :**

Elle est basée sur diagramme de Moody (voir annexe II.1) qui donne la valeur du coefficient de frottement  $\lambda$  en fonction de la rugosité relative  $\frac{\varepsilon}{D}$  et le nombre de Reynolds  $Re$

- **Méthode analytique :**

Elle dépend du régime d'écoulement comme suit :

➤ En régime turbulent rugueux,  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots \text{III.7}$$

Avec :

$\varepsilon$  : Rugosité de la conduite en mm

$D$  : Diamètre de la conduite (mm)

En régime transitoire ( $2000 \leq Re \leq 4000$ ),  $\lambda$  est déterminé par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{COLEBROOK III.8}$$

➤ A la première approximation  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADE. Par des itérations successives on calcule la valeur approchée du coefficient de frottement

- **Vérification du régime d'écoulement par le nombre de Reynolds :**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante :

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot v} \dots\dots\dots \text{REYNOLDS III.9}$$

Avec :

Re: Nombre de REYNOLDS ;

$v$ : Viscosité cinématique de l'eau  $v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à une Température de 20°C ;

**2. Perte de charge singulière :**

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc. Elles sont estimées généralement de **10% à 15% (on prend 10%)** des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_L \dots\dots\dots \text{III.10}$$

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,1 * \Delta H_L \dots\dots\dots \text{III.11}$$

Avec :

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

$\Delta H_L$ : Perte de charge linéaire (m) ;

$\Delta H_s$ : Perte de charge singulière (m).

**III.5.3 Hauteur manométrique totale HMT :**

Elle correspond à la hauteur géométrique plus une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots \text{III.12}$$

Avec :

$\Delta H_T$  : Perte de charge totale ;

$H_g$  : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

**III.5.4 Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{III.13}$$

$$E = P * t * n \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots \text{III.14}$$

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots \text{III.15}$$

Avec :

$F_{ex}$  : Fraix d'exploitation (DA)

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

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

P: puissance absorbée par la pompe en (kW)

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

n : nombre des jours.

$\rho$  : masse volumique de l'eau (1000 kg/ m<sup>3</sup>)

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)  $F_{ex}$

Q: débit refoulé par la pompe (d'exploitation) en (m<sup>3</sup>/s)

HMT : Hauteur Manométrique Totale (mce)

$\eta$ : rendement de la pompe (75 %)

**Tableau III.1** Le barème des nouveaux tarifs de l'électricité applicable à partir du 1 janvier 2016

Tranche	Plage de Consommation (KWh /trimestre)	Prix d'un KWh (DA)
Basse tension	0-125	1,779
Moyenne tension	125-250	4,179
Haute tension	250-1000	4,812
Très haute tension	Plus de 1000	5,480

Source : la commission de régulation de l'électricité et du gaz (CREG)

**III.5.5 Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \dots\dots\dots \mathbf{III.16}$$

Avec:

$F_{am}$  : Frais d'amortissement en (DA)

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots \mathbf{III.17}$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 50 ans (voir annexe II.2)

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{50} - 1} + 0,08 = 0,0817 = 8,17 \%$$

$$A=8,17 \%$$

**III.5.6 Application numérique de l'étude technico-économique de l'adduction par refoulement :**

**III.5.6.1 Station de pompage Keddara-Réservoir de reprise :**

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots \mathbf{III.18}$$

Avec :

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

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

$Q_{max,j} = 1033,54 \text{ m}^3/j$  .

t : Durée de fonctionnement de la 1<sup>ère</sup> station (Keddara) par jour, t = 20 h ;

$L_{SP-RR}$  : Longueur du tronçon (station de pompage Keddara-Réservoir de reprise) ;

$C_{peSP}$  : Cote du plan d'eau d'aspiration de la station de pompage de Keddara (donnée) ;

$C_{tpRR}$  : Cote du trop-plein du réservoir de reprise (Chapitre IV) ;

$D_{app}$  : Diamètre approximatif.

➤  $Q_{exp} = \frac{1033,54}{20 * 3600} = 0,0144 \text{ m}^3/s$

➤  $L_{SP-RR} = 5060 \text{ m}$

➤  $C_{peSP} = 401 \text{ m}$  (donnée).

➤  $C_{tpRR} = 575,5 \text{ m}$  (Chapitre IV).

$H_g = C_{tpRR} - C_{peSP} = 575,5 - 401 = 174,5 \text{ m}$ .

➤  $H_g = 174,5 \text{ m}$ .

En appliquant la formule (III.2)

$D_{app} = \sqrt{0,0144} = 0,12 \text{ m}$ .

➤  $D_{app} = 120 \text{ mm}$ .

**Commentaire :**

Vu que la différence de niveau entre la station de pompage de Keddara et la cote du trop-plein du réservoir de reprise est supérieure à **17 bars** sans compter les pertes de charges, et vu que le terrain présente un relief accidenté dans les deux premiers kilomètres, donc la conduite de refoulement sera répartie en deux parties (Fonte ductile PFA62 + PEHD PN20), comme suit :

- ✓ Linéaire de la conduite de refoulement en Fonte ductile PFA62 **L = 2190 ml avec Hg = 36,25 m.**
- ✓ Linéaire de la conduite de refoulement en PEHD PN20 **L = 2870 ml avec Hg= 138,25 m.**
- ✓ Linéaire total de la première partie **L = 5060 m**

**Remarque :**

On opte pour une conduite en FONTE DUCTILE pour **le premier tronçon de la première partie** du projet, vu les avantages qu'elle présente à savoir:

- ✓ Souple et plus résistante.
  - ✓ Supporte des pressions de service atteignant 64 bars <sup>(1)</sup>
  - ✓ Une épaisseur de conduite voisine du 1/20<sup>ème</sup> du rayon.
  - ✓ Des longueurs jusqu'à 6 m à partir du diamètre de 600 mm <sup>(2)</sup>.
  - ✓ Différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.
- <sup>(1)</sup> et <sup>(2)</sup> (voir annexe II.3)

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

**A) Linéaire de la conduite de refoulement en Fonte ductile PFA62 L = 2190 ml :**

A l'aide de l'abaque de Moody on détermine la valeur de  $\lambda$

On prend  $\varepsilon = 0,15$  mm pour la Fonte (voir annexe). Le tableau suivant résume les différents calculs effectués :

**Tableau III.2 :** Calcul de la HMT du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (**Fonte Ductile PFA62**)

Dn (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re (10 <sup>5</sup> )	$\varepsilon/d$	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
100	0,0144	1,83	1,834	0,00150	0,022066	2190	82,80	91,07	127,32
125	0,0144	1,17	1,467	0,00120	0,020859	2190	25,65	28,21	64,46
150	0,0144	0,81	1,222	0,00100	0,019946	2190	9,86	10,84	47,09
200	0,0144	0,46	0,917	0,00075	0,018622	2190	2,18	2,40	38,65
250	0,0144	0,29	0,733	0,00060	0,017683	2190	0,68	0,75	37,00
300	0,0144	0,20	0,611	0,00050	0,016968	2190	0,26	0,29	36,54

**Détermination du prix unitaire d'un KWh :**

En appliquant la formule III.13 III.14 III.15 pour  $n = 91,25$  jours (un trimestre), et  $t = 20$ h et en se référant au tableau III.1 on trouve les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.3** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage Keddara-  
Réservoir de reprise (**Fonte Ductile PFA62**)

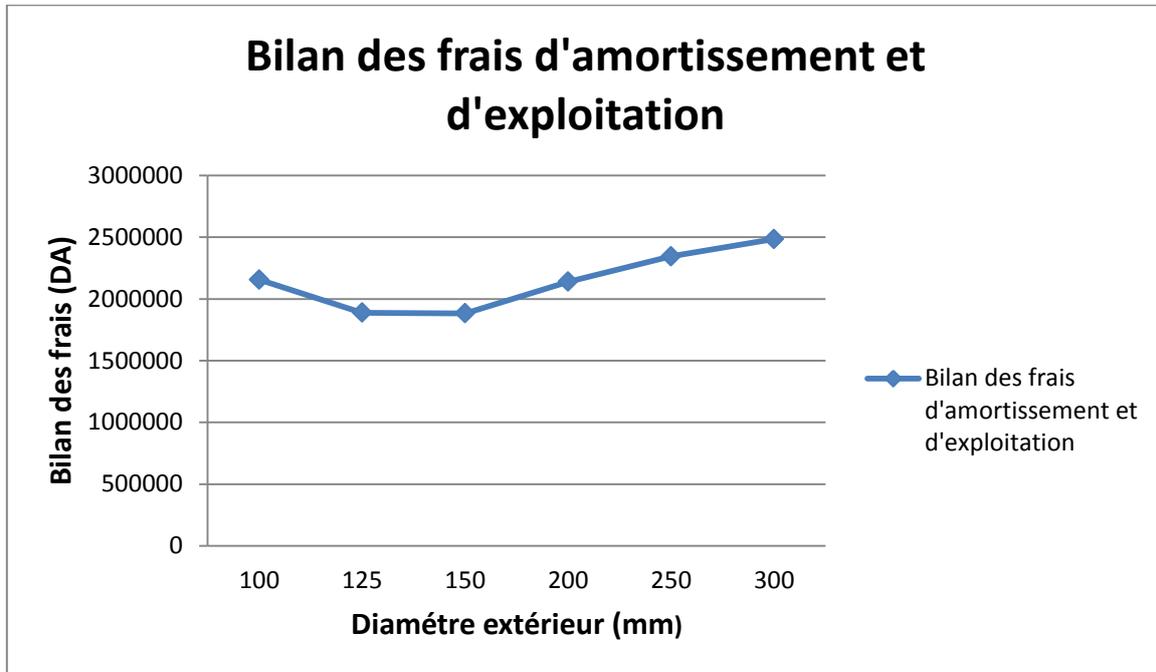
Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh/trimestre)	e (DA)	E (KWh/ans)	F <sub>exploitation</sub> (DA/ans)
100	23,98	43763,50	5,48	175067,88	959371,96
125	12,14	22155,50	5,48	88633,37	485710,87
150	8,87	16187,75	5,48	64748,99	354824,48
200	7,28	13286,00	5,48	53145,17	291235,55
250	6,97	12720,25	5,48	50870,29	278769,20
300	6,88	12556,00	5,48	50238,94	275309,38

**Tableau III.4** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage Keddara  
Réservoir de reprise (**Fonte Ductile PFA62**)

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA) <sup>(1)</sup>	L (m)	P <sub>rc</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
100	6 682,31	2190	14634259,00	1196233,59
125	7 836,22	2190	17161322,00	1402800,77
150	8 534,23	2190	18689964,00	1527755,01
200	10 323,10	2190	22607589,00	1847989,54
250	11 542,36	2190	25277768,00	2066255,34
300	12 336,05	2190	27015950,00	2208337,74

<sup>(1)</sup> : Fabricant algérien de tuyauterie (voir annexe II.4)**Tableau III.5** : Bilan du tronçon station de pompage Keddara- Réservoir de reprise  
(**Fonte Ductile PFA62**)

Diamètre (mm)	F <sub>exploitation</sub> (DA/ans)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
100	959371,96	1196233,59	2155605,55
125	485710,87	1402800,77	1888511,63
150	354824,48	1527755,01	1882579,49
200	291235,55	1847989,54	2139225,09
250	278769,20	2066255,34	2345024,55
300	275309,38	2208337,74	2483647,12



**Graph III.1 :** Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (Fonte Ductile PFA62)

**B) Linéaire de la conduite de refoulement en PEHD PN 20 L = 2870 ml**

Pour les conduites en **PEHD**, le dimensionnement se fait en tenant compte du diamètre intérieur.

$$D_{int} = D_{ex} - 2e \dots\dots\dots III.19$$

Avec :

$D_{ex}$  : Diamètre extérieur de la conduite (mm) ;

$e$  : épaisseur de la conduite (mm) .

A l’aide de l’abaque de Moody on détermine la valeur de  $\lambda$

On prend  $\epsilon = 0,01$  mm pour le PEHD DN<200 (voir annexe II.5). Le tableau suivant résume les différents calculs effectués :

**Tableau III.6 :** Calcul de la HMT du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (**PEHD PN20**)

Dex (mm)	Epaisseur (mm)	Din (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re (10 <sup>5</sup> )	$\epsilon/d$	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
110	12,3	85,4	0,0144	2,51	2,1469828	0,0001171	0,012554	135,90	149,49	287,74
125	14,0	97,0	0,0144	1,95	1,89023021	0,00010309	0,012251	70,15	77,17	215,42
160	17,9	124,2	0,0144	1,19	1,47626675	8,0515E-05	0,011694	19,46	21,40	159,65
200	22,4	155,2	0,0144	0,76	1,18139388	6,4433E-05	0,015413	8,42	9,26	147,51
250	27,9	194,2	0,0144	0,49	0,94414176	5,1493E-05	0,014701	2,62	2,88	141,13
315	35,2	244,6	0,0144	0,31	0,7496007	4,0883E-05	0,014018	0,79	0,87	139,12

En appliquant la formule **III.13 III.14 III.15** pour  $n = 91,25$  jours (un trimestre), et  $t = 20h$  et en se référant au tableau **III.1** on trouve les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (PEHD PN20)

Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh/trimestre)	e (DA)	E (KWh/ans)	F <sub>exploitation</sub> (DA/ans)
110	54,20	98915	5,48	395627,55	2168038,97
125	40,57	74040,25	5,48	296192,62	1623135,56
160	30,07	54877,75	5,48	219518,74	1202962,72
200	27,78	50698,5	5,48	202820,11	1111454,18
250	26,58	48508,5	5,48	194047,91	1063382,53
315	26,20	47815	5,48	191280,32	1048216,15

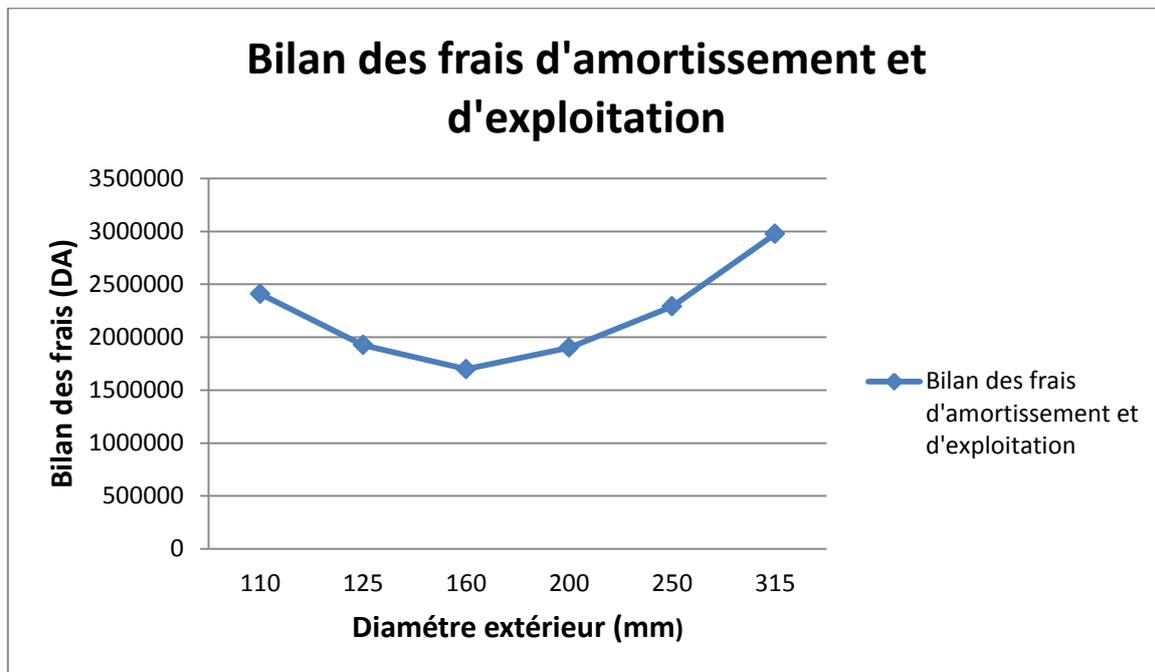
**Tableau III.8** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (PEHD PN20)

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA) <sup>(2)</sup>	L (m)	P <sub>rc</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
110	1 028,03	2870	2950446,10	241175,37
125	1 291,05	2870	3705313,50	302879,74
160	2 109,40	2870	6053978,00	494864,27
200	3 364,46	2870	9656000,20	789300,77
250	5 233,61	2870	15020460,70	1227802,50
315	8 215,49	2870	23578456,30	1927350,17

<sup>(2)</sup> : Fabricant algérien de tuyauterie (voir annexe II.6)

**Tableau III.9** Bilan du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (PEHD PN20)

Diamètre (mm)	F <sub>exploitation</sub> (DA/ans)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
110	2168038,97	241175,37	2409214,34
125	1623135,56	302879,74	1926015,30
160	1202962,72	494864,27	1697826,99
200	1111454,18	789300,77	1900754,95
250	1063382,53	1227802,50	2291185,03
315	1048216,15	1927350,17	2975566,33



**Grphe III.2 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise (PEHD PN20)

**Tableau III.10** Combinaison des diamètres du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise

Diamètre (Fonte) (mm)	Diamètre (PEHD) (mm)	Bilan Fonte (DA)	Bilan PEHD (DA)	Bilan Total (DA)
125	125	1888511,63	1926015,30	3814526,9
125	160	1888511,63	1697826,99	3586338,6
150	125	1882579,49	1926015,30	3808594,8
150	160	1882579,49	1697826,99	3580406,5

**Commentaire :**

D'après le **tableau III.10** la meilleure combinaison est celle du DN150 Fonte et DN160 PEHD par ce qu'elle présente le bilan total le plus petit

**Tableau III.11:** Récapitulation des résultats du tronçon station de pompage Keddara-Réservoir de reprise  
(Fonte Ductile PFA62 & PEHD PN20)

Matériau de la conduite	Diamètre économique (mm)	Longueur (m)	Hg (m)	HMT (m)	Q (l/s)	V (l/s)
Fonte ductile PFA62	150	2190	36,25	47,09	14,4	0,81
PEHD PN20	160	2870	138,25	159,65	14,4	1,19

Le diamètre économique du tronçon Fonte ductile **PFA62** est de **150 mm** avec une vitesse de  $0,5 < 0,81 < 2,5$  m/s qui est une vitesse admissible.

Le diamètre économique du tronçon PEHD est de **160mm** avec une vitesse de **1,19 m/s**.  $1 < 1,19 < 1,5$  m/s qui est une vitesse admissible.

**III.5.6.2 Station de reprise-réservoir de stockage :**

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

Avec :

$Q_{exp}$  : Débit d'exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;

$Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ,  $Q_{max,j} = 1033,54$  m<sup>3</sup>/j .

$L_{SR-R}$  : Longueur du tronçon (station reprise-réservoir de stockage)

$C_{PER}$  : Côte du plan d'eau d'aspiration de la station de reprise (Chapitre V)

$C_{tpR}$  : Côte du trop-plein du réservoir de stockage (Chapitre IV)

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

$D_{app}$  : Diamètre approximatif

➤  $Q_{exp} = \frac{1033,54}{20 * 3600} = 0,0144$  m<sup>3</sup>/s

➤  $L_{SR-R} = 1500$  m ;

➤  $C_{PER} = 572,37$  m.

➤  $C_{tpR} = 717,5$  m.

$H_g = C_{tpR} - C_{PER} = 717,5 - 572,37 = 146,5$  m.

➤  $H_g = 146,5$  m.

En appliquant la formule (III.2)  $D_{app} = \sqrt{0,0144} = 0,12$  m.

➤  $D_{app} = 120$  mm.

La hauteur géométrique entre la station de reprise et le réservoir projeté est égale à **15 bars** sans compter les pertes de charges, donc la conduite de refoulement sera projetée en **PEHD PN 20**.

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

**Tableau III.12:** Calcul de la HMT du tronçon station de reprise-réservoir de stockage

Dex (mm)	Epaisseur (mm)	Din (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re (10 <sup>5</sup> )	ε/d	λ	Δ H <sub>l</sub> (m)	Δ H <sub>t</sub> (m)	HMT (m)
110	12,3	85,4	0,0144	2,51	2,1469828	0,0001171	0,012554	71,03	78,13	224,63
125	14,0	97,0	0,0144	1,95	1,89023021	0,00010309	0,012251	36,66	40,33	186,83
160	17,9	124,2	0,0144	1,19	1,47626675	8,0515E-05	0,011694	10,17	11,19	157,69
200	22,4	155,2	0,0144	0,76	1,18139388	6,4433E-05	0,015413	4,40	4,84	151,34
250	27,9	194,2	0,0144	0,49	0,94414176	5,1493E-05	0,014701	1,37	1,50	148,00
315	35,2	244,6	0,0144	0,31	0,7496007	4,0883E-05	0,014018	0,41	0,45	146,95

En appliquant la formule III.13 III.14 III.15 pour  $n = 91,25$  jours (un trimestre), et  $t = 20h$  et en se référant au tableau III.1 on trouve les résultats représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon station de reprise-réservoir de stockage

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/trimestre)	e (DA)	E (KWh/ans)	F <sub>exploitation</sub> (DA/ans)
110	42,31	77215,75	5,48	308857,09	1692536,85
125	35,19	64221,75	5,48	256887,61	1407744,13
160	29,70	54202,5	5,48	216814,16	1188141,60
200	28,51	52030,75	5,48	208086,65	1140314,84
250	27,88	50881	5,48	203501,88	1115190,28
315	27,68	50516	5,48	202055,40	1107263,60

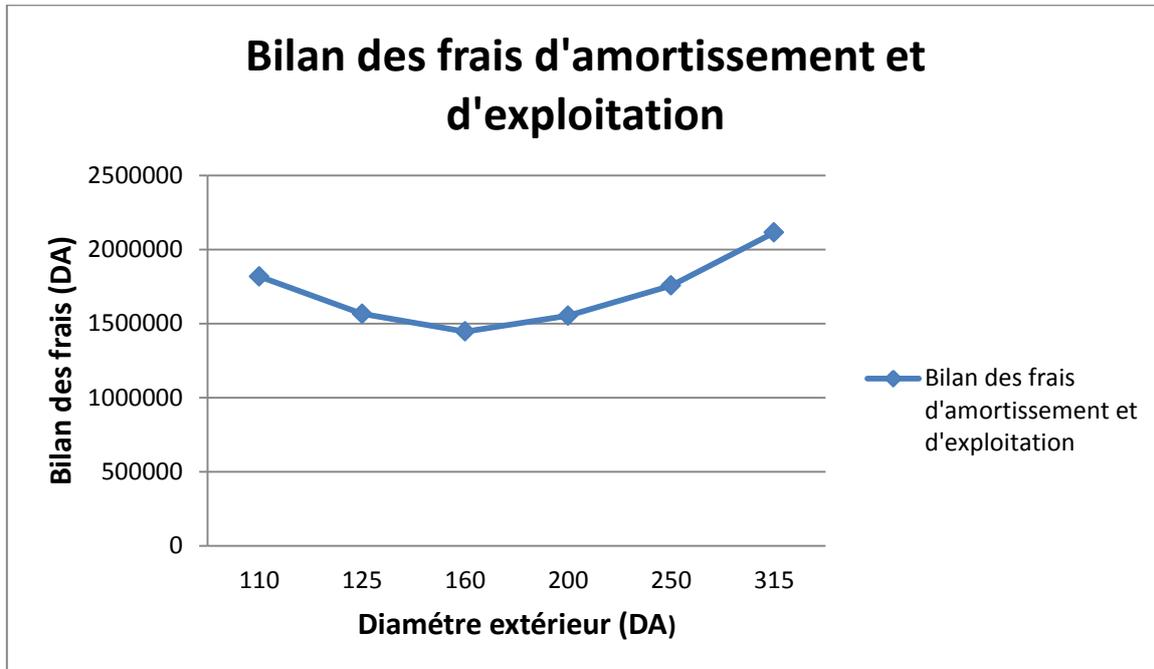
**Tableau III.14:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon station de reprise-réservoir de stockage

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	P <sub>rc</sub> ( DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
110	1 028,03	1500	1 542045	126049,84
125	1 291,05	1500	1 936575	158299,51
160	2 109,40	1500	3 164100	258639,86
200	3 364,46	1500	5 046690	412526,53
250	5 233,61	1500	7 850415	641708,62
315	8 215,49	1500	12323235	1007325,88

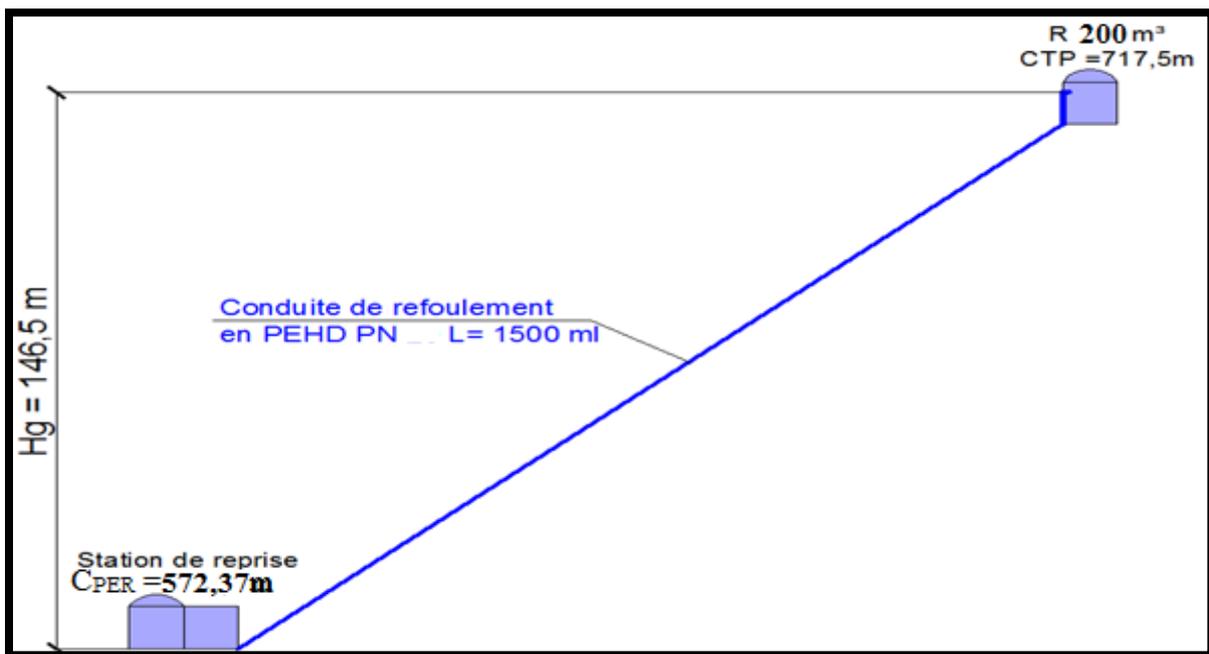
**Tableau III.15:** Bilan du tronçon station de reprise-réservoir de stockage

Diamètre (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
110	1692536,85	126049,84	1818586,69
125	1407744,13	158299,51	1566043,64
160	1188141,60	258639,86	1446781,46
200	1140314,84	412526,53	1552841,37
250	1115190,28	641708,62	1756898,90
315	1107263,60	1007325,88	2114589,47

Le diamètre économique est de **160mm** avec une vitesse de **1,19 m/s (admissible)**.



**Graph.III.3 :** Bilan des frais totaux en fonction des diamètres de la partie station de reprise-réservoir de stockage (Fonte+PEHD).



**Figure III.4 :** Schéma de calcul du tronçon station de reprise-réservoir de stockage

#### Conclusion :

L'étude techno-économique de l'adduction par refoulement nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction aura une longueur totale de **6560 m**, elle sera composée d'une partie de **2190 m** en Fonte ductile d'un diamètre de **150 mm** et de **2870 m** en PEHD d'un diamètre de **160 mm**, et d'une partie de **1500 m** en PEHD d'un diamètre de **160 mm**, avec deux stations de pompage (l'une des deux est de reprise pour reprendre la charge) qui refoulent un débit de **14,4 l/s** à une hauteur maximale de **364,43 m**.

**Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Ils sont aménagés pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée, d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

Comme notre zone d'étude est dépourvue d'ouvrage de stockage, l'étude des réservoirs représente un élément indispensable dans notre projet, donc le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les volumes de stockages nécessaires de telle façon à assurer un meilleur fonctionnement du réseau.

**IV.1 Rôle des réservoirs :**

La capacité d'eau stockée dans le réservoir doit assurer la distribution pendant au moins 2 heures en cas de dysfonctionnement des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

A part son rôle de stockage le réservoir peut avoir d'autres fonctions :

- **Rôle de régulateur et accumulateur :**

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

- **Augmentation des pressions :**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et a une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points les plus défavorables.

- **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :**

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

- **Brise charge :**

Si le terrain présente un relief accidenté, dans certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge surtout dans les zones où la pente est exagérée.

- **Réserve d'incendie :**

On peut avoir deux cas:

1. un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie, ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
2. La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation c'est le cas le plus fréquent.

**Les réservoirs doivent être :**

- Etanches ;
- Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau ;
- Bien protégés contre toute contamination d'eau susceptible ;
- Établir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

**IV.2 Emplacements des réservoirs :**

L'emplacement d'un réservoir pose souvent une contrainte, à cet effet on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse gravitairement, ce qui implique qu'on cherche à l'implanter à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau ;
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.

- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par des pressions suffisantes.

### IV.3 Choix de type du réservoir :

Les caractéristiques topographiques de la région ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution sont des facteurs importants pour le choix de l'ouvrage.

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

- **D'après la nature des matériaux**, on distingue :
  - Réservoirs métalliques.
  - Réservoirs en maçonnerie.
  - Réservoirs en béton armé.
  - Réservoirs en plastique.
- **D'après la situation des lieux**, ils peuvent être
  - Réservoirs enterrés.
  - Réservoirs semi enterrés.
  - Réservoirs surélevés.
- **D'après la forme de la cuve** :
  - Réservoirs carrés.
  - Réservoirs circulaires.
  - Réservoirs rectangulaires

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir.

### IV.4 Equipement du réservoir :

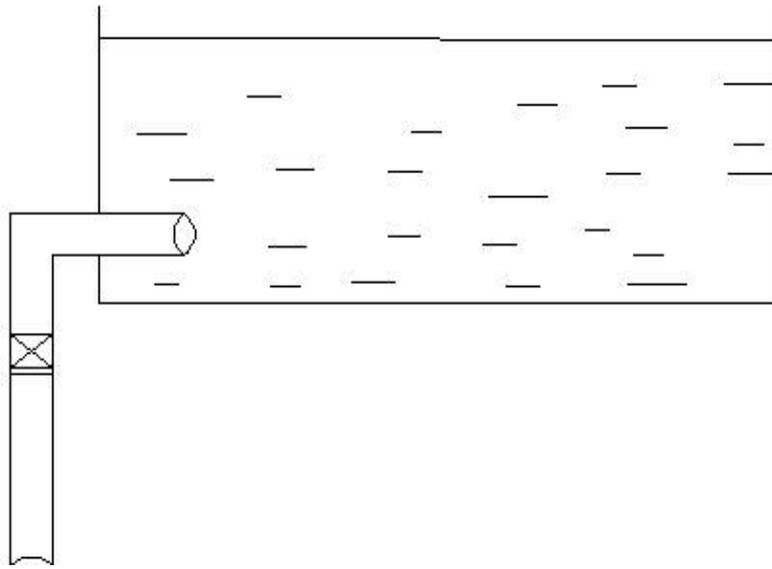
Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride.

- **Conduite d'arrivé ou d'alimentation :**

Cette conduite de type refoulement ou gravitaire, doit arriver dans la cuve en siphon noyé ou par le fond, toujours à l'opposé de la conduite de départ, **pour provoquer un meilleur brassage**. Cette arrivée permet en effet le renouvellement d'eau par mélange en créant une perturbation et un écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier, les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.



Figure

## IV.1 : Conduite d'arrivée.

- **Conduite de départ ou de distribution :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite, donc la cavitation). Cette conduite est équipée d'une **vanne à survitesse** (Vanne papillon) permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

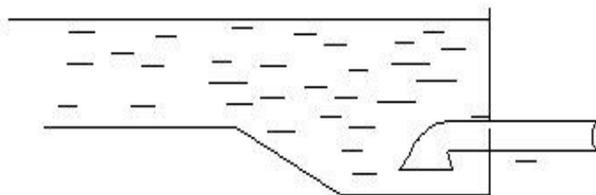


Figure IV.2 : Conduite de départ

- **Conduite de trop-plein :**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir en cas de pompage continu. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

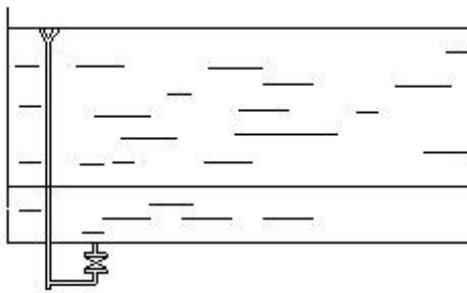


Figure IV.3 : Conduite de trop plein et de trop plein.

▪ **Conduite de décharge ou de vidange :**

La conduite de vidange doit être branchée du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

▪ **Conduite by-pass :**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

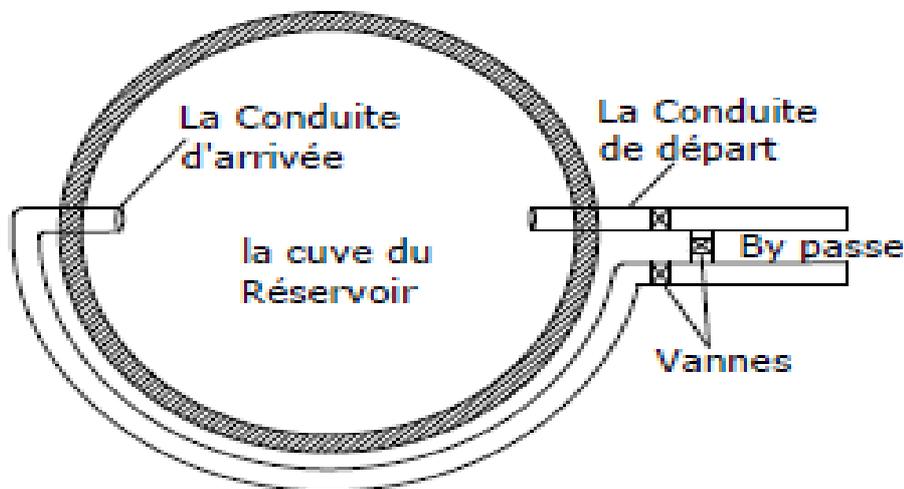
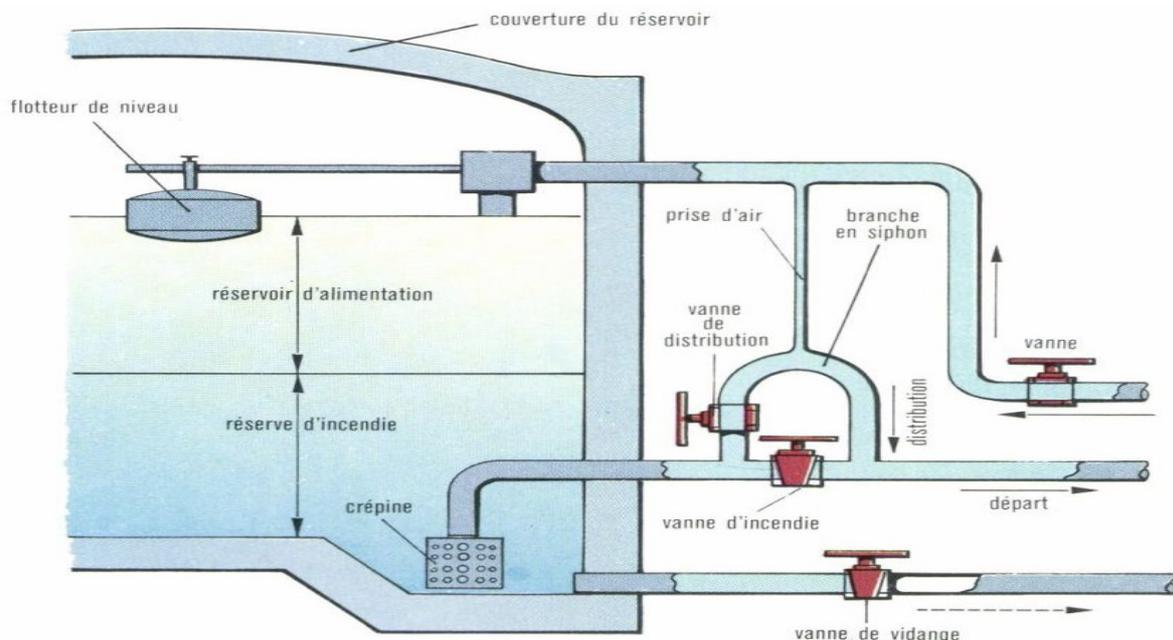


Figure IV.4 : By-pass avec la conduite d'arrivée et de départ.

▪ **Matérialisation de la réserve d'incendie :**

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises, en vue d'éviter, dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. On distingue deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.



**Figure IV.5 :** Coupe transversale d'un réservoir semi enterré (voir planche N°: 5/8).

#### IV.5 Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour répondre au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour répondre aux variations du débit journalier de consommation en tenant compte bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire la capacité du réservoir en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, il peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

##### IV.5.1 Méthode graphique <sup>[2]</sup>:

On trace, sur 24 heures les courbes de volumes cumulés  $V_a(t)$  provenant de l'alimentation et  $V_c(t)$  correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe  $[V_a(t)-V_c(t)]$ . Le volume minimum nécessaire du réservoir  $V_r$  sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence ( $R_{max} = d^+ + d^-$  (%)). Cette méthode, très précise, suppose, donc, que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées. La méthode est illustrée par le **Graphique IV.2**.

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante: et le volume total sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$ .

Avec :

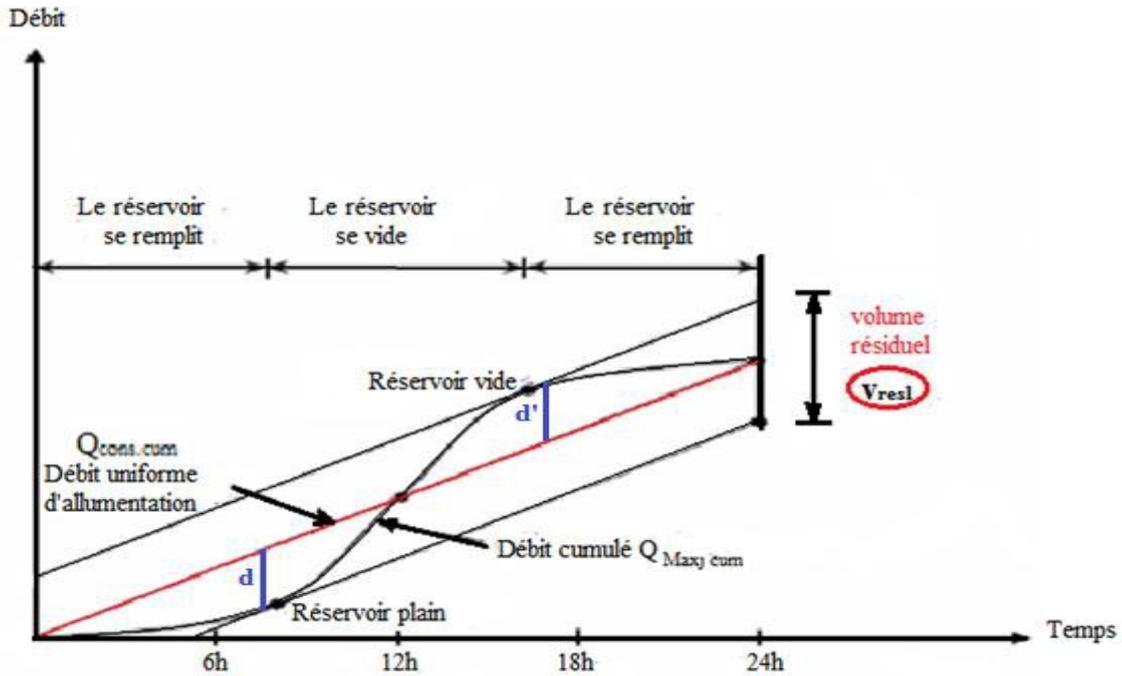
☐☐ Volume totale du réservoir ;

☐

$V_{inc}$  : Réserve d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup> ;

$R_{max}$  : Fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

$Q_{max}$  : Débit maximale journalière en (m<sup>3</sup> /j).



Graphique IV.1 : Représentation graphique de la consommation et l'apport en fonction du temps

IV.5.2 La méthode analytique [2] :

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

$$V_r = V_{inc} + V_{reg} \dots \dots \dots III .1$$

Avec :

- $V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>),
- $P\%$  : représente la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) et de la plus petite valeur (négative) en pourcentage.
- $Q_{max}$  : La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots III .2$$

Avec :

- $V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).
  - $V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à 80 m<sup>3</sup>.
- Pour déterminer la capacité du réservoir de notre projet on opte pour la méthode analytique.

La détermination de la capacité des réservoirs par cette méthode, exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération.
- Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie.

**Application numérique**

**IV.6 Dimensionnement du réservoir de stockage :**

**IV.6.1 Estimation de la capacité totale par la méthode analytique**

**Tableau IV.1 :** Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	01	-	1	8,5
01 - 02	0	01	-	1	7,5
02 - 03	0	01	-	1	6,5
03 - 04	0	01	-	1	5,5
04 - 05	5	02	3	-	8,5
05 - 06	5	03	2	-	<b>10,5</b>
06 - 07	5	05	0	-	10,5
07 - 08	5	6.5	-	1,5	9
08 - 09	5	6.5	-	1,5	7,5
09 - 10	5	5.5	-	0,5	7
10 - 11	5	4.5	0,5	-	7,5
11 - 12	5	5.5	-	0,5	7
12 - 13	5	07	-	2	5
13 - 14	5	07	-	2	3
14 - 15	5	5.5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	4.5	0,5	-	3
16 - 17	5	05	0	0	3
17 - 18	5	6.5	-	1,5	1,5
18 - 19	5	6.5	-	1,5	0
19 - 20	5	5.0	0	0	<b>0</b>
20 - 21	5	4.5	0,5	-	0,5
21 - 22	5	03	2	-	2,5
22 - 23	5	02	3	-	5,5
23 - 00	5	01	4	-	9,5
<b>Total</b>	<b>100 %</b>	<b>100 %</b>	--	--	--

Donc la capacité du réservoir sera :

Selon la **formule III.1** le volume résiduel := 108,52m<sup>3</sup>

Selon la **formule III.2** la capacité totale:  $V_T = 108,52 + 80 = 188,52 \text{ m}^3$

La capacité normalisée:  $V_n = 200\text{m}^3$ .

**IV.6.2 Les dimensions du réservoir de stockage :**

En ce qui concerne la forme du réservoir, on opte pour la **forme circulaire** puisque notre volume est **inférieur à 10000 m<sup>3</sup>** [2].

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre (3 et 6) m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre (7 et 10) m.

Le diamètre D de la cuve :

$$\begin{aligned}
 & \dots\dots\dots \text{III.3} \\
 H = h_{\text{eau}} + R & \dots\dots\dots \text{III.4} \\
 h_{\text{eau}} = & \dots\dots\dots \text{III.5} \\
 h_{\text{inc}} & \dots\dots\dots \text{III.6}
 \end{aligned}$$

Avec :

- : Section du réservoir
- Dc : Le diamètre de la cuve
- H : La hauteur totale du réservoir (on prend H=5m)
- : Volume normalisé du réservoir
- : Volume d'incendie (on prend = 80 m<sup>3</sup>)
- R : marge de sécurité
- h<sub>eau</sub> : hauteur d'eau
- h<sub>inc</sub> : La hauteur de la réserve d'incendie

$$\begin{aligned}
 & 7,14 \text{ m} \\
 h_{\text{eau}} & = 4,5 \text{ m} \\
 R & = 5 - 4,5 = 0,5 \text{ m} \\
 h_{\text{inc}} & = 1,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**Tableau IV.2:** Tableau donnant les dimensions du réservoir de stockage

Réservoir	V <sub>n</sub> (m <sup>3</sup> )	Dc (m)	Dn (m)	S (m <sup>2</sup> )	h <sub>eau</sub> (m)	h <sub>inc</sub> (m)	R (m)	H (m)
Réservoir de stockage	200	7,1 4	8	50,27	4,5	1,59	0,5	5

**Tableau IV.3:** Caractéristique du réservoir de stockage

Réservoir de stockage	
Cote terrain naturel CTN (m)	<b>715,00</b>
Cote radier Cr (m)	<b>712,50</b>
Cote trop-plein CTP (m)	<b>717,50</b>

Capacité (m <sup>3</sup> )	<b>200 m<sup>3</sup></b>
Forme géométrique	<b>Circulaire</b>
Type	<b>Semi enterré</b>



**Figure IV.6 :** L'emplacement du réservoir de stockage

#### IV.7 Dimensionnement du réservoir de reprise :

##### IV.7.1 Estimation de la capacité totale par la méthode analytique :

Le réservoir de reprise se situe à 5060 ml du piquage est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage de Keddara avec un débit de 14,4 l/s.

Le volume du réservoir de reprise est déterminé par la méthode analytique :

**Tableau IV.4 :** Evaluation de volume du réservoir de reprise

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	5	0	5	-	-15
01 – 02	5	0	5	-	-10
02 – 03	5	0	5	-	-5
03 – 04	5	0	5	-	0
04 – 05	5	5	0	0	0
05 – 06	5	5	0	0	<b>0</b>

06 – 07	5	5	0	0	0
07 – 08	5	5	0	0	0
08 – 09	5	5	0	0	0
09 – 10	5	5	0	0	0
10 – 11	5	5	0	0	0
11 – 12	5	5	0	0	0
12 – 13	5	5	0	0	0
13 – 14	5	5	0	0	0
14 – 15	5	5	0	0	0
15 – 16	5	5	0	0	0
16 – 17	5	5	0	0	0
17 – 18	5	5	0	0	0
18 – 19	5	5	0	0	0
19 – 20	5	5	0	0	0
20 – 21	0	5	-	5	-5
21 – 22	0	5	-	5	-10
22 – 23	0	5	-	5	-15
23 – 00	0	5	-	5	-20
<b>Total</b>	<b>100 %</b>	<b>100 %</b>	--	--	--

Donc la capacité du réservoir de reprise :

Selon la **formule III.1**  $= 206,71 \text{ m}^3$

Selon la **formule III.1**  $V_r = 206,71 + 80 = 286,71 \text{ m}^3$

La capacité normalisée  **$V_r$ : 300 m<sup>3</sup>**

**IV.7.2 Les dimensions du réservoir de reprise :**

En appliquant les formules **III.3 III.4 III.5 III.6**, on trouve les dimensions géométriques du réservoir de reprise regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5:** Tableau donnant les dimensions du réservoir de reprise

Réservoir	Vn (m <sup>3</sup> )	D <sub>c</sub> (m)	D <sub>n</sub> (m)	h <sub>eau</sub> (m)	h <sub>inc</sub> (m)	S <sub>cuve</sub> (m <sup>2</sup> )	R (m)	H (m)
Réservoir de reprise	300	8,74	9	4,72	1,59	63,62	0,28	5

**Tableau IV.6:** Caractéristique du réservoir de reprise

Réservoir de reprise	
Cote terrain naturel CTN (m)	<b>573,00</b>
Cote radier Cr (m)	<b>570,50</b>
Cote trop-plein CTP (m)	<b>575,50</b>
Capacité (m <sup>3</sup> )	<b>300 m<sup>3</sup></b>

Forme géométrique	<b>Circulaire</b>
Type	<b>Semi-enterré</b>

**IV.7.3 Réservoir existant (Keddara) :**

**Tableau IV.7:** Tableau donnant les dimensions du réservoir de Keddara

Réservoir	V <sub>n</sub> Volume en (m <sup>3</sup> )	Dc (m)	D <sub>n</sub> (m)	S <sub>cuve</sub> (m <sup>2</sup> )	h <sub>eau</sub> (m)	h <sub>inc</sub> (m)	R (m)	H (m)
Keddara	500	11,29	12	113,1	4,43	1,07	0,57	5

Source : DRE Boumerdes

**Tableau IV.8 :** Caractéristique du réservoir existant ( Keddara)

Réservoir existant (Keddara)	
Cote terrain naturel CTN (m)	<b>404,50</b>
Cote radier Cr (m)	<b>403,00</b>
Cote trop-plein CTP (m)	<b>408,00</b>
Capacité (m <sup>3</sup> )	<b>500 m<sup>3</sup></b>
Forme géométrique	<b>Circulaire</b>
Type	<b>Semi enterré</b>

Source : DRE Boumerdes

**Tableau IV.9 :** Récapitulation des résultats des réservoirs

Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote terrain naturel CTN (m)	Cote radier Cr (m)	Cote trop-plein CTP (m)	D <sub>n</sub> (m)	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)	S <sub>cuve</sub> (m <sup>2</sup> )	R (m)	H (m)
200	715,00	712,50	717,50	8	4	1,59	50,27	0,5	5
300	573,00	570,50	575,50	9	4	1,59	63,62	0,28	5
500	404,50	403,00	408,00	12	4	1,07	113,1	0,57	5

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les capacités du réservoir de stockage Zougara et Ouled ziane ainsi que la capacité du réservoir de reprise qui ont un volume de **200 m<sup>3</sup>** et **300 m<sup>3</sup>** respectivement, et ceci pour satisfaire les besoins en eau de l'agglomération



**Introduction :**

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes idéales adaptées à l'usage de notre projet qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompages le long de l'adduction, tout en assurant un fonctionnement optimal des pompes choisissent.

**V.1 Définition d'une pompe :**

Une pompe est un système d'élévation d'eau elle est construite pour assurer un débit  $Q$  à élever pour une hauteur  $H$ . Elle est entraînée par un moteur électrique et permet de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Elle peut être :

- Une pompe à axe horizontal ;
- Une pompe à axe vertical ;
- Une pompe à axe oblique ;

**V.2 Couplage des pompes :**

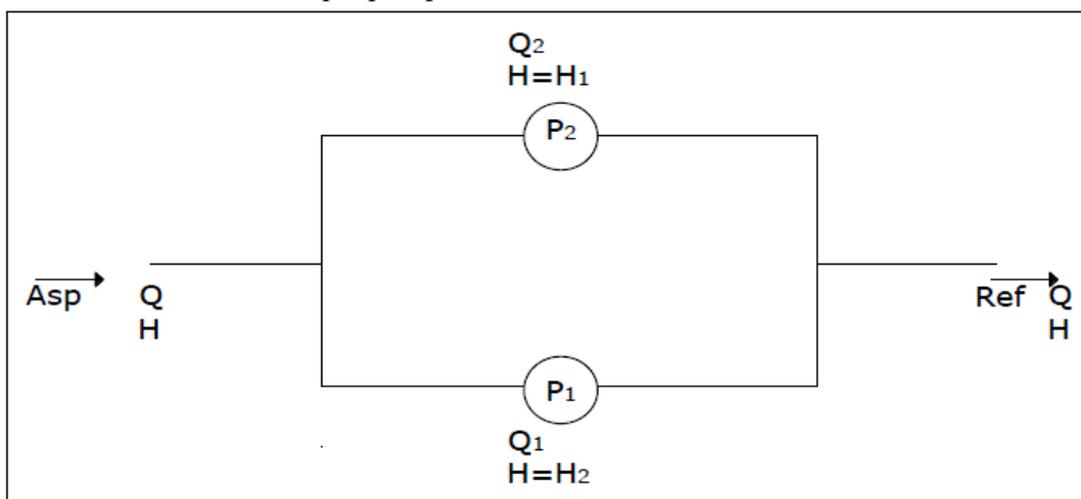
Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série soit en parallèle, selon la nécessité comme suit :

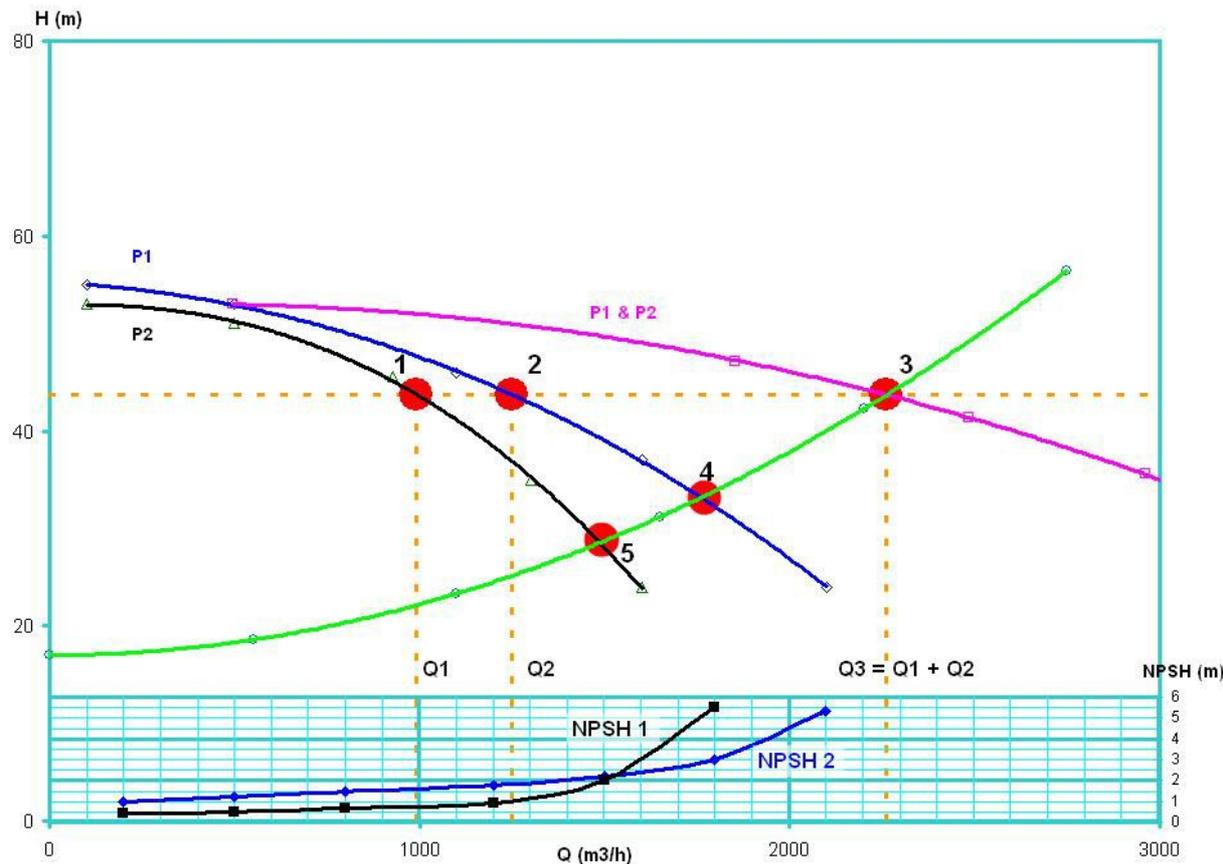
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation le débit refoulé par les pompes.
- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

**V.2.1 Couplage en parallèle :**

Dans ce cas chaque conduite de refoulement individuelle conduit à une conduite générale commune, pour une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.



**Figure V.1:** Couplage de deux pompes en parallèle



Graph V.1: Characteristic curve of coupling of two pumps identical in parallel.

V.2.2 Couplage en série :

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévations de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.

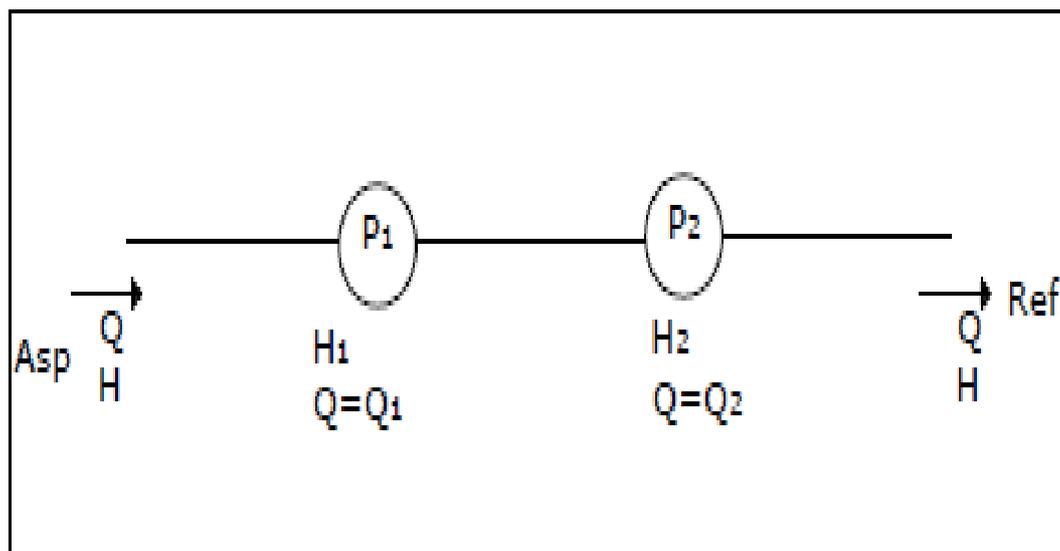
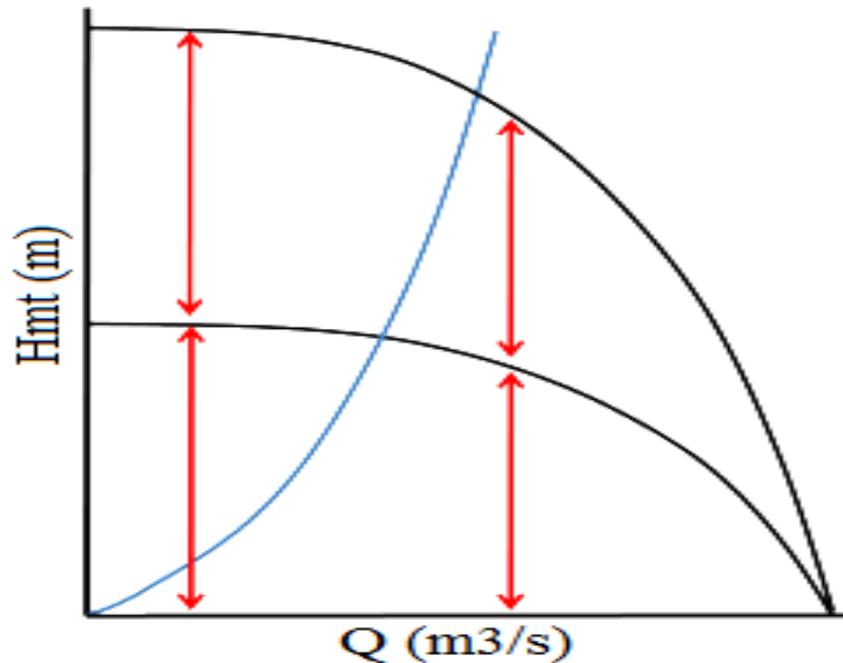


Figure V.2: Couplage de deux pompes en série



**Graph V.2:** Courbe caractéristique de couplage de deux pompes identique en série

### V.3 Choix du type de pompe :

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

Les critères de choix du type de pompe sont :

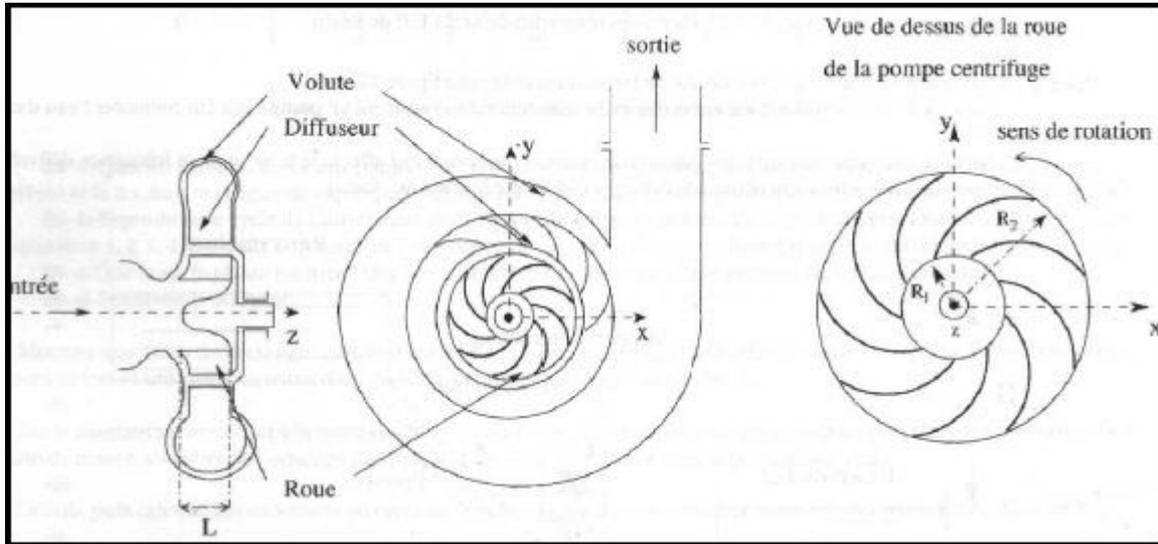
- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur appelée HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

En effet, le choix consiste à déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompes qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées, des rendements optimums. Il existe plusieurs types de pompes, on site trois (3) grandes catégories englobants ces types à savoir :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

#### ❖ Pompes centrifuges :

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et couverte d'une enveloppe appelée corps de pompe. Son principe de fonctionnement c'est l'utilisation de la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.



**Figure V.3:** Constitution d'une pompe centrifuge

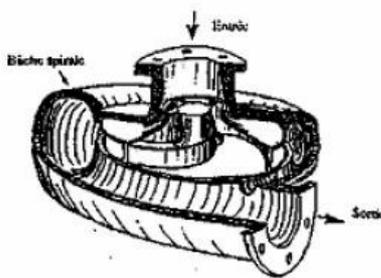
❖ **Pompes volumétrique :**

Les pompes volumétriques sont des pompes à débit constant sur leurs plages de fonctionnements. Elles sont de deux types principaux : pompe à lobes, et pompe à rotor excentré (ou pompe à vis excentrée). L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

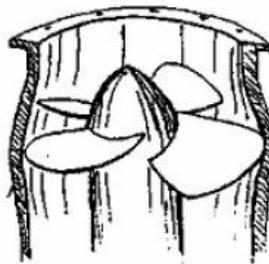
❖ **Les turbopompes :**

Les turbopompes, contiennent une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Elles se subdivisent en :

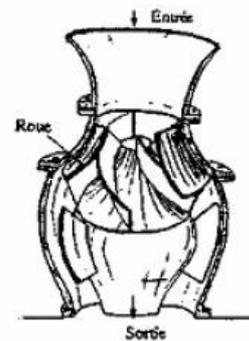
- Pompe centrifuge;
- Pompe axiale;
- Pompe hélico-centrifuge ;



**Figure V.4:** Pompe centrifuge



**Figure V.5:** Pompe axiale



**Figure V.6:** Pompe hélico-centrifuge

**V.4 Choix du nombre de pompes :**



☐☐ Longueur de la conduite(m) ;

☐☐ Accélération de la pesanteur ( $9,81\text{m}^2.\text{s}^{-1}$ );

☐☐ Diamètre de la conduite(m).

## V.6 Caractéristiques de la pompe :

### V.6.1 Vitesse spécifique :

C'est la vitesse à laquelle tourne une pompe étalon et calculée pour élever un débit de  $1\text{ m}^3/\text{s}$  à une hauteur de 1 m.

Elle intervient pour connaître le type de la roue (radiale, axiale, mixte).

La vitesse spécifique  $N_s$  d'une pompe est déterminée par la formule suivante :

$$\dots\dots\dots V.3$$

Avec :

☐☐: La vitesse spécifique (tr/min) ;  
☐☐

☐☐ Nombre de tour (tr/min);

☐☐ Débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;

☐☐ ☐☐ Hauteur manométrique (mec).

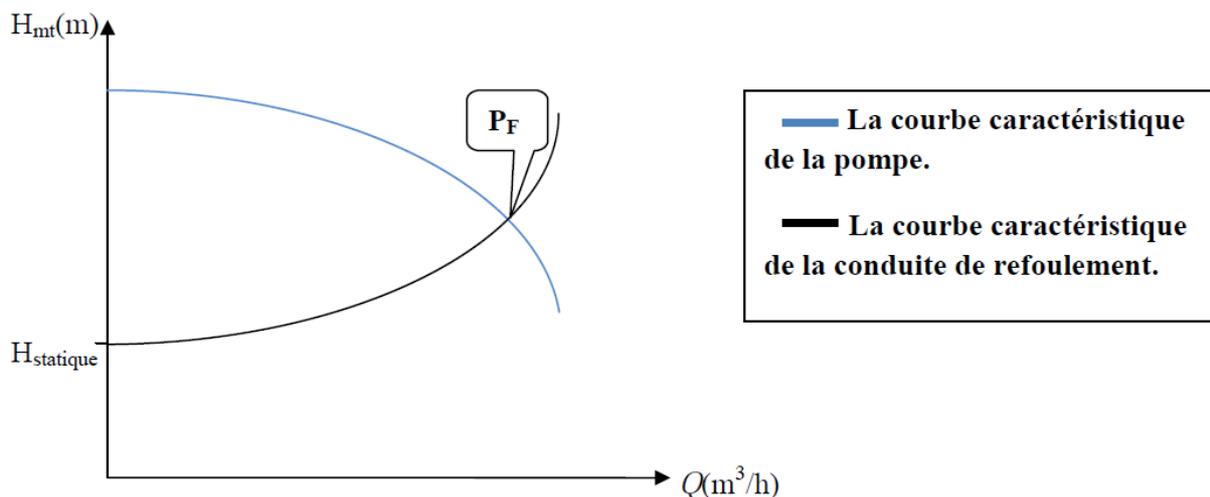
**Tableau V.1:** Différents types de la roue

	Entrée de la roue	Sortie de la roue
10-37	Radiale	Radiale
37-80	Mixte	Radiale
80-165	Mixte	Mixte
100- 500	Axiale	Radiale

### V.6.2 Point de fonctionnement des pompes :

Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe  $P_F$  est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).



**Graphe V.3:** Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

### V.7 Type et mode de réglage :

Lorsque le point de fonctionnement se trouve sur la plage du rendement maximal, la pompe fonctionne alors dans les conditions optimales d'utilisation.

Cette condition, dans la plupart des cas n'est pas satisfaite, c'est pourquoi nous serons obligés d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, dont le but est de l'adapter à des conditions données.

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

#### A-Débit point de fonctionnement > Débit appelé :

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

**1. Réglage qualitatif** (diminution de la vitesse de rotation de la pompe) :

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

Ce procédé a pour but de trouver une vitesse  $n$  de manière à ce que la courbe  $H = a \times Q^2$  passe par le point de fonctionnement désiré :

D'après la loi de similitude on a :

$$\dots\dots\dots V.4$$

$N$ : la vitesse initiale de la pompe.

$n$ : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale:  $H = a * Q^2$

Avec:

$$a =$$

**2. Réglage quantitatif** (le vannage) :

C'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement .On conserve la courbe caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charges singulières, on a la hauteur d'élévation pour le même débit désirer donc la perte de charge singulière à créer.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$* \dots\dots\dots V.5$$

Avec

: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'$  et la hauteur appelée ;

$$\dots\dots\dots V.6$$

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

**3. Diminution de temps de pompage :**

Dans le cas où le pompage refoule vers un réservoir. Si nous gardons le point de fonctionnement  $P_f$  ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$\dots\dots\dots V.7$$

Avec :

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

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

$Q_{pf}$ : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $m^3/h$ ).

**4. Rognage :**

Ce procédé consiste à réduire le diamètre de la roue d’après la loi de la similitude, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

$$q/Q = h/H = d /D = d / (k \times d ) = 1/k \dots\dots\dots \mathbf{V.8}$$

Avec :

$k$  Coefficient du rognage ;

$d$  : Diamètre avant le rognage (m) ;

$q$  : Débit appelé ( $m^3/s$ ) ;

$D$  : Diamètre après le rognage (m) ;

$Q$  : Débit de point de fonctionnement ( $m^3/s$ ) ;

$h$  : Hauteur d’élévation avant le

$H$  : Hauteur d’élévation après le rognage (m) ;

rognage (m) ;

On trace la droite ( $H = a \times Q$ ).

Tel que :  $a = h/q$

..... **V.9**

$R \% = (1- m).100$

Si le rendement de rognage  $R \% < 15\%$ , on accepte la modification du diamètre de la roue extérieure qui sera réduit à :  $D = m \times d$ .

**B- Débit point de fonctionnement < Débit appelé :**

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

## 2. Changement de type de pompe

### Remarque :

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

### V.8 Étude de la cavitation :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe, des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) puis elles sont transportées vers les zones de pressions plus fortes où se produit leurs décondensations. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation entraîne de graves incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition suivante :

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$$

**NPSH<sub>disponible</sub>** : charge nette d'aspiration disponible (Net positive section Head) elle est fournie par l'installateur.

**NPSH<sub>requis</sub>** : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

La valeur NPSH mesure la différence entre la pression du liquide en ce point et sa pression de vapeur saturante. C'est un paramètre important à prendre en compte dans la conception d'un circuit : lorsque la pression d'un liquide descend sous la valeur de la pression de vapeur, le liquide se vaporise en créant le phénomène de cavitation.

Elle est calculée par la formule suivante :

- **1<sup>er</sup> cas :**

Le fonctionnement **en charge**, la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide.

$$\text{(NPSH)}_{\text{disponible}} = \text{(NPSH)}_{\text{requis}} + s \dots \text{V.10}$$

Avec :

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

$V_{\text{asp}}$ : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

$P_{\text{at}}$ : pression atmosphérique (m.c.e) :

$$P_{\text{at}} = 10,33 - 0,00139 * H \dots \text{V.12}$$

H : altitude de la station m.

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

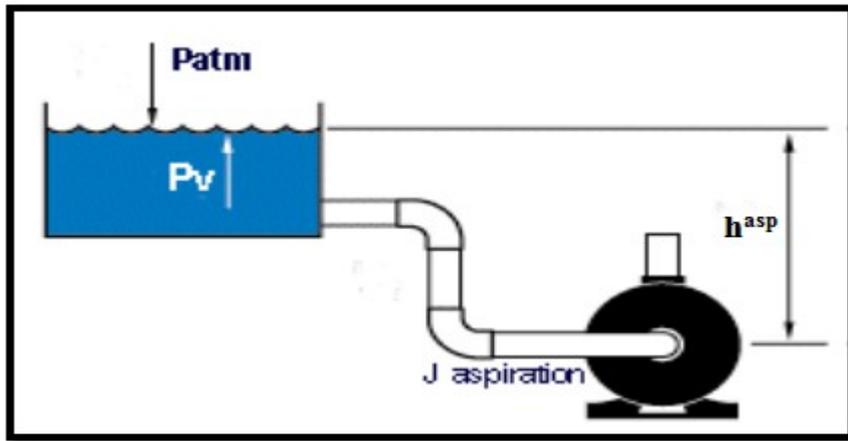


Figure V.7 Fonctionnement de la pompe en charge

La tension de vapeur est fonction de la température, les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.2 <sup>[3]</sup>: Tableau représentatif de la tension de vapeur  $H_v$  pour une température donnée

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$H_v$ (m)	0,06	0,083	0,125	0,25	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

• 2ème cas :

Le fonctionnement **en aspiration**, la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide.

.....V.13

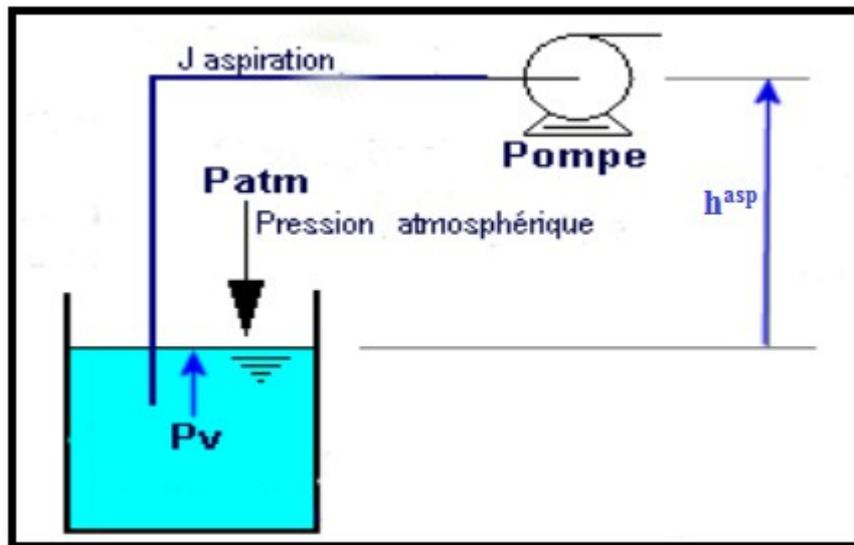


Figure V.8. Fonctionnement de la pompe en aspiration

### Application numérique

#### V.9 SP KEDDARA

##### V.9.1 Choix des pompes SP KEDDARA :

À l'aide de logiciel de sélection (PUMP TUTOR CAPRARI) on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu (monocellulaire à axe horizontal multicellulaire à axe horizontal, à axe verticale...etc. le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères citées auparavant.

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

**Tableau V.3 : Résultats de choix des pompes SP KEDDARA**

N°	Référence	Type de pompe	Q (l/s)	HMT (mce)	(%)	P (Kw)	Commentaire	Critère De rejet
1	HMU50-2/ 5A	Centrifuge multicellulair e axe horizontal	14,06	197	71,9	37,9	Rejetée	Débit & HMT non satisfaits
2	PM 80/ 7 E	Centrifuge multicellulair e axe horizontal	14,84	219	68,4	46,8	Acceptée	/
3	PM 65/ 6 B	Centrifuge multicellulair e axe horizontal	14,46	209	69,8	42,3	Acceptée	/
4	PM 100/ 11 A	Centrifuge multicellulair e axe horizontal	14,58	212	74,0	41,0	Acceptée	/
5	HMU50-1/ 6A	Centrifuge multicellulair	14,14	199	67,2	41,1	Rejetée	Débit & HMT

		e axe horizontal						non satisfaits
6	MEC-MR 65-2/3A	Centrifuge multicellulaire e axe horizontal	14,18	200	61,9	45,0	Rejetée	HMT non satisfaite
7	PM 50/ 8 C	Centrifuge multicellulaire e axe horizontal	13,2	173	55,7	39,9	Rejetée	Débit & HMT non satisfaits

Une comparaison entre les pompes N°2 et N°3 et N°4 nous mène à **choisir la pompe N°4** et cela pour les raisons suivants :

- Elle assure le débit et HMT demandés
- Elle possède le meilleur rendement par rapport aux deux autres pompes avec une puissance minimale.

#### Description de la pompe PM 100 / 11 A :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal ;
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte ;
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS/PMHT: en fonte sphéroïdale);
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable ;
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier ;
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement (PMHT: garniture mécanique) ;
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

#### Nombre de pompes installées :

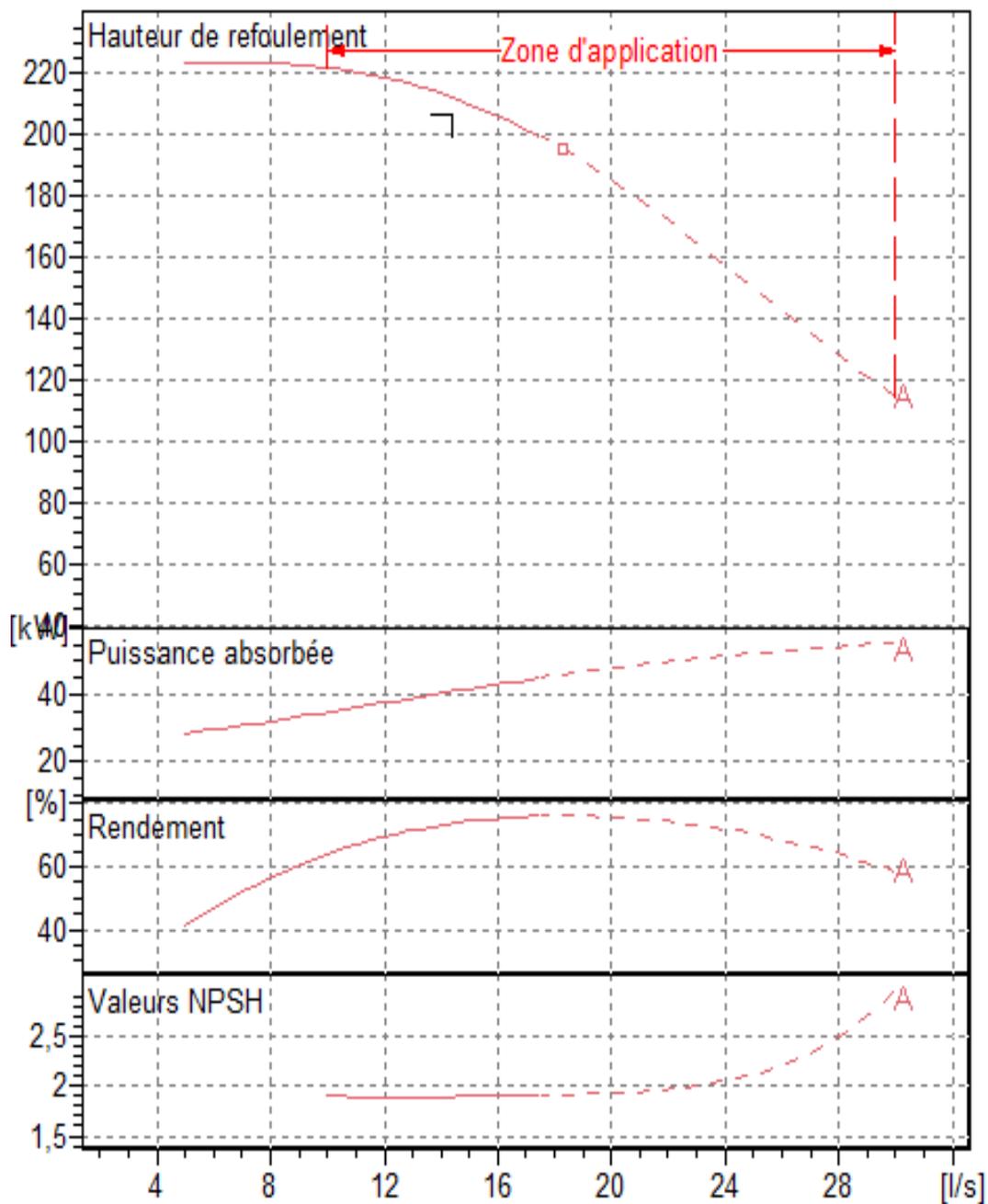
Pour refouler un débit de 14,4 l/s nous avons utilisé une seule (1) pompe de type (PM 100/ 11 A) et une autre pompe identique de secours (1+1).

**Tableau V.4 :** Caractéristiques de la pompe SP KEDDARA

Pompe CAPRARI (PM 100/ 11 A)	Données techniques
Q	14,58 (l/s)
H	212 (mce)
Rendement	74%
Puissance	41 Kw
Vitesse	1450 tr/min
NPSH <sub>requis</sub>	1,9 m
Diamètre de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN8-25)
Nombre de pompe	1+1(de secours)

**Tableau V.5 :** Caractéristique du moteur de SP KEDDARA

Moteur	Données techniques
n. poles	4
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	45 Kw
Type de moteur	3~
Tension nominale	400 V
Intensité nominale	80,6 A
Vitesse nominale	1480 tr/min



Graph V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe SP KEDDARA

**V.9.2 Vitesse spécifique**

Selon la formule V.3 = 25 tours/min

Selon le Tableau V.1 10 < Ns < 37 Entré de la roue : **Radiale**

Sortie de la roue : **Radiale****V.9.3 Courbe caractéristique de la conduite (SP KEDDARA vers réservoir de reprise) :****A. Tronçon Fonte :**Q= 14,4 l/s; L= 2190m ; HMT= 47,09mce; Hg=36,25m; D= 150mm;  $\lambda= 0,019946$ 

$$R = 1,1 \times \left( 8 \times \lambda \times \frac{L}{D^5} \times Q^3 \right)$$

Selon la formule V.2  $R = 1,1 \times \left( 8 \times 0,019946 \times \frac{2190}{9,81 \times 0,15^5} \times Q^3 \right)$

$$R = 52282,6454$$

$$H_{\text{conduite}} = 36,25 + (52282,6454 \times Q^3)$$

**A. Tronçon PEHD :**Q= 14,4 l/s; L= 2870m ; HMT= 159,65mce; Hg=138,25 m; D= 150 mm;  $\lambda=0,011694$ 

$$R = 1,1 \times \left( 8 \times \lambda \times \frac{L}{D^5} \times Q^3 \right)$$

Selon la formule V.2  $R = 29091,0229$

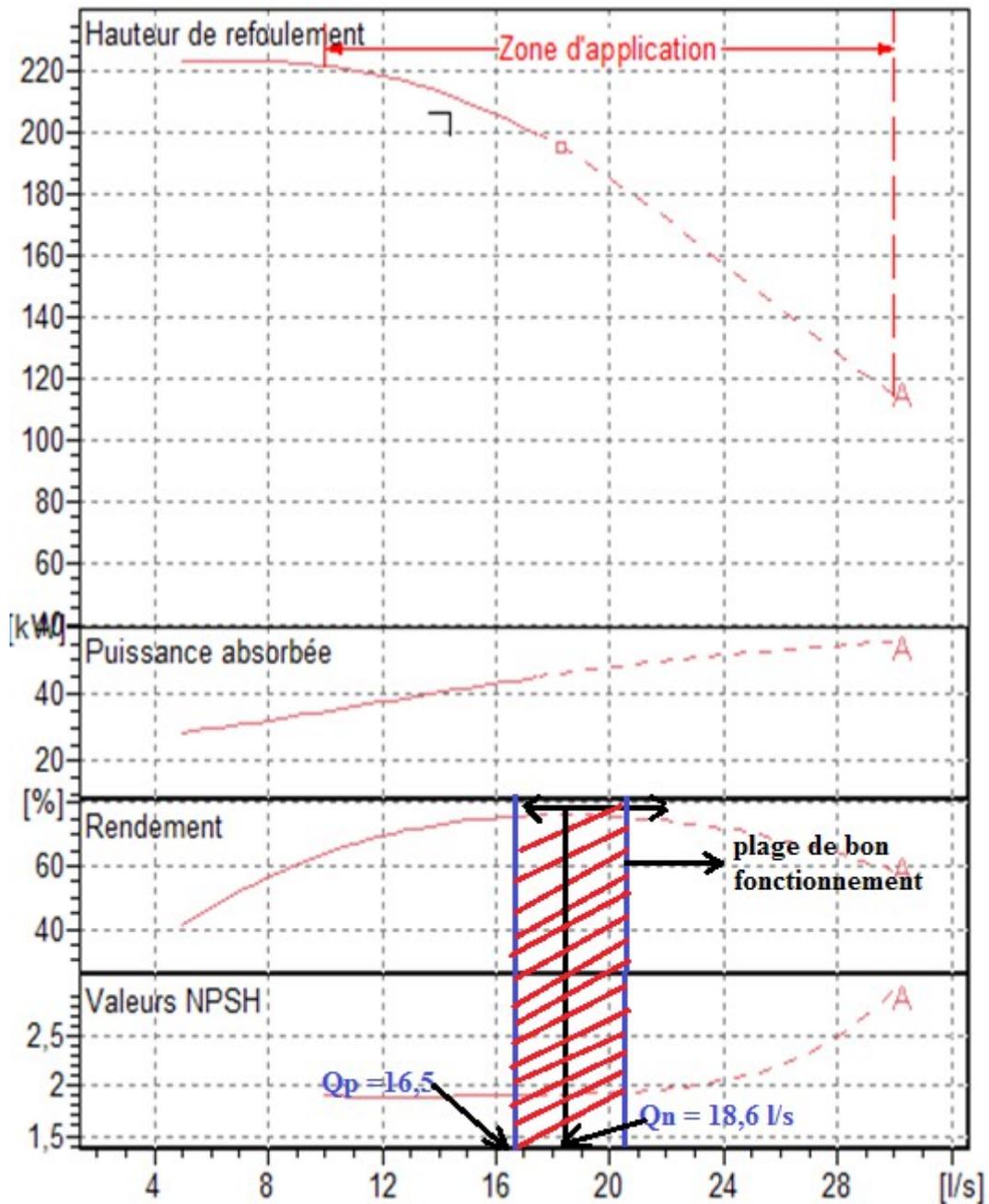
$$H_{\text{conduite}} = 138,25 + (29091,0229 \times Q^3)$$

**Tableau.V.6 :** Variation de la charge en fonction du débit (pompe SP Keddara & conduite SP Keddara-réservoir de reprise)

Q (l/s)	H <sub>pompe</sub> (m)	H <sub>c</sub> Fonte (m)	H <sub>c</sub> PEHD(m)	H <sub>c</sub> Totale (m)
5	224	37,56	138,98	176,53
8	224	39,60	140,11	179,71
12	218	43,78	142,44	186,22
16	206	49,63	145,70	195,33
20	184	57,16	149,89	207,05
24	158	66,36	155,01	221,37
28	127	77,24	161,06	238,30

**Grphe V.5:** Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe SP Keddara D'après le graphe on peut déterminer la hauteur de point de fonctionnement H<sub>p</sub>, ainsi que le débit de ce point Q<sub>p</sub>.

**H<sub>p</sub> = 200 mce, Q<sub>p</sub> = 16,5 l/s, η<sub>p</sub> =75,5 %, P<sub>p</sub>=43,7Kw.**



**Graph V.6:** Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP Keddara

**Commentaire :** Le débit de point de fonctionnement  $Q_p$  n'appartient pas à la plage de bon fonctionnement définie par  $(+10\% Q_n < \text{Plage de bon fonctionnement} < -10\% Q_n)$ , d'où la nécessité de faire un réglage adéquat

$Q_p > Q_{app}$  :

On est tombé dans le cas (Débit point de fonctionnement > Débit appelé). Dans ce cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

#### V.9.4 Mode de réglage :

##### 1. Diminution de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

Selon la formule V.4 Tr/min

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale:  $H = a * Q^2$

$$a=0,077$$

Le rendement après la similitude est : **75 %** (Résultat obtenu à l'aide du catalogue CAPRARI)

La puissance absorbée : **39**

## 2. Vannage :

Selon la formule V.5

$H' = 212$  m (Après projection)

Selon la formule V.6  $h_v = 212 - 206,74h_v = 5,26$  m.

75,5\* **73,63 %**

La nouvelle puissance absorbée:

n : nombre de pompes en parallèle ;

. Ainsi : **39,68 Kw**.

## 3. Diminution du temps de pompage :

- Selon la formule V.7 Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = 17,45h = \mathbf{17h27min17s}$$

- Le rendement correspondant au débit  $Q_{Pf}=59,4$  m<sup>3</sup>/h est :  $\eta = \mathbf{75,5 \%}$ .

- On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

.Ainsi : **44,32 Kw**

## 4. Rognage :

Selon la formule V.9 mm

$$D=252,23\text{mm}$$

$$m=0,934$$

$$R \% = (1-m).100 \quad R \% = (1-0,934).100 = 6,6 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est : **70,52%**

La puissance absorbée : **41,6**

**V.9.5 Choix du mode de réglage :**

Après avoir étudié les différents modes de réglage du débit, le mode choisit doit présenter la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

**Tableau.V.7** Tableau récapitulatif des résultats des modes de réglage de la pompe SP Keddara

Mode de réglage	Rendement $\eta$ (%)		Puissance absorbée P (Kw)	
	Avant	Après	Avant	Après
Diminution de la vitesse de rotation	75,5	75	43,7	39
Vannage	75,5	73,63	43,7	39,68
Diminution de temps de pompage	75,5	75,5	43,7	44,32
Rognage	75,5	70,52	43,7	41,6

**Graphe V.7 :** Récapitulation des résultats des modes de réglage de la pompe SP Keddara

**Commentaire :**

En faisant une petite comparaison entre les résultats, nous remarquons que la diminution de la vitesse de rotation présente un meilleur rendement est une faible puissance absorbée donc c'est le mode de réglage adéquat.

**V.9.6 Etude de cavitation :**

Pour la conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure (da125),

$$Da = (1,2 : 1,5) da \dots \dots \dots \text{V.16}$$

$$Va = Q/S = 4Q/\pi D^2 \dots \dots \dots \text{V.17}$$

La vitesse admissible d'aspiration doit être dans les fourchettes suivantes :

**Tableau.V.8 :** Tableau donnant les fourchettes des vitesses d'aspiration admissibles en fonction du diamètre d'aspiration <sup>[4]</sup>

Diamètre d'Aspiration Da (mm)	Vitesse d'Aspiration admissible Va (m/s)
<b>Da &lt; 250</b>	<b>(0,7 : 1)</b>
250 < Da < 800	(1 : 1,5)
Da > 800	(1,5 : 1,8)

Avec :

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

Da : Diamètre de la conduite d'aspiration (mm). On prend : Da= 1,2 da

Va : Vitesse d'Aspiration admissible Va (m/s)

$$Da = 1,2 \times 125 = 150 \text{ mm}$$

$$Da = 150 \text{ mm.}$$

**Vérification de la vitesse d'aspiration :**

$$Va = 4 \times 0,0148 / (\pi \times 0,15^2) = 0,83 \text{ m/s}$$

$$Va = 0,83 \text{ m/s} \quad \text{cette vitesse vérifie la condition.}$$

Pour les pertes de charges linéaires d'aspiration nous proposons une perte de charge de (4m/Km puisque la conduite d'aspiration est en Fonte)

Prenons la longueur d'aspiration  $L_{\text{aspiration}} = 5\text{m}$  (plus on réduit la longueur d'aspiration plus on diminue la perte de charge)

$$\Delta H_{L_{\text{asp}}} = 0,02 \text{ mce}$$

$$\Delta H_{\text{asp}} = \Delta H_{L_{\text{asp}}} \dots \dots \dots \mathbf{V.18}$$

Avec:

$\Delta H_{L_{\text{asp}}}$  : La perte de charge linière (mce)

$\Delta H_{\text{asp}}$  : La perte de charge totale (mce)

$$\Delta H_{\text{asp}} = 0,022 \text{ mce}$$

$$(NPSH)_{\text{disponible}} = (NPSH)_{\text{requis}} + s$$

**Installation en aspiration :**

On prend :  $s = 0,5 \text{ m}$  ;  $H = 401 \text{ m}$  ;  $T_v = 0,25\text{m}$

Selon la formule **V.12**  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H = 9,77 \text{ m}$

$$= 7,06 \text{ m}$$

..... **V.19**

: Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

..... **V.20**

: Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

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

$h_e$  : hauteur d'eau dans le réservoir (mce) ;

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

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

$$= 401 \text{ (mNGA)}$$

On prend  $r = 0,3$  :

$$= 401 + 6,83 - 0,3 = 407,53 \text{ mNGA}$$

$$H_{p_{at}} = 9,77 - 0,25 - 7,06 - 0,035 - 0,022 = 2,4 \text{ m}$$

$$H_{p_{at}} = 2,4 \text{ m}$$

$$H_{p_{at}} = 1,4 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée (2022 2022 2022 2022)

### **Interprétation :**

Puisque l'installation et en aspiration on prévoit une conduite By-pass entre l'ouverture d'amorçage et la sortie de la pompe pour garantir l'amorçage de cette dernière.

### **V.10 Station de reprise :**

#### **V.10.1 Choix des pompes station de reprise :**

**Tableau V.9 : Résultats de choix des pompes de la station de reprise**

N°	Référence	Type de pompe	Q (l/s)	HMT (mce)	(%)	P (Kw)	Commentaire	Critère De rejet
1	HMU50-2/ 4A	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	14,34	156	72	30,6	Rejetée	Q et HMT insuffisants
2	PM 80/ 14 A	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	14,13	152	71,8	29,2	Rejetée	Q et HMT insuffisants
3	PM 65/ 4 A	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	14,81	167	69,8	34,5	/	/
4	MEC-MR 65-2/4A	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	13,71	143	66,8	28,5	Rejetée	Q et HMT insuffisants
5	MEC-MR 65-2/3B	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	14,49	160	66,1	34,4	/	/
6	PM 100/ 10 B	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	14,8	166	74,3	32,5	/	/
7	14,76	Centrifuge multicellulaire axe horizontal	14,76	166	57	42	/	/

Une comparaison entre les pompes N°3, N°5, N°6 et N°7 nous mène à **choisir la pompe N°6** et cela pour les raisons suivants :

- Elle assure le débit et HMT demandés
- Elle possède le meilleur rendement par rapport aux trois autres pompes avec une puissance minimale.

#### Description de la pompe PM 100 /10 B :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal ;
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte ;
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS/PMHT: en fonte sphéroïdale);
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable ;
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier ;
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement (PMHT: garniture mécanique) ;
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

#### Données techniques :

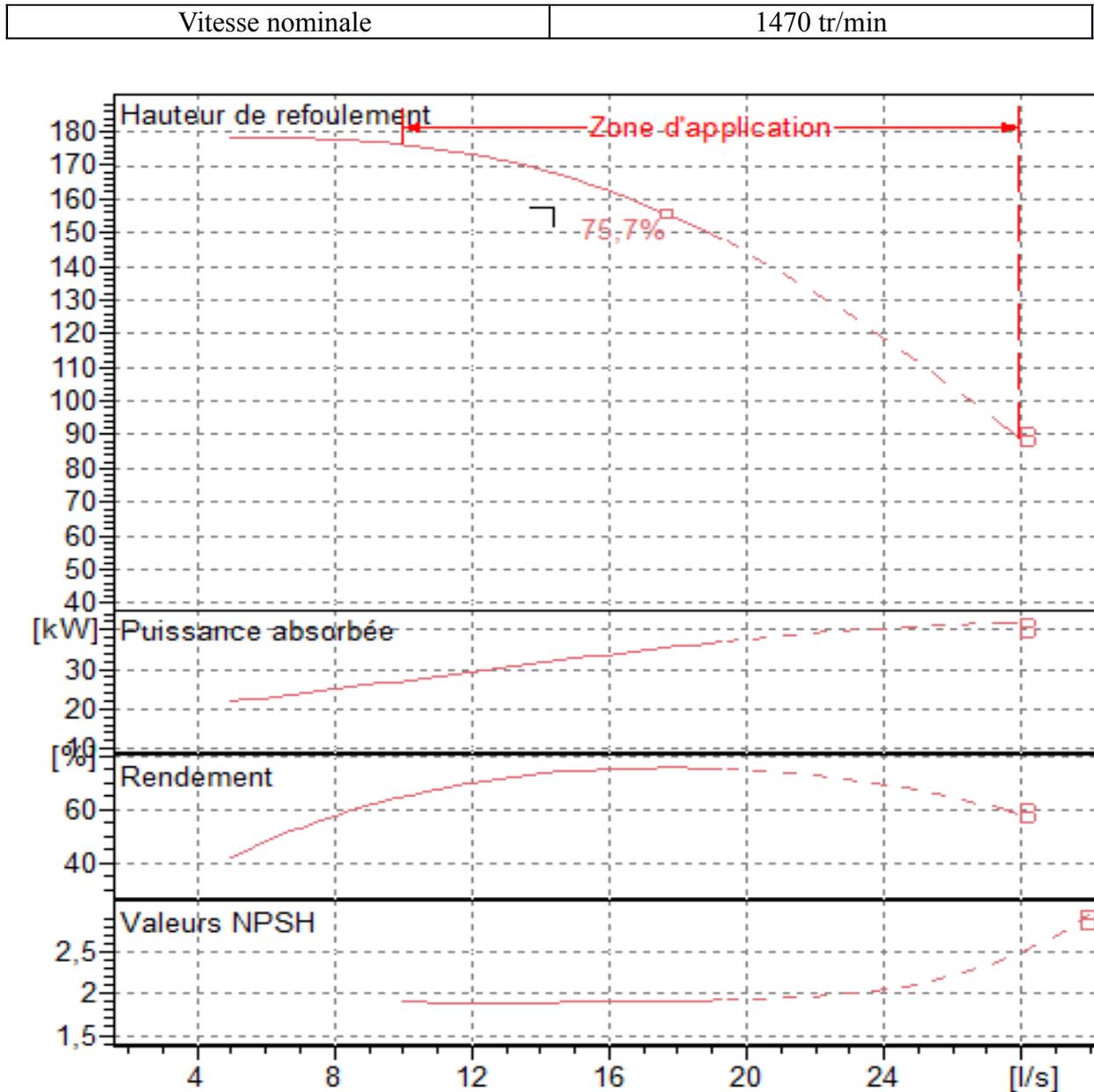
- Q : **14,8 l/s;**
- H : **166 m;**
- Diamètre refoulement : **DN 100 (UNI PN40) ;**
- Raccord d'aspiration : **DN125 (UNI PN8-25).**

**Tableau V.10** Caractéristiques de la pompe de la station de reprise

Données techniques	Caractéristiques
Q	14,8 (l/s)
H	166 (m)
Rendement	74,5%
Puissance	32,5 Kw
Vitesse	1450 tr/min
NPSH <sub>requis</sub>	1,9 m
Diamètre de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN8-25).
Nombre de pompe	1+1(de secours)

**Tableau V.11** : Caractéristique du moteur de la station de reprise

Moteur	Données techniques
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	37 Kw
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale	400 V
Intensité nominale	67,1 A



Graph V.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise

**V.10.2 Vitesse spécifique**

Selon la formule V.3 = 25 tours/min

Selon le Tableau V.1 10 < Ns < 37 Entrée de la roue : **Radiale**

Sortie de la roue : **Radiale**

**V.10.3 Courbe caractéristique de la conduite station de reprise-réservoir de stockage :**

Q= 14,4 l/s; L= 1500m ; HMT=157,69 mce ; Hg=146,5 m; D= 124,2 mm; λ= 0,011694

Selon la formule V.2

$$\sigma = 53946,13$$

$$H_{\text{p}} = 146,5 + (53946,134 \times Q)$$

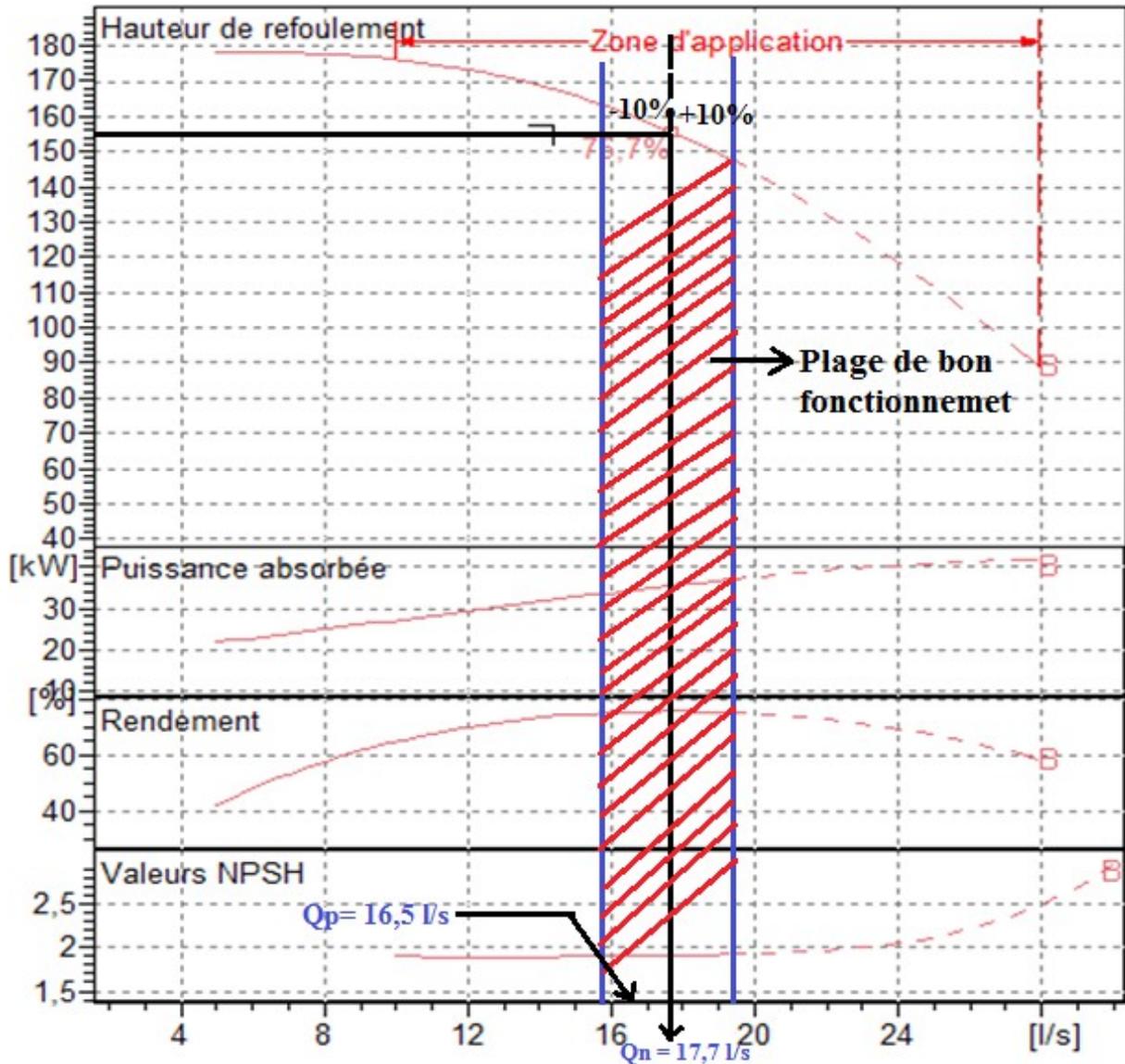
**Tableau.V.12 :** Variation de la charge en fonction du débit (pompe station de reprise & conduite station de reprise-réservoir de stockage)

Q (l/s)	H <sub>pompe</sub>	Hc (m)
5	178	147,85
8	177	148,44
12	174	149,14
16	162	149,95
20	143	150,87
24	118	151,89
28	90	153,03

**Graphe V.9:** Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe station de reprise

D'après le graphe on peut déterminer la hauteur de point fonctionnement H<sub>p</sub>, ainsi que le débit de ce point de fonctionnement Q<sub>p</sub>.

**H<sub>p</sub> = 161 mce, Q<sub>p</sub> = 16,5 l/s, η<sub>p</sub> = 75,5 %, P<sub>p</sub> = 34,4Kw.**



**Graphe V.10:** Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe station de reprise

**Commentaire :** La valeur du  $Q_p$  appartient à la plage de bon fonctionnement donc la pompe fonctionne dans les conditions adéquates, et elle ne nécessite aucun réglage

**V.10.4 Vérification de cavitation :**

Pour la conduite d’aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure ( $d_{a125}$ ),

On prend :  $D_a = 1,2 d_a$

Selon les formules **V.16** **V.17** on obtient :

**$D_a = 150 \text{ mm.}$**

**$V_a = 0,83 \text{ m/s}$**

D'après le **Tableau V.8** cette vitesse vérifie la condition.

Pour les pertes de charges linéaires d'aspiration on prend (4m/Km), puisqu'il s'agit d'une conduite d'aspiration en fonte

On prend la longueur d'aspiration  $L_{\text{aspiration}} = 5\text{m}$ .

$$\Delta H_{L_{\text{asp}}} = 0,02 \text{ m}$$

$$\text{Formule V.18} = 0,022 \text{ m}$$

- **Vérification de l'installation :**

**Installation en aspiration :**

$$= 6,83 \text{ m}$$

Selon la formule **V.20**  $= 575,5 - 4,72 + 1,59 = 572,37 \text{ mNGA}$

Selon la formule **V.19**  $= 572,37 + 6,83 - 0,3 = 578,9 \text{ mNGA}$

$$H_{\text{net}} = 9,54 - 0,25 - 6,83 - 0,035 - 0,022 = 2,4 \text{ m}$$

$$H_{\text{net}} = 2,4 \text{ m}$$

$$H_{\text{net}} = 1,4 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ( $\frac{H_s}{H_{cr}} < 1$ )

**Interprétation :**

Puisque l'installation et en aspiration on prévoit une conduite By-pass entre l'ouverture d'amorçage et la sortie de la pompe pour garantir l'amorçage de cette dernière.

## V.11 Les frais annuels d'énergie :

Tableau V.13 : Frais annuels totaux des installations

La station	Direction	Puissance du moteur (KW)	Temps de Pompage (h)	E (KWh)	Fa(DA)
SP KEDDARA	Réservoir de reprise	44 (après modification KAPRARI)	20	284700	1560156,0
Station de Reprise	Réservoir de stockage	37	20	251120	1376137,6
SP KEDDARA	Réservoir de stockage	<b>Total (DA)</b>		<b>535820</b>	<b>2936293,6</b>

Tableau V.14 Les résultats finals du dimensionnement des stations de pompage (SP KEDDARA &amp; STATION DE REPRISE)

Station	Type de pompe	Référence	Q (l/s)	H(m)	$\eta$ (%)	$P_{pompe}$ (Kw)	$P_{moteur}$ (Kw)	Vitesse de rotation (t/min)	NPSH requis (m)	Fa(DA)
SP KEDDARA	Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal	PM 100 /11 A	14,4	212	75	39 (après modification)	44 (après modification)	1265,46 (après modification)	1,9	1560156
Station de reprise	Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal	PM 100/10B	14,4	166	75,5	34,4	37	1450	1,9	1376137,6
<b>Total</b>										<b>2936293,6</b>



• **Equipement en amont des pompes**

$L_c = (3,5 : 4) (Da-da)$

$L_{ta} \geq 2 Da$

• **Equipement en aval des pompes**

$L_d = (3,5 : 4)(Dr - dr)$

$L_{tr} \geq 2Dr$

Avec:

$L_c$  : longueur du convergeant (m)

$Da$  : diamètre d'aspiration (mm)

$da$  : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm)

$L_d$  : longueur du divergeant (m)  
(mm)

$L_{ta}$  : longueur du tronçon d'aspiration (m)

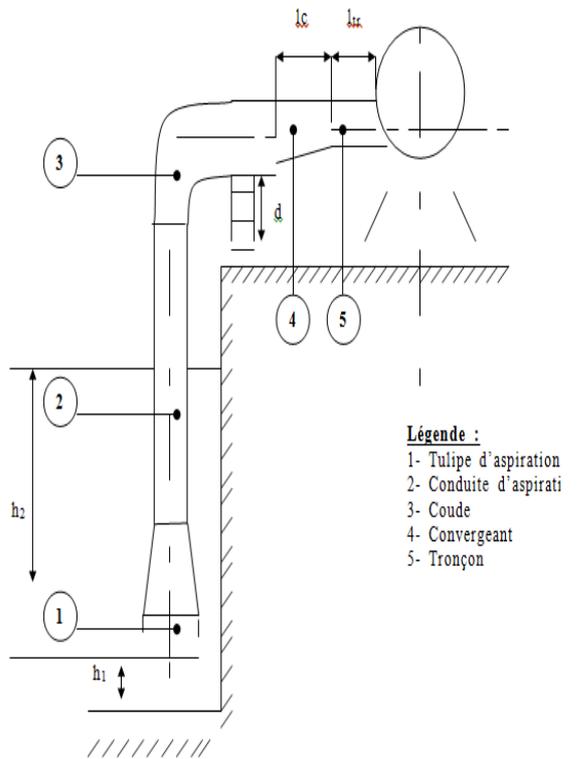
$L_{tr}$  : longueur du tronçon de refoulement (m)

$Dr$  : diamètre de refoulement (mm)

$dr$  : diamètre de la tubulure de refoulement

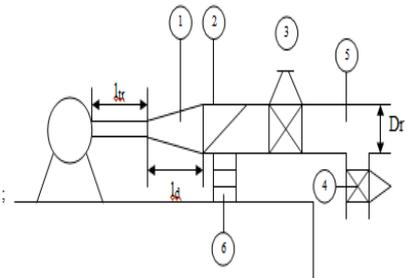
**Tableau V.15:** Equipements en amont et en aval des deux pompes

Equipement Pompe	Amont			Aval		
	Da (mm)	Lta (m)	Lc (m)	Dr (mm)	Ltr (m)	Ld (m)
SP Keddara	150	0,5	0,1	160	0,5	0,24
SP Reprise	150	0,5	0,1	150	0,5	0,20



ende :

- 1- Divergeant ;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite de refoulement ;
- 6- Buté.



**Figure V.9 :** Equipement en amont et en aval d'une pompe (Voir planche N° 6/8)

**Conclusion :**

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompages, puis nous avons détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leurs exploitations. Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les deux (2) stations de pompages du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

En effet nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales de type CAPRARI pour les deux stations de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte de l'effet de la cavitation.

### Introduction

Les conduites, en général (d'adduction gravitaire ou par refoulement et celle de distribution) sont posées en terre, ou en galeries. Elles sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles (la corrosion interne et externe) ou artificielles (le coup de bélier) qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes.

La bonne conservation des conduites dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout des installations préconisées pour lutter contre le phénomène de coup de bélier.

Dans ce chapitre nous allons étudier d'une manière précise le phénomène de coup de bélier, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et le dimensionnement des équipements de protection. Ce calcul va s'appliquer sur l'ensemble de notre réseau d'adduction par refoulement, par la suite nous allons définir et citer les types de corrosion, ainsi que les moyens utilisés pour lutter contre ce phénomène.

### VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier

#### VI.1.1 Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique (arrêt brutal de la circulation de l'eau, l'arrêt d'une pompe, fermeture d'une électrovanne) 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 appelée « célérité », elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

#### VI.1.2 Les causes du coup de bélier

Les causes des coups de bélier sont diverses:

- 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 le vidage d'un système d'AEP (réservoir par exemple).
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

#### VI.1.3 Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être fâcheuses telles que :

- La rupture de canalisations ;
- La détérioration d'appareils traversés par le fluide.

Elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesurer que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

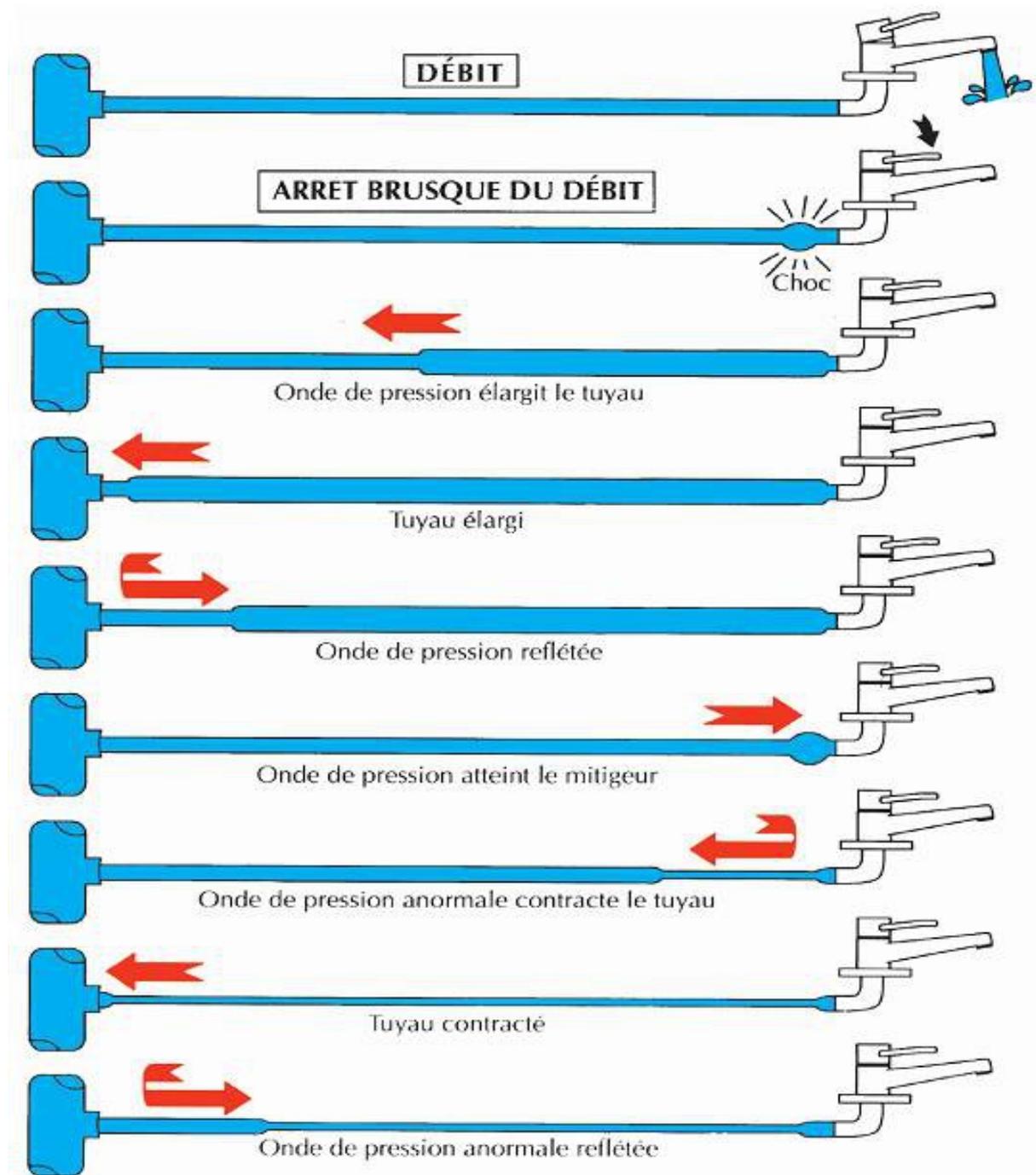


Figure VI.1 Phénomène du coup de bélier.

#### VI.1.4 Les risques dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

##### a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression positive importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. Si la pression totale (c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier), dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y aura risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

### b) Cas de dépression

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

### c) Fatigue de la canalisation

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

### VI.1.5 Moyen de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

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.

#### A. Les volants d'inertie

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

#### B. Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire qui, par sa compression, obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire là 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.

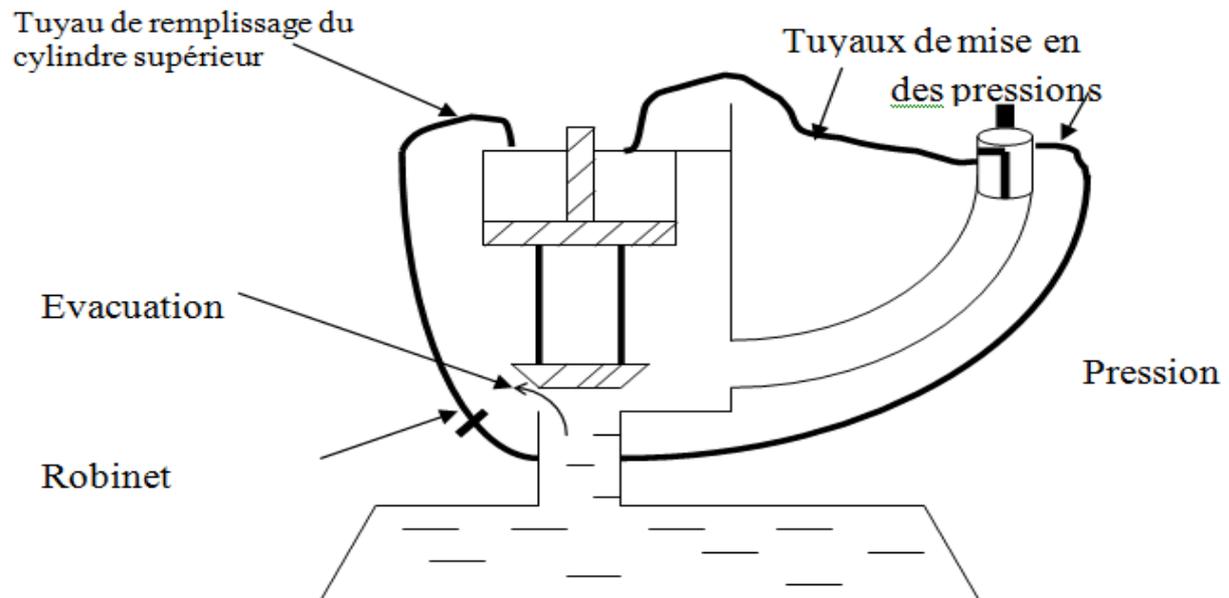


Figure VI.2: Soupape de décharge type LEZIER

### C. Les 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.

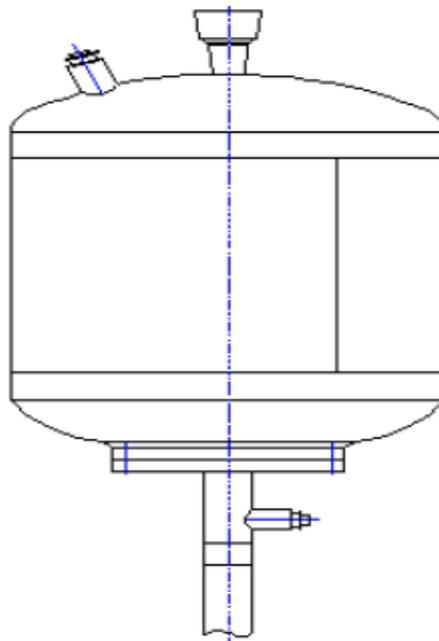


Figure VI.3 Réservoir d'air

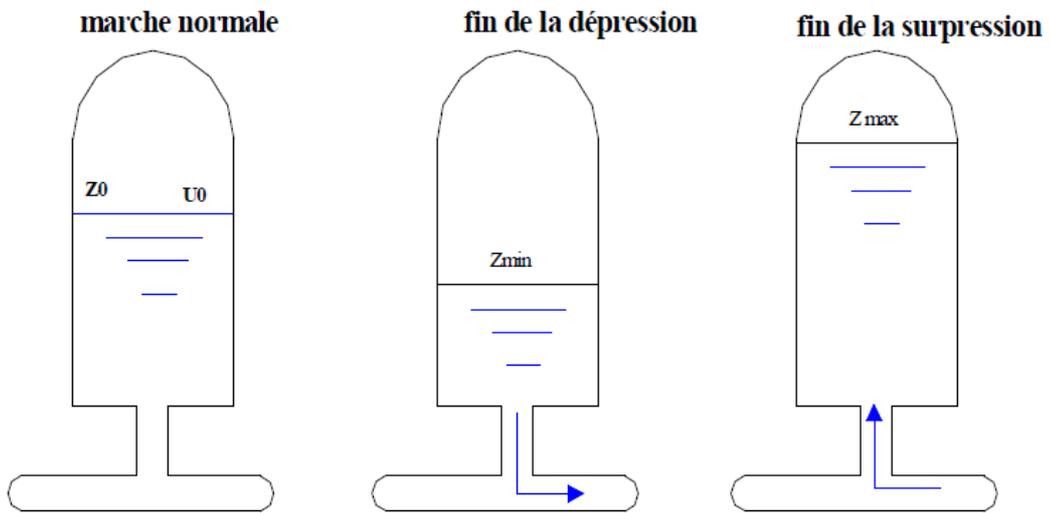


Figure VI.4: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

**D. Les cheminées 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 le réservoir d'air mais dans le cas des hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

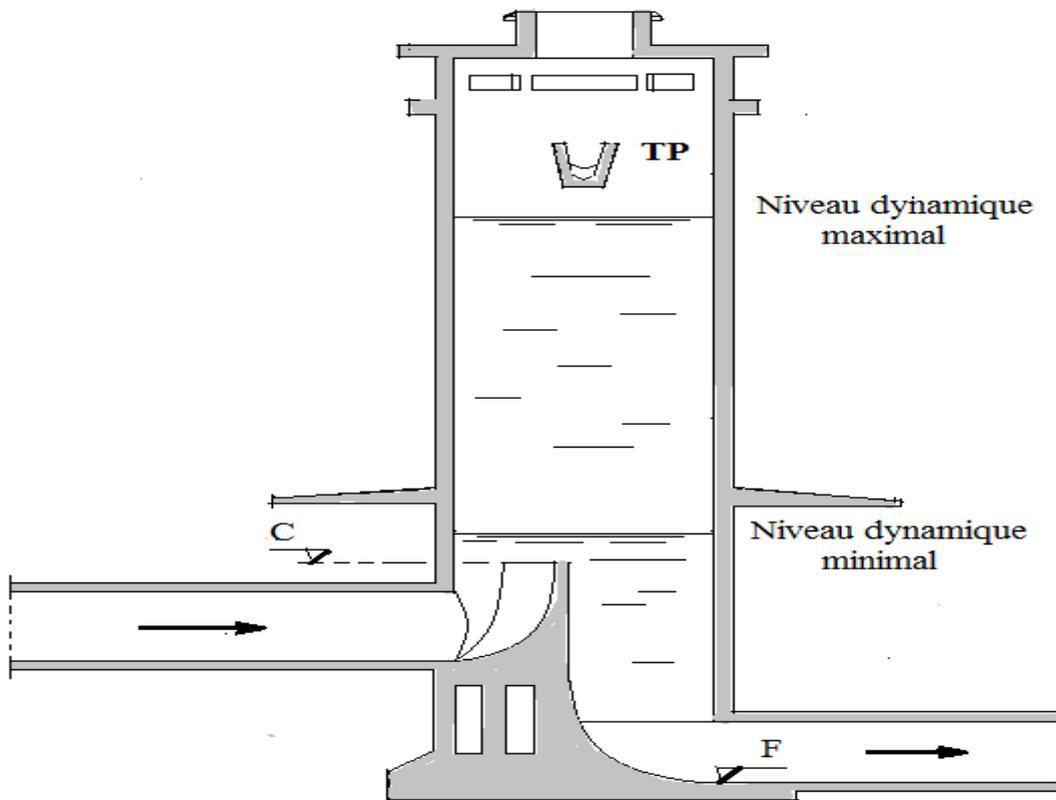


Figure VI.5 : Schéma d'une cheminée d'équilibre

Tableau VI.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

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

VI.1.6 Analyse physique du phénomène du coup de bélier <sup>[3]</sup>

Survient l'arrêt brusque ou instantané de l'écoulement 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  $t = L/a$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

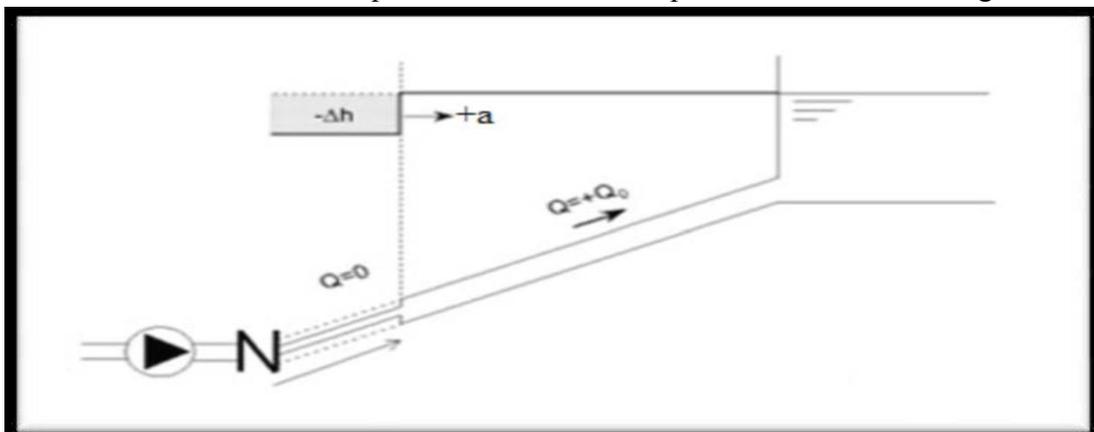


Figure VI.6: Première phase du coup de bélier

➤ 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 c'est-à-dire à 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.

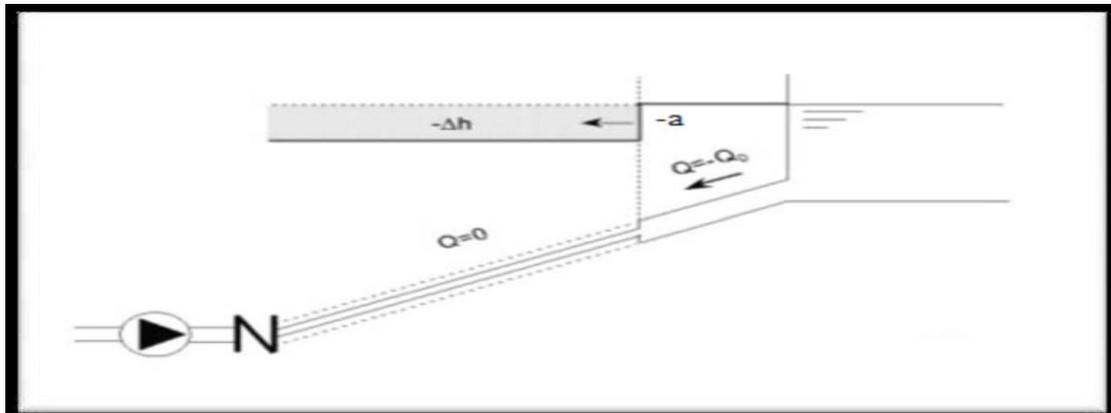


Figure VI.7: Deuxième phase du coup de bélier

➤ Phase03 :

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' c'est-à-dire à depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur-pressée immobile.

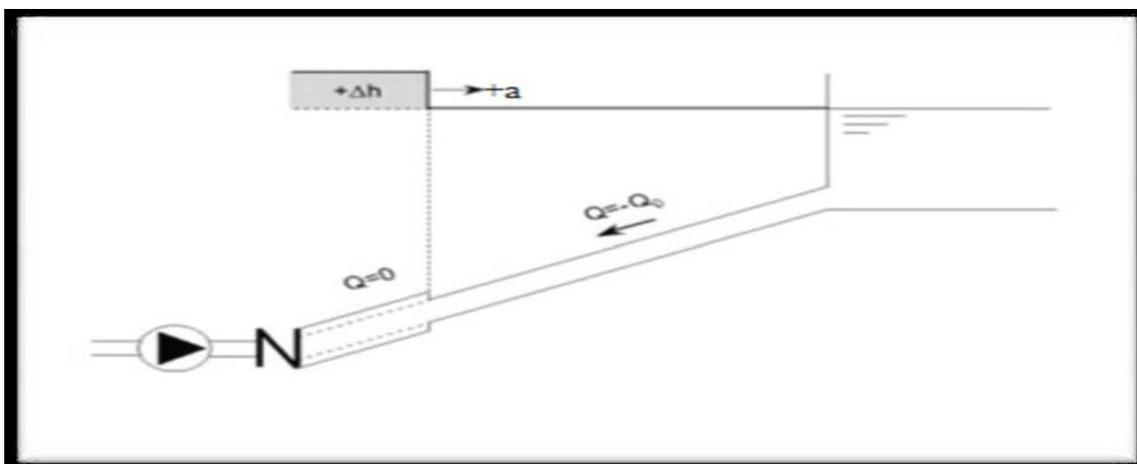
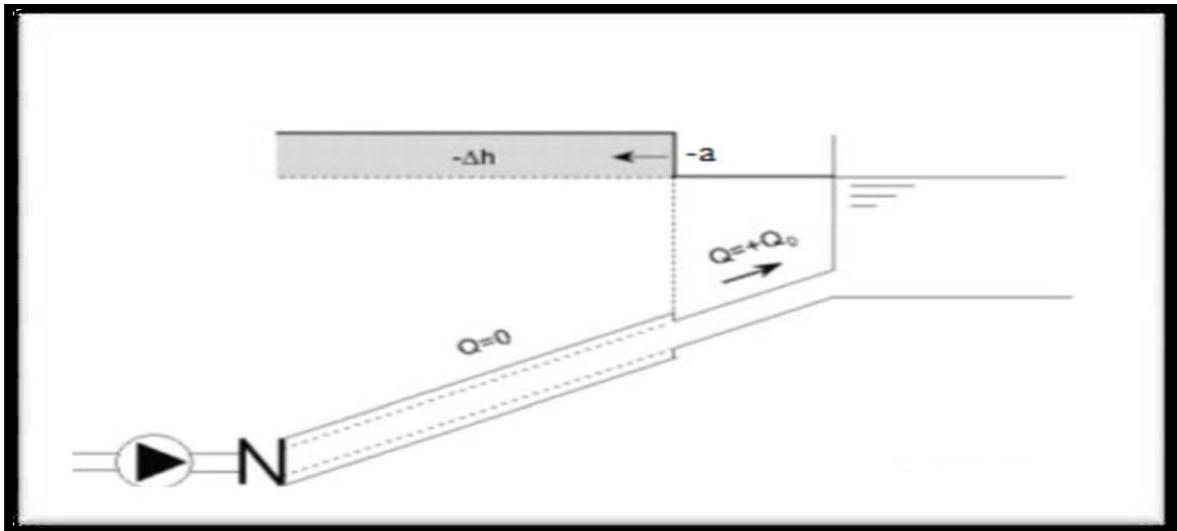


Figure VI.8: Troisième phase du coup de bélier

➤ Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort et 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 c'est-à-dire à depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc



**Figure VI.9:** Quatrième phase du coup de bélier

**VI.1.7 Etude du 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 :

**VI.1.7.1 Calcul de la célérité d'onde**

**A. Conduite non enterrée :**

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule suivante :

$$\dots\dots\dots( \text{ALLIEVI} ) \text{ VI.1}$$

Avec :

**C** : célérité d'onde (m/s) ;

$\varnothing$   $\varnothing$  Diamètre de la conduite en (mm);

$\varnothing$   $\varnothing$  Epaisseur du tuyau en (mm);

☒☒ Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

**Tableau VI.2:** Coefficient k pour divers matériaux

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante -ciment	P.V.C	P.E.H.D
K	0,5	1	1	5	4	33	83

**NB :** La méthode de calcul précédente donne la célérité d’onde dans la conduite en supposant que cette dernière est **non enterrée**, c’est ce qui n’est pas le cas de notre adduction, à cet effet nous faisons appel à la formule **VI.7**

**B. Conduite enterrée (cas réel) <sup>[2]</sup> :**

La célérité de l’onde élastique est fonction du fluide écoulé (dans notre cas l’eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d’une conduite indéformable, la célérité C correspond à la vitesse de propagation du son dans l’eau (~1400 m/s). Mais lorsque l’on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation augmente c’est ce qui démontrée dans le même ouvrage (page 99).

Elle est donnée par la formule :

$$\dots\dots\dots \text{VI.7}$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- K : Coefficient d’élasticité de l’eau ;  $k = 2,07 \cdot 10^9$  pascal
- $\rho$  : Masse volumique de l’eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- $e_m$  : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m)
- $\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;  $\nu_m = 0,3$  (FONTE&ACIER) ;  
 $\nu_m = 0,46$  (PVC&PEHD)
- $\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $\nu_s = 0,33$
- $E_m$  : Le module de Young du matériau de la conduite;  $E_m = 3,10^9$  Pascal (PVC&PEHD)  
 $E_m = 2,10^{11}$  Pascal (FONTE&ACIER)
- $E_s$  : Module de Yong du sol considéré  $E_s = 2,10^8$  Pascal

**Tableau VI.3 :** Calcul de la célérité d'onde pour les différents tronçons de l’adduction

Type de matériau	K (Pa) (x 10 <sup>9</sup> )	P (Kg/m)	a (m)	$\nu_m$	$\nu_s$	$E_s$ (Pa) (x 10 <sup>8</sup> )	$E_m$ (Pa) (x 10 <sup>11</sup> )	$e_m$ (m)	C (m/s)
Fonte	2,07	1000	0,0865	0,3	0,33	2	2	0,005	1253,03
PEHD	2,07	1000	0,0621	0,46	0,33	2	0,03	0,018	723,54

## CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES

PEHD	2,07	1000	0,0621	0,46	0,33	2	0,03	0,018	723,54
------	------	------	--------	------	------	---	------	-------	--------

### VI.1.7.2 Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

- **Cas de la surpression :**

$$\Delta P_s = H_g + \dots \dots \dots \text{VI.4}$$

- **Cas de la dépression :**

$$\Delta P_d = H_g - \dots \dots \dots \text{VI.5}$$

Avec :

$\Delta P_s$  : Valeur de la surpression (m)

$\Delta P_d$  : Valeur de la dépression (m)

$V_0$ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: accélération de pesanteur.

$H_g$  : hauteur géométrique

### VI.1.7.3 Choix du moyen de protection

Dans notre système d'adduction, on opte pour des soupapes de décharge en cas de surpression et des réservoirs d'air en cas de surpression et dépression et cela pour les avantages économiques qu'ils présentent.

**Tableau VI.4 :** Etude de coup de bélier pour les différents tronçons de l'adduction

Tronçon	D (mm)	Matériau	Leq (m)	Q (l/s)	$V_{moy}$ (m/s)	Hg (m)	Ceq (m/s)	$\Delta P_s$ (m)	$\Delta P_d$ (m)	Appareil Anti-bélier
STP KEDDARA - Station de Reprise	150 160	Fonte PEHD	5060	14,4	1	174,5	4170,77	599,65	-250,6	Réservoir d'air
Station de reprise- Réservoir de stockage	160	PEHD	1500	14,4	1,19	146,5	723,54	234,27	58,27	Soupape de décharge

**NB :** Le calcul des valeurs de la surpression et la dépression pour le tronçon STP KEDDARA-Station de Reprise s'effectue en calculant la célérité équivalente selon la formule suivante :

$$= + \dots \dots \dots \text{VI.5}$$

**Avec :**

$C_{eq}$  : célérité équivalente.

$L_{eq}$  : longueur équivalente

$C_{fonte}$  : célérité de la fonte

$$= +4170,77 \text{ m/s}$$

### Interprétation des résultats obtenus :

D'après les résultats obtenus dans le tableau nous remarquons que l'effet du coup de bélier dans les traçons constituant le système d'adduction, produit des surpressions et des dépressions, par conséquent, nous utilisons les réservoirs d'air et les soupapes de décharges pour protéger ces tronçons.

La valeur du  $\Delta P_{max}$  est toujours positive,  $\Delta P_{min}$  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.

#### VI.1.7.4 Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

##### a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations (avantage) et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important, dans le cas de grandes installations (inconvenient).

##### b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

On opte pour la méthode de VIBERT de par sa fiabilité et la facilité de son application

#### 1. La charge tenant compte du coup de bélier:

..... VI.8

#### 2. La charge statique absolue:

..... VI.9

#### 3. La charge maximale absolue:

..... VI.10

D'où : Abaque de VIBERT (voir annexe III.1)

..... VI.11

(Pour la sécurité)

: Volume du réservoir d'air (l/s).

: Volume total du réservoir d'air (l/s)

## CHAPITRE VI PROTECTION DES CONDUITES

Les caractéristiques du réservoir d'air de la SP KEDDARA sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VI.5 :** Caractéristiques du réservoir d'air de la SP KEDDARA

Hg (m)	Z <sub>0</sub> (m)	Ceq (m/s)	V <sub>0</sub> (m/s)	Z <sub>max</sub> (m)	L (m)	S (m <sup>2</sup> )	h <sub>0</sub> (m)	h <sub>0</sub> /Z <sub>0</sub> (10 <sup>-4</sup> )	Z <sub>max</sub> /Z <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> /L*S (10 <sup>-3</sup> )	Z <sub>min</sub> /Z <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> (l)	U <sub>max</sub> (l)
174,5	184,5	4170,77	1	609,65	5060	0,03	0,051	2,8	1,9	1,5	0,51	227,7	446,47

Litres V<sub>normalisé</sub> = 3000 Litres

### VI.1.7.5 Caractéristiques finales du réservoir d'air

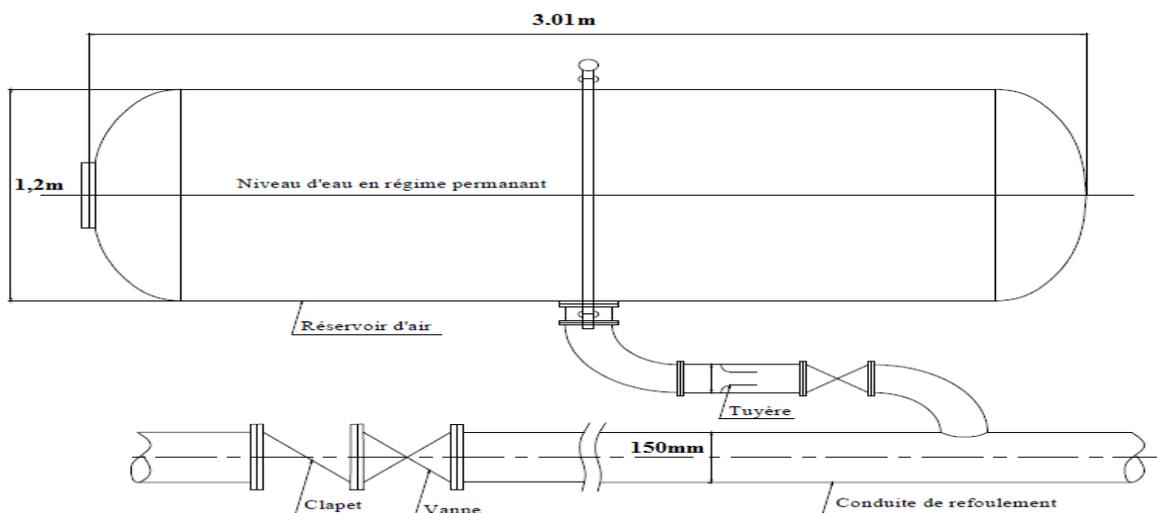
D'après la planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE (voir annexe III.2) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VI.6 :** Les dimensions du réservoir d'air de la SP KEDDARA

N° de station	Volume normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP KEDDAR A	3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400

### VI.1.7.6 Installation du réservoir d'air de la SP KEDDARA

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



**Figure VI.10 :** Schéma d'installation du réservoir d'air de la SP KEDDARA

**VI.1.7.7 Dimensionnement de la soupape de décharge de la station de reprise :**

D'après le tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes **NEYRTEC** (voir **annexe III.3**), nous avons pour chaque type de soupape les valeurs suivantes :

- Pression d'étanchéité :  $227\text{ (m)}$  ;
- Débit max, de la soupape :  $2227\text{ (m)}$  ;
- Pression de la soupape :  $2227\text{ (m)}$  ;

Ces valeurs montrent que la soupape sous la pression ( $2227$ ) réglée à la pression d'étanchéité

( $227$ ) évacue un débit ( $2227$ )

Sous l'effet de la surpression ( $\Delta 227$ ) du coup de bélier, la soupape, en évacuant l'eau, permet à

la conduite d'avoir une pression maximale ( $227$ ) qui est calculée par la formule :

$$P_c = P_{ee} + \Delta P \dots\dots\dots \text{VI.12}$$

Et aussi, sous l'effet de la surpression ( $\Delta P_{pe}$ ) la soupape est maintenant réglée à une pression

d'étanchéité exigée ( $P_{ee}$ )

$$P_{ee} = 1,05 \times HMT \dots \dots \dots \text{VI.13}$$

Et sous la pression de la soupape ( $\Delta P_{pe}$ ) exprimé par :

$$\Delta P_{pe} = P_{ee} + P \dots \dots \dots \text{VI.14}$$

Elle évacue un débit ( $Q_{ev}$ ) donné par :

$$Q_{ev} = Q_{pe} \times \sqrt{(\Delta P_{pe}/P_{pe})} \dots \dots \dots \text{VI.15}$$

La conduite aura une augmentation de pression ( $\Delta P$ ) calculée par :

$$Q_{ev} = \dots\dots\dots \mathbf{VI.16}$$

Ensuite, nous calculons le volume d'eau évacué à l'instant 't' sachant que :

$$\dots\dots\dots \mathbf{VI.17}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m) ;

a : La célérité des ondes (m/s).

Et finalement le volume d'eau évacué ( $Q_{ev}$ ) est calculé par la formule suivante :

$$U_{ev} = Q_{ev} \times t = Q_{ev} \times () \dots\dots\dots \mathbf{VI.18}$$

Les résultats de calcul pour la soupape sont donnés sur le tableau suivant :



**Tableau VI.7:** Choix de la soupape de décharge de la station de reprise et calcul des volumes évacués

Tronçon	Q (l/s)	Type de soupape	(l/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(l/s)	(m)	(m)	(m)	(s)	(l)
Station de reprise- Réservoir de stockage	157,69	50/6	32	28	38	10	165,57	175,57	68,78	2,09	167,66	234,27	2,07	142,6	

#### VI.1.7.8 Caractéristiques finales de soupape de décharge

D'après le tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC (voir annexe III.4) on peut tirer les résultats suivants

**Tableau VI.8:** Les dimensions de la soupape de décharge de la station de reprise

Tronçon	Type de soupape	D <sub>ressort</sub> (mm)	D <sub>buse</sub> (mm)	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Masse (dont capot) (Kg)
Station de reprise- Réservoir de stockage	50/6	6	50	400	550	44

## VI.2 Protection des conduites contre la corrosion

### VI.2.1 Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

### VI.2.2 Facteurs de la corrosion

L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion :

- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier ou en fonte enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcaire protecteur, il provoque une détérioration des canalisations (pour la Fonte et l'Acier la vitesse ne doit pas dépasser les **2m/s**, et pour le PEHD ça peut aller jusqu'à **3.5m/s** facilement).
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
  - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
  - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
  - Hétérogénéité du terrain : la traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut influencer sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
  - Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corode.

### VI.2.3 Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

### VI.2.4 Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

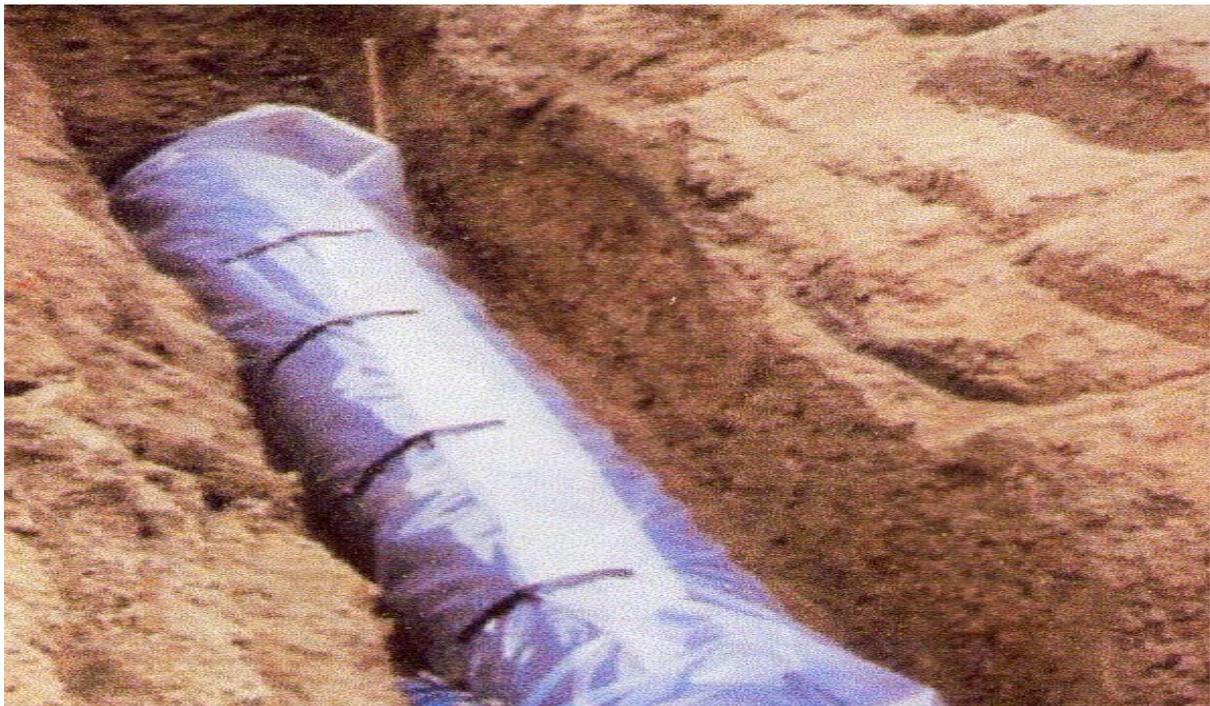
La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations, ensuite l'exécution des travaux devra être faite attentivement.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

#### **VI.2.5. principaux types de protection contre la corrosion extérieure**

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



**Figure VI.11:** Installations des tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

#### **VI.2.6. principaux types de protection contre la corrosion intérieure**

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

## **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire ainsi que la corrosion. En effet pour le régime transitoire nous avons prévu d'installer, juste à la sortie de la station de pompage de KEDDARA, un réservoir d'air d'une capacité de 3000 litres d'air, et une soupape de décharge à la sortie de la station de reprise.

Pour la corrosion interne nous avons rien prévu vu que les vitesses à l'intérieure de la conduite répondent parfaitement aux exigences pour les deux matériaux (Fonte 0,81 m/s PEHD 1,19 m/s), par contre la corrosion externe nous avons adopté une manche en polyéthylène car elle présente un bon rapport qualité/prix assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant le terrain agressif.





## Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau d'adduction d'eau, il est nécessairement utile de l'équiper en organes accessoires qui ont pour rôle :

- D'assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.
- Purger les canalisations.
- Vidanger les canalisations.
- Isoler les canalisations.
- Changer les sens d'écoulement.

Dans ce chapitre nous allons définir les différents organes accessoires nécessaires pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau d'adduction.

### VII.1 Les robinets :

#### VII.1.1 Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de  $90^\circ$  de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuit pour faciliter l'ouverture.

#### VII.1.2 Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sur la conduite de départ). Ce sont des vannes déséquilibrées, se fermant sous la pression de l'eau, qui ne sera jamais placée à l'aval de la conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante, pour la régulation, la manœuvre de l'obturateur est limitée à  $60^\circ$ , car au-delà ce gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de  $60^\circ$ , et présente même un maximum vers  $80^\circ$  ce qui est préjudiciable à la stabilité du fonctionnement. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

##### a) Les vannes d'isolement :

Elles permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

##### b) Les vannes à clapets de non-retour :

Elles permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement des pompes ou à la jonction de deux paliers de pression et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

##### c) Les vannes de réduction de pression :

Elles permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée ou ramener la pression à une valeur souhaitée.

##### d) Les vannes d'altitudes :

Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque dans ce réservoir l'eau atteint son niveau maximum. La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et, nous évitons que le réservoir déborde.

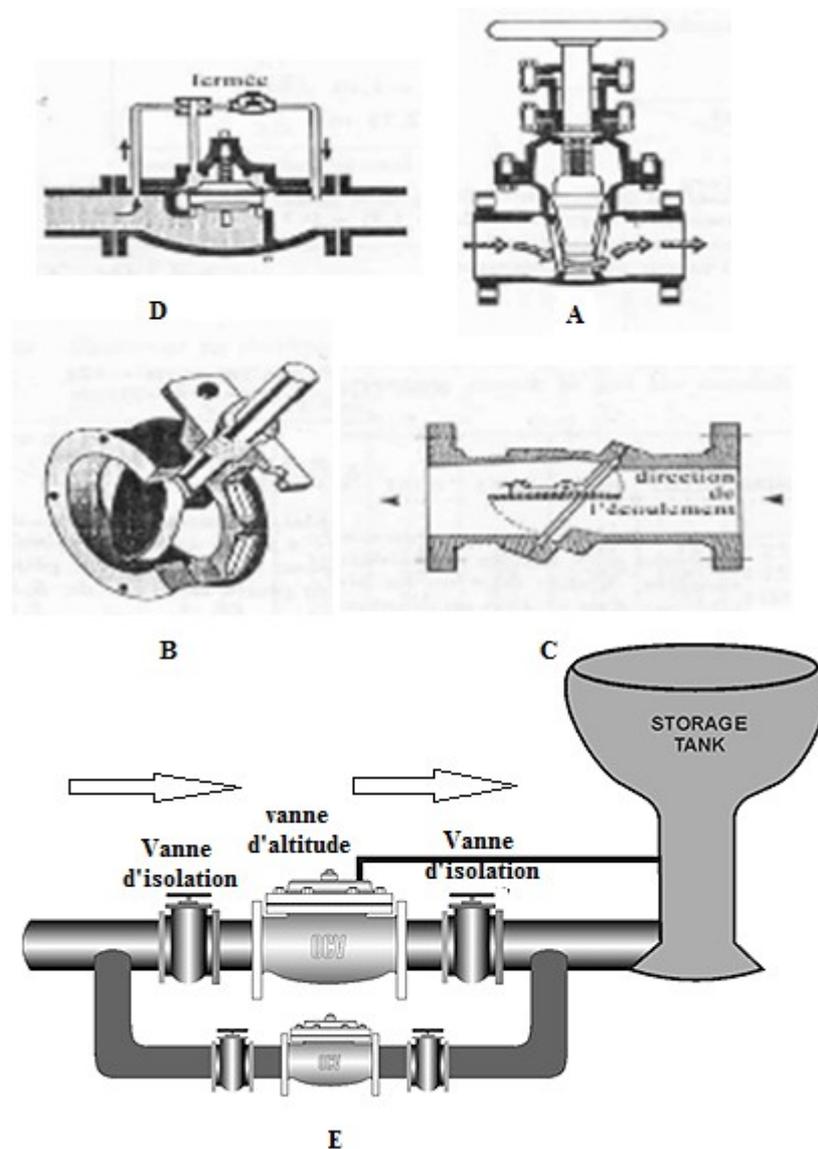


Figure VII.1: Les différents types de vanne

- A) robinet-vanne
- B) vanne papillon
- C) vanne à clapet de non-retour
- D) vanne de réduction de pression
- E) vanne d'altitude

VII.2 Ventouses :

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire l'admission de l'air pour la vidange.

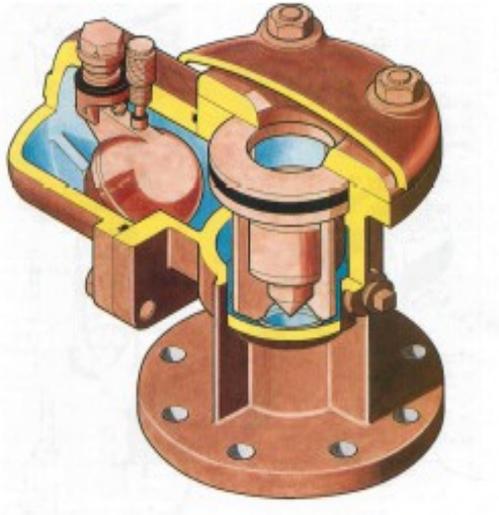
a) Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- Ventouse simple.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VII.2: Les types de ventouses

VII.3 Vidange du fond

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

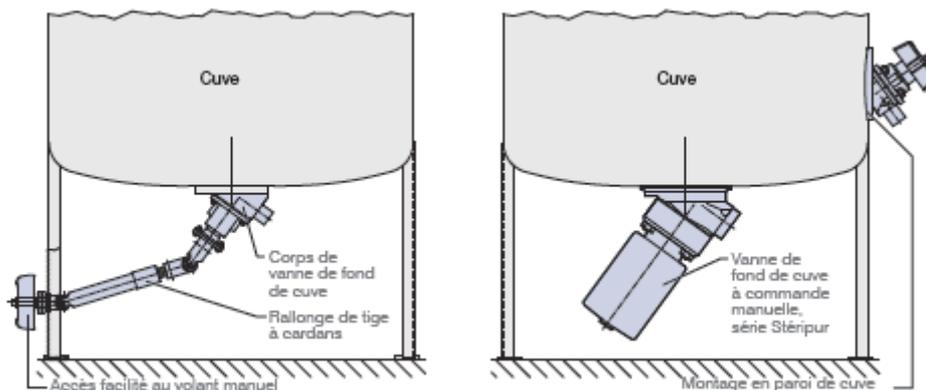


Figure VII.3 : Vidange du fond

VII.4 Clapet anti retour

Le clapet anti retour est c'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

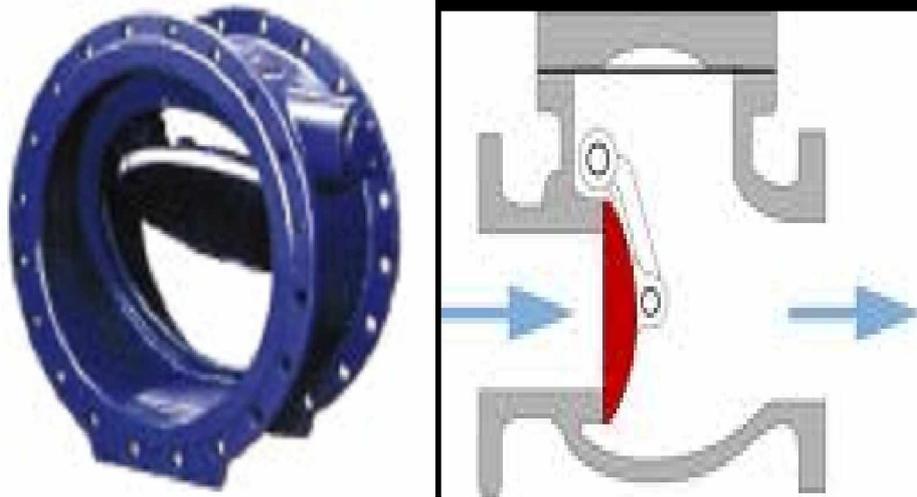


Figure VII.4 : Clapet anti-retour

## VII.5 Organes de mesure :

## VII.5.1 Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

Ce sont des appareils déprimogène, on crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression.

## a) Le diaphragme

Le diaphragme consiste en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau. Le seul inconvénient de cet appareil c'est qu'il engendre une perte de charge importante.

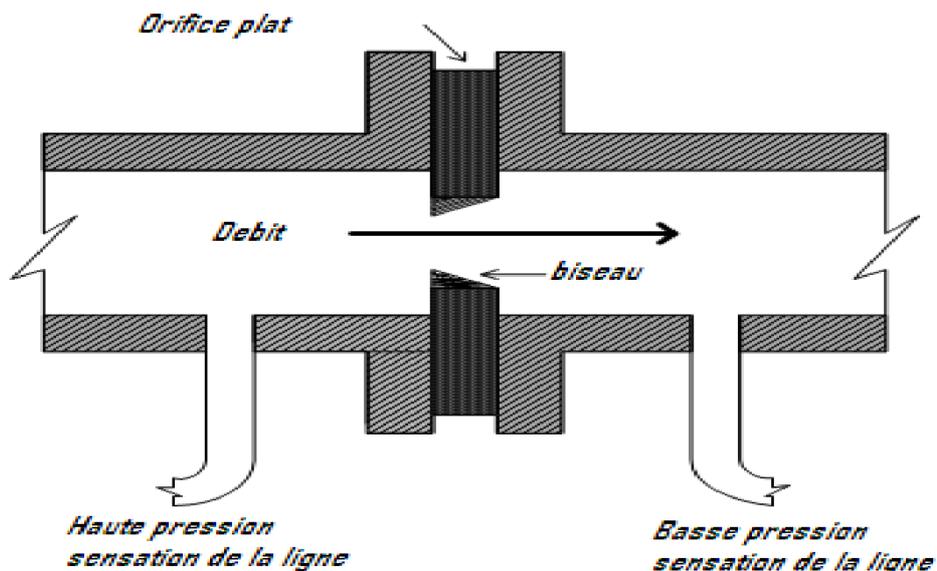


Figure VII.5 : Diaphragme

## b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi ». Il est constitué de deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse

permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

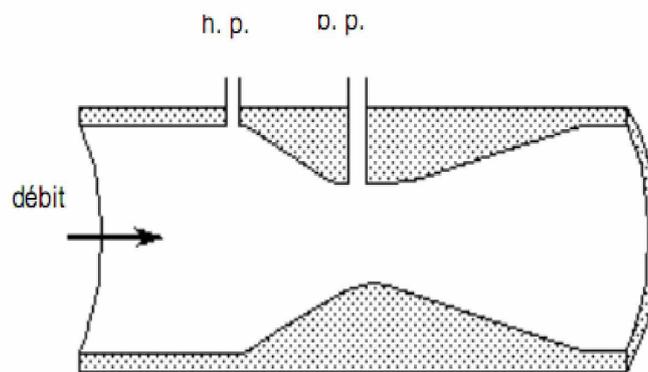


Figure VII.6 Venturi

### c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

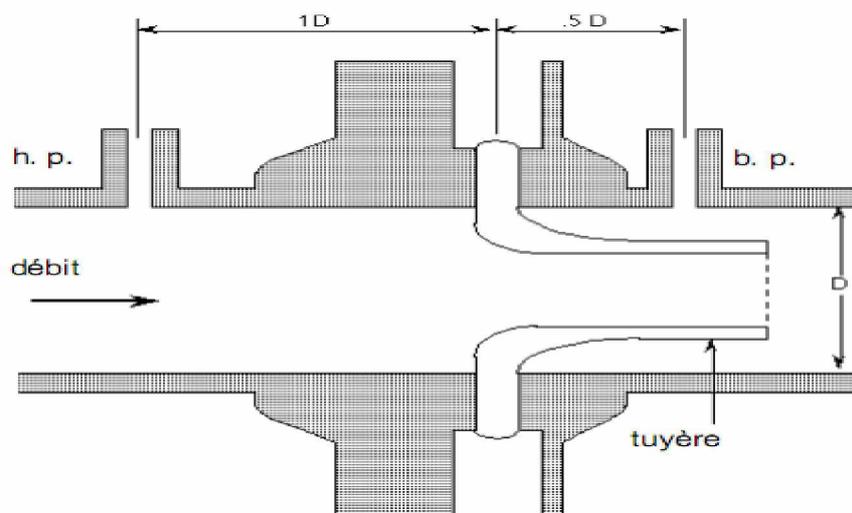


Figure VII.7 : Tuyère

**NB :** l'inconvénient des débitmètres déprimogènes est leur faible précision à des débits réduits. En pratique la mesure est inutilisable de 10% du débit maximum.

### VII.5.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

#### a) Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

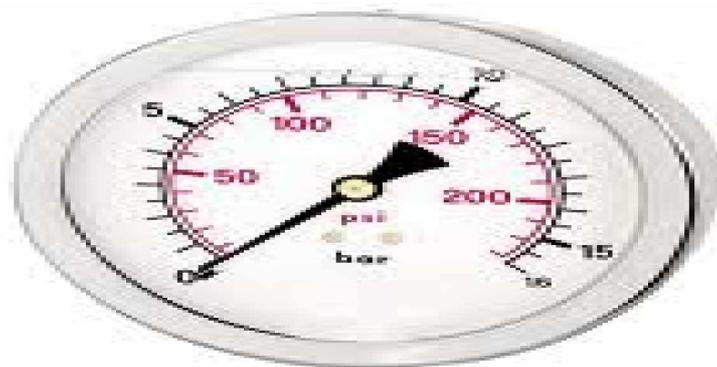


Figure VII.8 : Manomètre à aiguilles

## b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

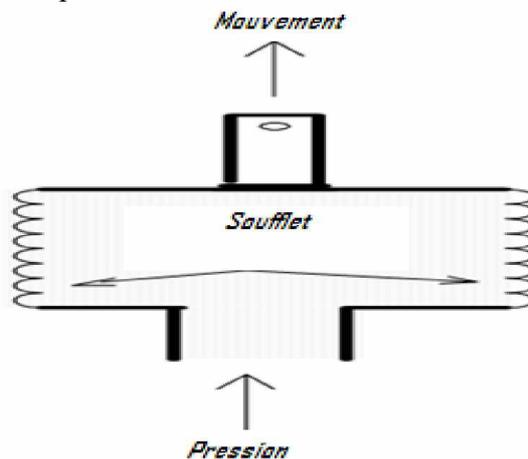


Figure VII.9 : Manomètre à soufflet

## VII.6 Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

## 1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

## 2) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

**3) Tés**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

**4) Joints**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

**5) Collet bride**

Le raccordement classique et universel entre une conduite en Fonte et une conduite en PEHD est le raccordement par collet bride. Ce mode de raccordement est disponible pour tous les diamètres à partir du DN20. Dans la pratique, il est utilisé à partir du DN63 et au-delà. En dessous, on utilise souvent des raccords de transition PE-laiton à filetage. Ces raccords sont soit soudés sur la canalisation polyéthylène, soit fixés par compression.

**VII.7 By-pass**

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

**VII.8 Crépines**

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui empêche le passage des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Le tableau suivant regroupe les différents organes adaptés à notre projet d'adduction :

VII.9 Organe de l'adduction :

Le tableau suivant regroupe les différents organes annexes utilisés dans notre projet

Tableau VII.1 : Les différents organes annexes de notre projet d'adduction <sup>[5]</sup> [6]

Organe	Type	PN(bars)	DN (mm)	Poids (Kg)	Emplacement
Vidange du fond	/	Les points bas du profil de la conduite			
Débitmètre	/	A la sortie de chaque conduite de refoulement			
Manomètre	/	Conduite de refoulement			
Vaccumètre	/	Conduite d'aspiration			
FONT E	Vanne papillon	Avec réducteur sens de fermeture	20	/	Chaque conduite de départ du réservoir
	Vanne d'isolement	Simple		/	Chaque conduite de départ du réservoir
	Clapet de non-retour	Sandwich	20	/	Sortie de chaque pompe Chaque conduite d'arriver Conduite de vidange des réservoirs Chaque 500m de la conduite de refoulement
	Coude	Fonte ductile à joint mécanique avec contre bride boulonnée	20	28,9	Changement de direction Fonte
	Bride à Emboitement	Fonte ductile à joint mécanique avec contre bride boulonnée	20	19,7	Raccordement entre 2 conduites Fonte (chaque 6 m)
	Ventouse	simple fonction	25	/	Les points hauts du profil de la conduite
	Collet Bride	/	16		Raccordement entre 2 conduites Fonte-PEHD
PEHD	Coude PEHD	/	16	/	Changement de direction PEHD
	Machine de soudage Bout à Bout	/	/	/	Pour souder 2 tronçons d'une conduite en PEHD
	Cône	Réducteur	16	/	Conduite Fonte-Conduite PEHD

Voir planche N° :5/8 6/8

**Conclusion**

Tout au long de ce chapitre nous avons défini les différents organes annexes existant pour assurer le bon fonctionnement d'un réseau d'adduction, par la suite nous avons sélectionné quelques organes selon la nécessité de notre projet, en se basant sur des catalogues des constructeurs algérien disponible sur le marché.

### Introduction

L'organisation d'un chantier joue un rôle primordial dans l'aspect économique des ouvrages et les installations hydrauliques. Elle consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles, et dans les plus brefs délais, les travaux d'exécution.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les étapes des différents travaux exécutés sur le chantier de notre adduction, qui sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblayage des tranchées ;
  
- Nivellement et compactage

### VIII.1 Travaux de l'adduction

#### VIII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de cinquante mètres (**50m**). On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

#### VIII.1.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain rencontre des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

#### VIII.1.3. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de **1m** pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (h) ;
- La largeur de la tranchée (b).

**a. La profondeur (H)**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h1 \dots\dots\dots \text{VIII.1}$$

**b. Largueur de la tranchée**

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \dots\dots\dots \text{VIII.2}$$

**e. Section de la tranchée**

Les sections des trachées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_t = b \times H + mh^2 \dots\dots\dots \text{VIII.3}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre **80 et 120cm** on prend **h=1m** ;

h1 : épaisseur du lit de pose **h1 = 0,1 m**.

b : largeur de la tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

**c. Choix du coefficient du talus**

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

**Tableau VIII.1 : Coefficient du talus en fonction de la nature du sol**

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1,5 m	Jusqu'à 3m
Sable	m = 0,5	m = 1
Limon sableux	m = 0,25	m = 0,67
Limon argileux	m = 0	m = 0,5

Dans notre cas le sol est **limon argileux** dans sa totalité donc m=0.

**d. Détermination de la capacité du godet :**

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme suivant, en fonction du volume de terrassement :

**Tableau VIII.2:** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≤10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m <sup>3</sup> )	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

**f. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation**

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

➤ **Pelle équipée en rétro**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

➤ **Pelle équipée en butée**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.
- Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

**g. Calcul du rendement d'exploitation de la pelle**

Il est déterminé comme suit :

$$R = G \times n \times K_r \times K_u \times \dots \dots \dots \text{VIII.4}$$

Avec :

R : rendement d'exploitation de la pelle

G : capacité du godet de l'excavation (m<sup>3</sup>) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 20) secondes.

On prend T=20secondes, alors :

$$n = 180 \text{ cycle/h}$$

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage K<sub>r</sub> = (0,6 à 0,8). On prend égal à 0,7 ;

K<sub>u</sub> : coefficient d'utilisation de temps K<sub>u</sub> = (0,7 à 0,9). On prend égal à 0,8 ;

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement K<sub>f</sub> = 1,2.

**VIII.1.4. Pose de la canalisation**

A. Le Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

### ➤ Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

### ➤ Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

### ➤ Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

### ➤ Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

### ➤ Traversée de rivière

## CHAPITRE VIII POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées.

### B. Aménagement du lit de pose

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable), permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins **10cm**.

$$V_s = b \times e \times L \dots \dots \dots \text{VIII.5}$$

Avec :

$V_s$  : Volume du lit de sable ( $m^3$ ) ;

$e$  : Epaisseur du lit de sable,  $e = 10 \text{ cm}$  ;

$L$  : Longueur de la tranchée ( $m$ ).

### C. Introduction de la canalisation

La pose de canalisation doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

### D. Epreuve de joint et de canalisation

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de **1,5** fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer **30 minutes** environ où la variation ne doit pas excéder **0,2 bars**.

### VIII.1.5. Remblaiement des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, on utilisant la terre des déblais.

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots\dots\dots \text{VIII.6}$$

$$\dots\dots\dots \text{VIII.7}$$

$$V_c = S_c * L \dots\dots\dots \text{VIII.8}$$

Avec :

$V_r$  : volume du remblai

$V_d$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$S_c$  : section de la conduite ( $m^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m)

**VIII.1.6 Calcul du temps d'exécution**

Les engins ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \dots\dots\dots \text{VII.9}$$

Avec :

$T_{ex}$  : temps d'exécution (jr) ;

$V$  : volume à enlever ( $m^3$ ) ;

$R$  : rendement de l'engin ( $m^3/jr$ ).

**Application numérique :**

**VIII.1.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction :**

## CHAPITRE VIII POSE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

En appliquant les formules VIII.1 VIII.2 VIII.3 VIII.5 VIII.6 VIII.7 VIII.8 on trouve les résultats suivants :

**Tableau VIII.3 : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction**

Tronçon	D (mm)	L(m)	H(m)	b(m)	S <sub>t</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>m</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>r</sub>
SP	150	2190	1,25	0,75	0,94	2058,6	164,25	38,70	1855,65
KEDDARA -Station de Reprise	160	2870	1,26	0,76	0,96	2755,2	218,12	57,70	2479,38
Station de Reprise- Réservoir de stockage	160	1500	1,26	0,76	0,96	1440,0	114	30,16	1295,84
<b>Total</b>						<b>6253,8</b>	<b>496,37</b>	<b>126,56</b>	<b>5630,87</b>

### Remarque :

Pour le volume excédentaire on utilise des camions pour le transporter vers la zone de décharge, sinon on fait le remblayage des fouilles avec tout le volume de déblai, et dans ce cas on aura le volume de déblai égale au volume de remblai (càd :V<sub>r</sub> =V<sub>d</sub>), il sera tassé avec le temps,

### **VIII.1.8 Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction :**

Pour un godet de capacité **G = 0,25m<sup>3</sup>**, on a le rendement :

$$R = 0,25 \times 180 \times 0,7 \times 0,8 \times = 21 \text{ m}^3/\text{h}.$$

En appliquant les formules VIII.7 VIII.9 et en se basant sur les données du **Tableau VIII.2** on trouve les résultats suivants :

**Tableau VIII.4 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction**

Opération	Tronçon	Type	Volume	Capacité	R	Tex
-----------	---------	------	--------	----------	---	-----

		matériau	(m <sup>3</sup> )	du godet (m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> /h)	(jours)
<b>Décapage</b>	SP KEDDARA- Station de Reprise	Fonte	2058,6	0,25	21	4,09
		PEHD	2755,2	0,25	21	5,47
	Station de Reprise- Réservoir de stockage	PEHD	1440,0	0,25	21	2,86
<b>Lit de sable</b>	SP KEDDARA- Station de Reprise	Fonte	164,25	0,25	21	0,33
		PEHD	218,12	0,25	21	0,44
	Station de Reprise- Réservoir de stockage	PEHD	114	0,25	21	0,23
<b>Remblayage</b>	SP KEDDARA- Station de Reprise	Fonte	1855,65	0,25	21	3,69
		PEHD	2479,38	0,25	21	5
	Station de Reprise- Réservoir de stockage	PEHD	1295,84	0,25	21	2,58

## VIII.2. Travaux de la station de reprise

### VIII.2.1 Dimensionnement du bâtiment de la station de reprise :

#### a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots \text{VIII.14}$$

Avec :

$h_5$  : Distance verticale  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$

$h_{\text{réserve}} = 0,7 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (20 \text{ à } 60) \text{ cm}$   $h_{\text{socle}} = 20 \text{ cm.}$

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à  $620 \text{ mm} = 62 \text{ cm}$

$$h_5 = 0,62 + 0,7 + 0,2 = 1,52 \text{ m}$$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme  $h_6 = 2,4 \text{ m}$

$h_7$  : Hauteur de chariot  $h_7 = 0,4 \text{ m}$

$h_8$  : Hauteur profilée  $h_8 = 0,8 \text{ m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $h_9 = 0,23$  m

$$H_b = 5,35$$

**b. Largeur du bâtiment:**

$$L_{rb} = N_p * L_{rg} + (N_p - 1) D_{int} + 2 * D_{pm} \dots\dots\dots \mathbf{V.15}$$

Avec :

$L_{rb}$ : Largeur du bâtiment

$L_{rg}$ : Largeur du groupe électropompe

$N_p$ : Nombre de pompe = 2

$D_{int}$ : Distance entre deux pompe voisines = 1,7 m

$D_{pm}$ : Distance entre la pompe et l'extrémité intérieure de mur du bâtiment = **2,3 m**

$$L_{rb} = \mathbf{8,3\ m}$$

**c. Longueur du bâtiment :**

$$L_b = L_{bu} + L_g + L_{rcc} + L_{rcd}$$

Avec :

$L_{bu}$ : Longueur du bureau = 4,5 m

$L_g$ : Longueur du groupe électropompe = 2,2 m

$L_{rcc}$ : Longueur réservée pour les caniveaux des câbles = 1,3m

$L_{rcd}$ : Longueur réservée pour les caniveaux de drainage et le regard de vidange = 1,9 m

$$L_b = \mathbf{9,7\ m}$$

**Tableau VIII.5 : Les dimensions de la station de reprise**

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur du Mur (m)	Portes (m)	Fenêtres (m)	
					Secondaire	Principale
9,7	8,3	5,35	0,3	3,0 x 2,0	1,6x 1,2	1,8 x 1,6

(Voir planche N° 6/8)

- Poteaux :  $b \times b = 40 \times 40$
- Poutres :  $b \times b = 40 \times 40$

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.

- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

Dans notre projet nous avons une (1) station de pompage c'est celle de reprise (la station de pompage de KEDDARA existe déjà) .

**VIII.2.2 Détermination de la capacité du godet:**

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

**Tableau VIII.6 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet**

<b>Capacité du godet de la pelle (m3)</b>	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
<b>Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Kw)</b>	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à **0,3 m<sup>3</sup>** nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance **P<sub>b</sub> = 40 KW** ;
- Largeur de la lame **L = 2-3 m** ;
- Hauteur de la lame **H=1-1,5 m**.

La station de pompage a les dimensions suivantes :

- Cf. : Coté de fouille (carré) = 1,5 m ;
- Poteaux **b × b = 40 × 40**;
- Poutres **b × b = 40 × 40**.

**VII.2.3 Calcul des volumes :**

- **Décapage :**  $V_d = \frac{L \times l \times d}{d}$  (m<sup>3</sup>).

Avec :

V<sub>d</sub>: Volume décapé

L : Longueur du bâtiment (m)

l : largeur du bâtiment (m)

e : épaisseur à décaper (m)

**Tableau VIII.7 :** Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour la station de reprise

Station de pompage	Longueur (m)	largeur (m)	Hauteur (m)	e (m)	Vd (m <sup>3</sup> )	R	Tex
Station de Reprise	9,7	8,3	5,35	0,1	8,06	25,2	20 min

➤ **Excavation (fouilles) :**

Pour une fouille  $1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375\text{m}^3$ .

Pour 12 fouilles  $3,375 \times 12 = 40,5\text{m}^3$ .

Volume d'excavation (m<sup>3</sup>)

$$= 40,5\text{m}^3$$

➤ **Béton de propreté :**

Pour une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225\text{ m}^3$ .

Pour 12 fouilles  $12 \times 0,225 = 2,7\text{ m}^3$ .

Volume du béton de propreté pour une fouille

Volume total du béton de propreté

$$V_{\text{total}} = 2,7 \text{ m}^3.$$

➤ **Béton armé :**

**Semelles :**

$$V_{\text{semelle}} = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{total}} = 0,9 \times 12 = 10,8 \text{ m}^3.$$

Volume du béton armé pour une semelle

Volume total du béton armé des semelles

$$V_{\text{total}} = 10,8 \text{ m}^3.$$

**Demi-poteau :**

$$V_{\text{dp}} = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3.$$

On a 12 demi-poteaux :  $V_{\text{total}} = 12 \times 0,16 = 1,92 \text{ m}^3.$

$V_{dp}$  : Volume du béton armé pour un demi-poteau

$V_{dt}$  : Volume total du béton armé des demi-poteaux

$$V_{dt} = 21,22 \text{ m}^3.$$

**Poutre inférieure :**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 9,7 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 8,3 \times 4) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 12) = 9,2 \text{ m}^3.$$

$$V_{pinf} = 9,2 \text{ m}^3.$$

**Chape inférieure :**

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V_{cinf} = 0,07 \times 9,7 \times 8,3 = 5,64 \text{ m}^3.$$

$$V_{cinf} = 5,64 \text{ m}^3.$$

**Poteaux :**

$$V_p = 5,35 - (1+0,4) \times 0,4 \times 0,4 = 0,63 \text{ m}^3.$$

Pour 12 poteaux :  $V_{p12} = 0,63 \times 12 = 7,56 \text{ m}^3.$

$$V_{p12} = 7,6 \text{ m}^3$$

**Poutres supérieures :**

$$V_{\text{Décap}} = 9,2 \text{ m}^3.$$

**Chape supérieure :**

$$V_{\text{Chape}} = 5,64 \text{ m}^3.$$

**Remblai :**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

➤ **Fouille :**

$V_0 = 3,375 \text{ m}^3$ , est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$ , est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16 \text{ m}^3$ , est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9 \text{ m}^3$ , est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,16 + 0,9) = 2,09 \text{ m}^3.$$

Donc pour 12 semelles  $V_{\text{re}} = 2,09 \times 12 = 25,08 \text{ m}^3$ .

$$V_{\text{re}} = 25,08 \text{ m}^3$$

➤ **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{\text{rc}} = 0,9 \times 9,7 \times 8,3 = 72,46 \text{ m}^3$$

➤ **Remblai compacte total :**

$$V_{\text{ret}} = 25,08 + 72,46 = 97,54 \text{ m}^3$$

**Tableau VII.8 :** Les volumes des différentes opérations et leur temps d'exécution pour la station de reprise

Opération	V (m <sup>3</sup> )	R	Tex (jours)
Décapage	8,06	25,2	0,014
Excavation	40,50	21,0	0,081
Remblai	97,54	21,0	0,200

➤ **Maçonnerie :**

**Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques ;

Briques (30 × 20 × 10) ;  $S_b = 0,06 \text{ m}^2$ .

Surface du mur  $S = 2 \times 5,35 \times (9,7 + 8,3) = 192,6 \text{ m}^2$ .

$N_b = 192,6 / 0,06 = 3210$  Briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$N_b = 3210 + 100 = 3310$  Briques.

### VIII.3. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

#### VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VII.9 :** Temps de réalisation des opérations de l'adduction

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (jours)</b>
<b>A</b>	Exécution des tranchées «tronçon SP KEDDARA- Réservoir de Reprise» Fonte	4
<b>B</b>	Exécution des tranchées « tronçon SP KEDDARA – Réservoir de Reprise» PEHD	6
<b>C</b>	Exécution des tranchées « tronçon Station de Reprise – Réservoir de stockage» PEHD	3
<b>D</b>	Pose du lit de sable «tronçon SP KEDDARA- Réservoir de Reprise» Fonte	1
<b>E</b>	Pose du lit de sable « tronçon SP KEDDARA – Réservoir de Reprise» PEHD	1
<b>F</b>	Pose du lit de sable « tronçon Station de Reprise -Réservoir de stockage» PEHD	1
<b>G</b>	Pose canalisation «tronçon SP KEDDARA- Réservoir de Reprise»	8

	Fonte	
<b>H</b>	Pose canalisation « tronçon SP KEDDARA – Réservoir de Reprise» PEHD	10
<b>I</b>	Pose canalisation « tronçon Station de Reprise -Réservoir de stockage» PEHD	6
<b>L</b>	Remblayage des tranchées «tronçon SP KEDDARA- Réservoir de Reprise» Fonte	4
<b>K</b>	Remblayage des tranchées « tronçon SP KEDDARA – Réservoir de Reprise» PEHD	5
<b>M</b>	Remblayage des tranchées « tronçon Station de Reprise -Réservoir de stockage» PEHD	3

**VII.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l’adduction dans le **Tableau VII.10**.

**Tableau VII.10** : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction

opérations	précède	succède
A	BD	--
B	EC	A
C	F	B
D	GE	A
E	HF	BD
F	I	EC
G	LH	D
H	KI	GE
I	M	HF
L	K	G
K	M	LH
M	--	KI

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la **figure VIII.1** où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches rouge portées sur la **figure VIII.1** représentent le chemin critique du réseau.

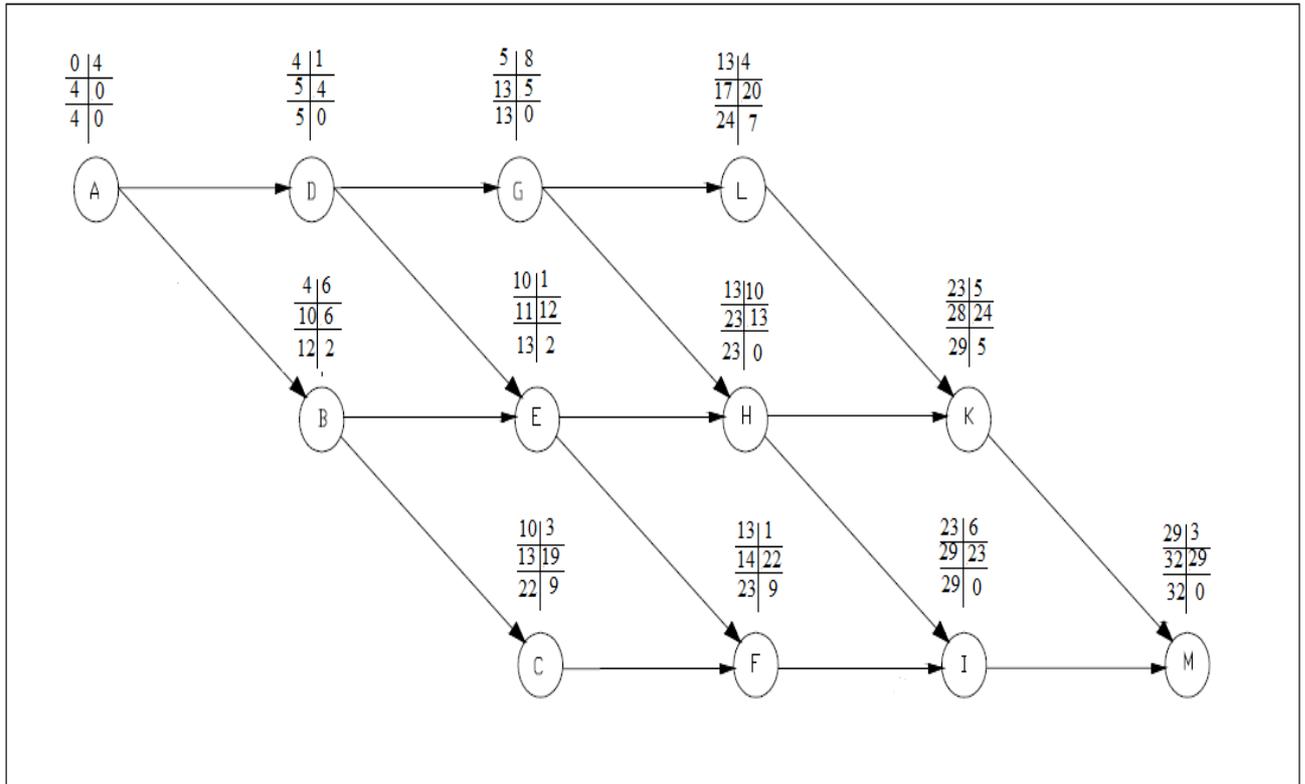


Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction

### Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de **32 jours**.

### VII.4.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 :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

#### VII.4.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.

- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci-après)



**Figure VII.2 : Pelle hydraulique**

### VII.4.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.



**Figure VII.3 : Dozer**

### **VII.4.3.Chargeur**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VII.4 : Chargeur**

### **VII.4.4.Compacteur (vibrateur de sol)**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

### **Conclusion**

Ce chapitre nous a permis dans la première étape, de savoir comment réaliser un réseau d'adductions en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et dans les brefs délais. Dans la deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux de l'adduction nécessaire pour un bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet, et enfin le choix des engins les plus appropriés pour la réalisation des différents travaux du projet.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties des travaux en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux pour la pose des conduites et en même temps, lancer la réalisation des deux réservoirs et la station de reprise, puis faire les raccordements nécessaires.

## CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du réservoir existant de Keddara vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2046, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 5072 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la zone concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un prélèvement de 1033,54 m<sup>3</sup>/j des eaux du réservoir existant de Keddara.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela sur le long de notre d'adduction, on a projeté deux réservoirs, l'un des deux est de reprise, et l'autre pour le stockage, et ils sont de type semi-enterrés.

La grande différence d'altitude qui est de 316,5m entre la station de pompage existante de Keddara et le réservoir de stockage projeté, a exigé l'implantation d'une station de reprise à 5060m du picage, et ceci pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec les matériaux suivant : Fonte et PEHD pour des raisons technico-économiques, la protection de ce réseau est prise en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à protéger les conduites contre le régime transitoire en installant des réservoirs d'air et des soupapes de décharges à la sortie des pompes. Pour la protection contre la corrosion de conduites en Fonte nous avons abouti à faire une manche en polyéthylène.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements notamment l'amorçage des pompes.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### **Ouvrage :**

- [1] : Ouvrage de plomberie sanitaire (édition Eyrolles, Paris 1983)
- [2] : Alimentation en potable des agglomérations (B.SALAH 2014)
- [3] : Formule physique (K.MICHEL 2010)
- [4] : Polycopie (W.MOKRANE 2016)

### **Catalogue :**

- [5] : Catalogue DISALG 2012
- [6] : Catalogue accessoire PEHD (GROUPE CHIALI 2016)
- [7] : Catalogue CAPRARI (2011)
- [8] : NEYRTEC (Soupape de décharge NEYRTEC 2015)

### **Site internet :**

<http://fabrication.polytek.fr/?Polyethylene/Pertes-charge>

<http://gpip.cnam.fr/ressources-pedagogiques->

[http://ouvertes/hydraulique/co/3grain\\_pertesChargeRegulieresTurbulent.html](http://ouvertes/hydraulique/co/3grain_pertesChargeRegulieresTurbulent.html)

<http://www.formules-physique.com/categorie/1170>

<https://www.sndl.cerist.dz/>

### **Mémoire Fin d'étude :**

LECHAB Mahdi, ETUDE DE L'ADDUCTION A PARTIR DU BARRAGE KOUDIET ACERDOUNE POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES DAIRAS DE DJEBAHIA AIN BESSEM, SOUR EL GHOZLANE(W.BOUIRA) ET SIDI AISSA, AIN EL HADJEL (W.M'SILA), ENSH, 2008.

LAIB Nabil, ETUDE D'UN PROJET DE TRANSFERT D'EAU POTABLE ET DES INSTALLATIONS ANNEXES-RACCORDEMENT DE SEPT COMMUNES A LA CONDUITE DE LA SDEM DE TENES (CHLEF). (OUM DROU, OUED FODDA, OULED ABBES, BENI RACHED, MEDJADJA, HARCHOUNE ET KARIMIA), USTHB, 2012.

AIT RAMDANE Ali, RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE SUD D'ALGER, ENSH, 2012.

## Annexe I

### Annexe I.1 :

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

**Annexe I.2 :**

**Tableau:** Paramètres avec valeurs indicatives (Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

GROUPE DE PARAMETRE	Paramètres	Unités	Valeurs indicatives
Paramètres physico-chimiques en relation avec la structure naturelle des eaux	PH	Unité pH	≥ 6.5 et ≤ 9.5
	Conductivité	μS/cm à 20°C	2800
	Température	°C	25
	Dureté	mg/l en CaCO3	200
	Alcalinité	mg/l en CaCO3	500
	Calcium	mg/l en CaCO3	200
	Chlorures	mg/l	500
	Potassium	mg/l	12
	Résidu sec	mg/l	1500
	Sodium	mg/l	200
	Sulfates	mg/l	400
Paramètres organoleptiques	Couleur	mg/l Platine	15
	Turbidité	NTU	5
	Odeur 12°C	Taux dilution	4
	Saveur 25°C	Taux dilution	4
Paramètres chimiques	Aluminium	mg/l	0,2
	Ammonium	mg/l	0,5
	Baryum	mg/l	0,7
	Bore	mg/l	1
	Fer total	mg/l	0,3
	Fluorures	mg/l	1,5
	Manganèse	μg/l	50
	Nitrates	mg/l	50
	Nitrites	mg/l	0,2
	Oxydabilité	mg/l O2	5
	Phosphore	mg/l	5
	Acrylamide	μg/l	0,5
	Antimoine	μg/l	20
	Argent	μg/l	100
	Arsenic	μg/l	10
	Cadmium	μg/l	3
	Chrome total	μg/l	50
	Cuivre	mg/l	2
Cyanure	μg/l	70	

GROUPE DE PARAMETRE	Paramètres	Unités	Valeurs indicatives
	Mercure	µg/l	6
	Nickel	µg/l	70
	Plomb	µg/l	10
	Sélénium	µg/l	10
	Zinc	mg/l	5
	Hydrocarbures polycycliques aromatique (H.P.A) totaux	µg/l	0,2
	Phénols	µg/l	0,5
	Pesticides (Totaux)	µg/l	0,5
	Bromates	µg/l	10
	Chlore	mg/l	5
	Chlorite	mg/l	0,07
	Trihalométhanes (THM) (Total)	µg/l	100
Radionucléides	Particules alpha	Picocurie/l	15
	Particules bêta	Millirems/an	4
	Tritium	Bequerel/l	100
	Uranium	µg/l	15
	Dose totale indicative (DTI)	(mSv/an)	0,1

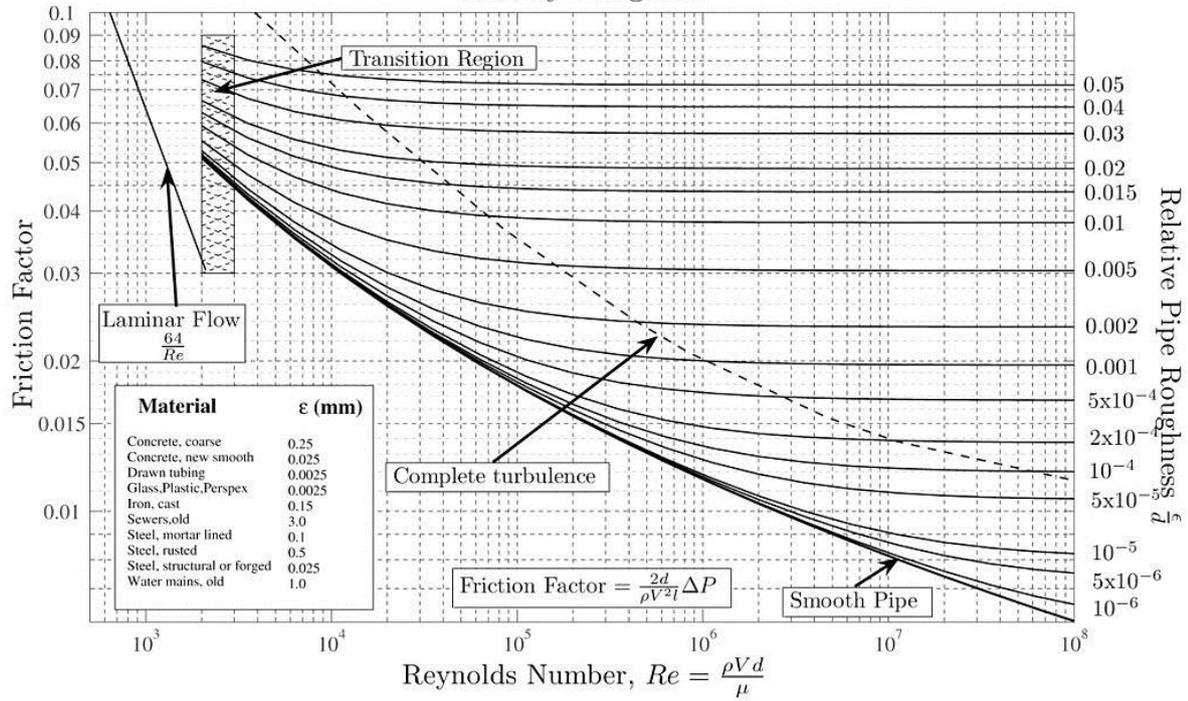
**Tableau** : Paramètres microbiologiques (Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

de Groupe paramètres	Paramètres	Unités	Valeurs limites
Paramètres microbiologiques	Escherichia Coli	nb /100ml	0
	Entérocoques	nb /100ml	0
	Bactéries sulfitoréductices y compris les spores		

## Annexe II

### Annexe II.1 :

**Abaque de COLEBROOK**  
Moody Diagram



### Annexe II.2 :

Tableau de la durée de vie de la conduite PEHD (DN160) en fonction de la température et la pression d'exploitation selon GROUPE CHIALI (2016)

Température °C	Durée de vie Année	SDR				
		17	13.6	11	9	7.4
		PRESSION (PN)				
		10	12,5	16	20	25
10	5	12,6	15,7	20,2	25,2	31,5
	10	12,4	15,5	19,8	24,8	31,0
	25	12,1	15,1	19,3	24,2	30,2
	50	11,9	14,8	19,0	23,8	29,7
	100	11,6	14,6	18,7	23,3	29,2
20	5	10,6	13,2	16,9	21,2	26,5
	10	10,4	13,0	16,6	20,8	26,0
	25	10,1	12,7	16,2	20,3	25,4
	50	10,0	12,5	16,0	20,0	25,0
	100	9,8	12,2	15,7	19,6	24,5
30	5	9,0	11,2	14,4	18,0	22,5
	10	8,8	11,0	14,1	17,7	22,1
	25	8,6	10,8	13,8	17,2	21,6
	50	8,4	10,6	13,5	16,9	21,2
	40	5	7,7	9,6	12,3	15,4
10		7,6	9,5	12,1	15,2	19,0
25		7,4	9,2	11,8	14,8	18,5
50		7,2	9,1	11,6	14,5	18,2
50		5	6,7	8,3	10,7	13,4
	10	6,5	8,1	10,4	13,0	16,2
	15	5,9	7,4	9,5	11,8	14,8
	60	5	4,8	6,0	7,7	9,7
70	2	4,9	6,2	7,8	9,8	12,5

## Annexe III

### Annexe II. 3 :

Caractéristique des conduites en Fonte ductile selon GROUPE DISALG 2012

#### ADDUCTION D'EAU POTABLE

Tuyaux

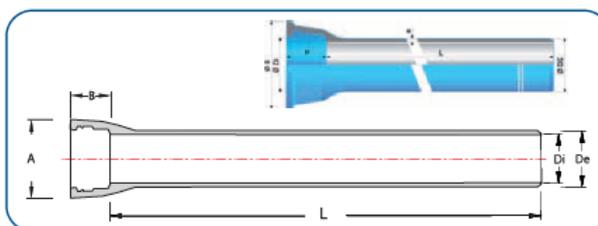
Fonte ductile à joint automatique

Tuyaux AEP

Applications

Les tuyaux pour réseau d'adduction d'eau avec pression distribués par DISALG sont conformes à la norme européenne EN 545 (Février 2007), et à la norme internationale ISO 2531

Caractéristiques dimensionnelles



DN mm	L	e épais. Fonte	DE	DI	P	Dia B.	Déviati on agulaire admise	Masse moyenne par tuyau	PFA
80	6	4,8	98	101	90	168	5°	76,5	64
100	6	4,8	118	121	92	189	5°	93,2	64
150	6	5	170	173	98	243	5°	141,3	62
200	6	5,4	222	225	104	296	4°	198,3	50
250	6	5,8	274	277	104	353	4°	261,1	43
300	6	6,2	326	329	105	410	4°	329,8	40
350	6	6,3	378	381	108	465	3°	407,6	35
400	6	6,5	429	432	110	517	3°	475,7	32
450	6	6,9	480	483	113	575	3°	562,0	30
500	6	7,4	532	535	115	630	3°	659,3	30
600	6	8,6	635	638	120	739	3°	894,7	30

PFA : Pression de Fonctionnement admissible

### Annexe II.4 :

Prix du ML des conduites en fonte ductile selon ELECTROSTEEL ALGERIE (2016)

Diamètre en (mm)	Prix du ML (DA)
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,1
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	14910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,4

## Annexe II.5 :

Tableau des caractéristiques du polyéthylène selon GROUPE CHIALI (2016)

### Caractéristiques du polyéthylène

Paramètre	Méthode d'essai	PE 80	PE 100	Unité
<b>Caractéristiques physiques</b>				
Masse volumique	EN ISO 1183	949 à 956	956 à 961	Kg/m <sup>3</sup>
Indice de fluidité MFI (190°C, 5 kg)	EN ISO 1133	0.7 à 1	0.2 à 0.5	g/10min
<b>Caractéristiques mécaniques</b>				
Module d'élasticité	DIN 53457	≈ 900	≈ 1200	N/mm <sup>2</sup>
Charge à la rupture	ISO 6259	≈ 24	≈ 24	N/mm <sup>2</sup>
Allongement à la rupture	ISO 6259	> 500	> 500	%
Dureté Shore à 20°C	ISO 868	57	59	-
Resilience IZOD S.I à 23°C	ASTM D 256	> 600	> 600	J/m <sup>2</sup>
<b>Caractéristiques thermiques</b>				
Conductibilité thermique à 23°C	DIN 52612	0.40 à 0.45	0.40 à 0.45	W/m.K
Dilatation linéaire	DIN 53752	1.6 à 2 * 10 <sup>-4</sup>	1.6 à 2 * 10 <sup>-4</sup>	°K <sup>-1</sup>
<b>Autres propriétés</b>				
% en poids de noir de carbone	ISO 6964	2.0 à 2.5	2.0 à 2.5	%
Dispersion du noir de carbone	ISO 18553	≤ 3	≤ 3	-
Stabilité à l'oxydation à 200°C	EN 728			min
Coefficient rugosité hydraulique		0.01 jusqu'à DN 200 0.05 pour DN ≥ 200		
Resistivité électrique	DIN 53842	≥ 10 <sup>17</sup>	≥ 10 <sup>17</sup>	Ω/cm

## Annexe II.6 :

Prix du ML des conduites en PEHD selon GROUPE CHIALI (2016)

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
11 009 0901	Tube PEHD	90	10,1	PE100	20 Bars	593,37	694,24
11 009 1101	Tube PEHD	110	12,3	PE100	20 Bars	878,66	1 028,03
11 009 1251	Tube PEHD	125	14,0	PE100	20 Bars	1 103,46	1 291,05
11 009 1601	Tube PEHD	160	17,9	PE100	20 Bars	1 802,91	2 109,40
11 009 2001	Tube PEHD	200	22,4	PE100	20 Bars	2 875,61	3 364,46
11 009 2501	Tube PEHD	250	27,9	PE100	20 Bars	4 473,17	5 233,61
11 009 3151	Tube PEHD	315	35,2	PE100	20 Bars	7 021,79	8 215,49
11 009 4001	Tube PEHD	400	44,7	PE100	20 Bars	10 958,68	12 821,66
11 009 5001	Tube PEHD	500	55,8	PE100	20 Bars	17 092,93	19 998,73

# Annexe III

## Annexe III.1 :

### Abaque de VIBERT

#### ABAQUE

Conduite Fonte-PEHD

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

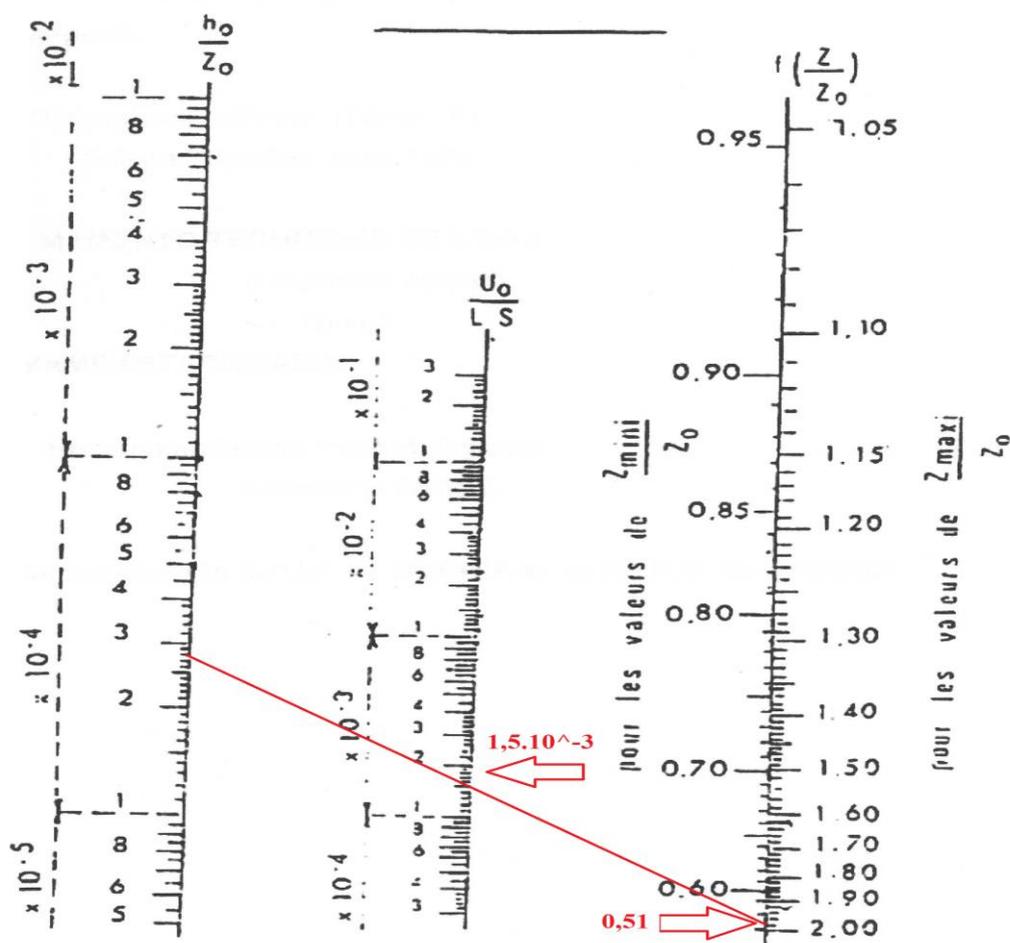
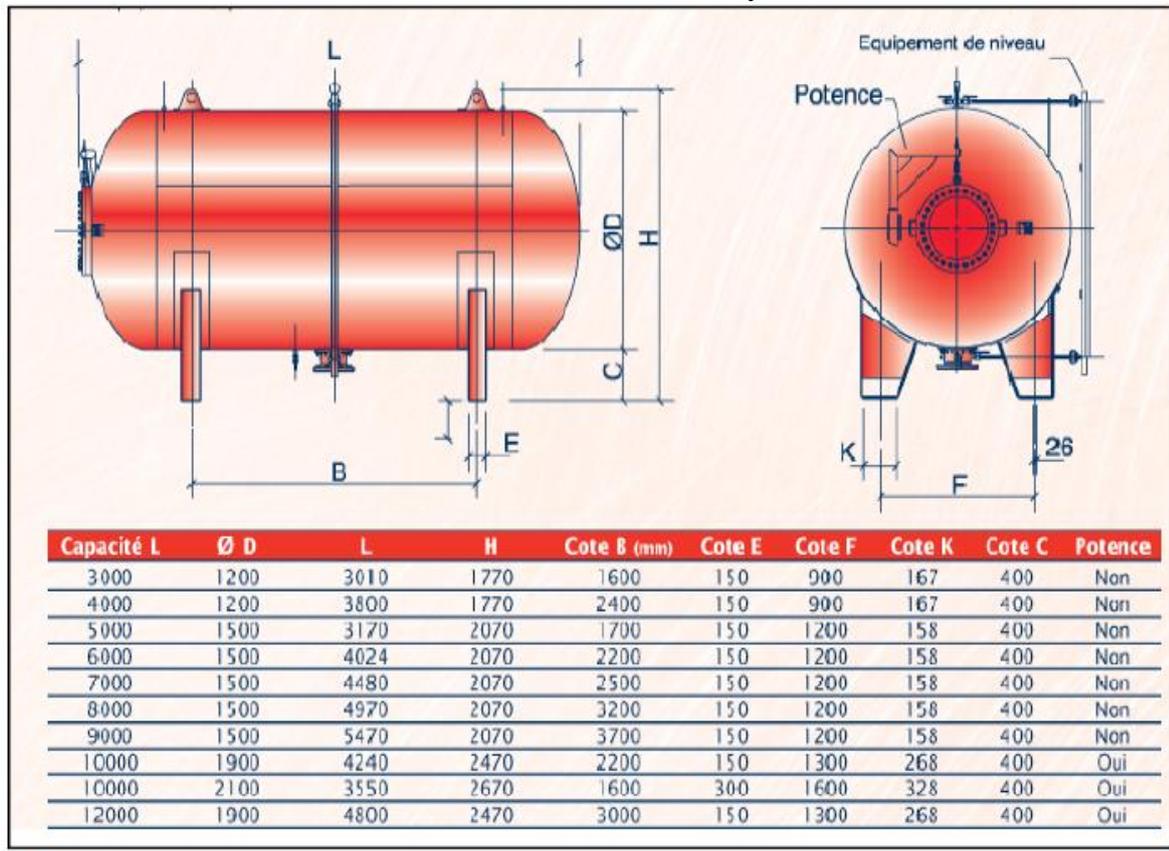


PLANCHE XXXVII

**Annexe III.2 :**

Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE



**Annexe III.3 :**

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	18	14	386	21	7
					10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	20	18	428	26	8
6	28	32	38	10	10	31	85	41	10	16	33	214	43	10	22	23	470	32	9
8	54	43	67	13	12	44	100	56	12	18	40	234	51	11	25	31	534	41	10
10	89	53	105	16	14	67	119	80	13	20	55	266	67	12	28	38	583	49	11
12	124	62	143	19	16	89	136	105	16	22	67	294	81	14	32	55	685	67	12
14	183	75	205	22	18	108	149	126	18	25	89	334	104	15	36	71	770	85	14
16	243	85	268	25	20	144	170	163	19	28	108	364	125	17	40	89	855	105	16
18	294	93	322	28	22	176	187	198	22	32	151	428	171	20	40/25	104	947	129	25
20	387	107	418	31	25	231	213	256	25	36	194	480	216	22	40/28	115	990	142	27
22	472	117	506	34	28	277	232	304	27	40	243	535	268	25	40/38	130	1040	156	26
25	614	133	653	39	32	387	272	418	31	40/25	289	590	328	39					
28	735	145	779	44	36	494	306	529	35	40/28	320	620	351	41					
					40	580	331	618	38	40/28	355	650	397	41					

Corps A   
 Corps B   
 Corps C   
 Corps D

Annexe III.4 :

Les dimensions de la soupape de type 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	18	14	386	21	7
					10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	20	18	428	26	8
6	28	32	38	10	10	31	85	41	10	16	33	214	43	10	22	23	470	32	9
8	54	43	67	13	12	44	100	56	12	18	40	234	51	11	25	31	534	41	10
10	89	53	105	16	14	67	119	80	13	20	55	266	67	12	28	38	583	49	11
12	124	62	143	19	16	89	136	105	16	22	67	294	81	14	32	55	685	67	12
14	183	75	205	22	18	108	149	126	18	25	89	334	104	15	36	71	770	85	14
16	243	85	268	25	20	144	170	163	19	28	108	364	125	17	40	89	855	105	16
18	294	93	322	28	22	176	187	198	22	32	151	428	171	20	40/25	104	947	129	25
20	387	107	418	31	25	231	213	256	25	36	194	480	216	22	40/28	115	990	142	27
22	472	117	506	34	28	277	232	304	27	40	243	535	268	25	40/38	130	1040	156	26
25	614	133	653	39	32	387	272	418	31	40/25	289	590	328	39					
28	735	145	779	44	36	494	306	529	35	40/28	320	620	351	41					
					40	580	331	618	38	40/28	355	650	397	41					

Corps A   
 Corps B   
 Corps C   
 Corps D