

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction en eau potable à partir du barrage de Koudiet Acerdoune pour L'alimentation des villes de Kadiria et Lakhdaria (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-10

APA Citation (توثيق APA):

Zamoum, Saïd (2010). Etude d'adduction en eau potable à partir du barrage de Koudiet Acerdoune pour L'alimentation des villes de Kadiria et Lakhdaria (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDALLAH**

**DEPARTEMENT DES SPECIALITES**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable**

**THEME:**

**ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE A PARTIR  
DU BARRAGE KUODIET ACERDOUNE POUR  
L'ALIMENTATION DES VILLES DE KADIRIA ET  
LAKHDARIA (W. BOUIRA )**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : ZAMOUM SAID**

**Promotrice :**

**M<sup>me</sup> :F. DERNOUNI**

**Devant le jury composé de :**

**President: M<sup>r</sup> :O.KHODJET -KESBA**

**Examineurs: M<sup>r</sup> : A.AYADI  
M<sup>r</sup> : B.BOUTAHRAOUI  
M<sup>r</sup> : M.S.BENHAFID  
M<sup>me</sup> : K.ZERHOUNI  
M<sup>me</sup> :L.TAFAT**

**le - /06 / 2010**

# dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A ma très chère mère et mon père que la terre lui soit légère*

*A ma grande mère et mon grand père que Dieu les protège*

*A mon frère le meilleur frère du monde et son épouse et leur petit ange*

*A ma chère sœur et son époux et ses petits;*

*A mes oncles MOHAMED, SALEM et FARID*

*A mes tentes SADIA, ROZA, OUIZA, FEROUJJA et CHABHA,*

*A mes cousins et cousines*

*A mes amis SOFIANE, HAMZA, AHCEN, les deux BOUDJEMA ,*

*ALI , KAMEL, RABAH, SAMIR, AHMED, MOHAMED,*

*MOUNIR, TOUFIK , NABIL, MOUNIR , KARIM et toute ma*

*famille de l'ENSH*

*A notre Algérie*

*S.ZAMOUM*



# Remerciements

*A l'issue de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Ma promotrice Madame DERNOUNI FOUZIA pour sa disponibilité et son aide.*

*Monsieur SALAH.B pour ses directives et ses conseils.*

*Madame HOUCINE.D et Monsieur MOKDAD*

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

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

*S.ZAMOUM*

## Sommaire

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

### *Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE*

Introduction : .....	2
I-1. Description générale de la zone d'étude : .....	2
I-1-2. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune: .....	2
I-1-2. Présentation de la station de traitement : .....	3
I-1-3. Présentation des daïras de Kadiria et Lakhdaria : .....	4
I-2. Situation géographique : .....	4
I-3. Situation géologique et géotechnique .....	4
I-4. Situation climatologique .....	5
I-5. Population : .....	5
I-6. Situation hydraulique : .....	7
Conclusion : .....	8

### *Chapitre II : ESTIMATION DES BESOIN EN EAU*

Introduction : .....	9
II-1. Evolution de la population : .....	9
II-2. Evolution de la consommation moyenne journalière : .....	11
II-3. Evaluation de la consommation moyenne journalière : .....	12
II-4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières : .....	14
II-4-1. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ ) .....	14
II-4-2. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ ) .....	15
II-5. Variation des débits horaires : .....	16
II-6. Calcul de déficit de consommation : .....	21
Conclusion : .....	23

### *Chapitre III : ETUDE 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. Adduction et types d'écoulement :	24
III-2-1. Ecoulement à surface libre :	24
III-2-2. Ecoulement en charge :	25
III-3. Etude des variantes :	25
III-3-1. Proposition de variantes :	26
III-3-2. Analyse et choix de la variante :	30
III-3-3. choix de type de canalisation :	30
III-3-3-1. présentation des caractéristiques de la fonte :	31
III-4. Etude technico-économique :	32
III-4-1. Adduction par refoulement :	32
III-4-2. Adduction gravitaire :	32
III-5. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :	32
III-5-1. Calcul des pertes de charge :	33
III-5-1-1. pertes de charge linéaires :	33
III-5-1-2. Pertes de charge singulières :	35
III-5-2. Hauteur manométrique totale :	35
III-5-3. Puissance absorbée par la pompe :	35
III-5-4. Energie consommée par la pompe :	35
III-5-5. Frais d'exploitation :	35
III-5-6. Frais d'amortissement :	36
III-5-7. Détermination des diamètres économiques :	36
III-5-7-1. Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement :	36
III-5-7-2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires :	38
III-5-7-2-1 Calcul des longueurs des différents tronçons :	39
III-5-7-2 Calcul des hcharge disponibles :	39
Conclusion :	45

## *Chapitre IV : ETUDE DES RESERVOIRS*

Introduction :	46
IV-1. Définition :	46
IV-2. Classification des réservoirs :	46

IV-3.Capacités des réservoirs :.....	48
IV-3-1.Méthode analytique : .....	48
IV-3-2. Méthode graphique : .....	48
IV-3-3. Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage :.....	49
IV-4.Dimensionnement des réservoirs d'alimentation : .....	49
IV-4-1.Dimensionnement de réservoir de Kadiria :.....	50
IV-4-2.Dimensionnement de réservoir de Lakhdaria :.....	52
III-4-3.Bâche de la station de pompage :.....	55
IV-5. Equipements des réservoirs.....	56
IV-5-1.Dispositifs d'alimentation : .....	56
IV-5-2. Trop plein et vidange : .....	57
IV-5-3. Système de matérialisation de la réserve d'incendie : .....	57
IV-5-4.Trappes d'accès et échelles .....	58
IV-5-5. Conduite by-pass : .....	58
IV-6.Emplacement des réservoirs :.....	58
IV-7.Hygiène et sécurité des réservoirs : .....	59
IV-8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir : .....	59
Conclusion :.....	60

## *Chapitre V : ETUDE DE POMPAGE*

Introduction :.....	<b>61</b>
V-1. Choix de type de pompe :.....	61
V-2. Couplage des pompes :.....	61
V-2-1. Couplage en parallèle :.....	61
V-2-2. Couplage en série :.....	62
V-3. Choix du nombre de pompes :.....	63
V-4. Courbes caractéristiques des pompes:.....	63
V-5. Point de fonctionnement:.....	67
V-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :.....	69
V-6-1. Débit disponible > Débit appelé .....	69
V-6-2. - Débit disponible < Débit appelé .....	71
V-6-3. application des types de réglage : .....	71

V-7. Etude de la cavitation : .....	73
V-8. Encombrement de la pompe : .....	76
V-9. Choix du moteur électrique : .....	77
V-9-1. Critères de choix du moteur électrique .....	77
V-9-2- Vitesse de rotation du moteur.....	77
V-9-3. Puissance fournie par le moteur.....	78
Conclusion : .....	78

### *Chapitre V : PROTECTION ANTI-BELIER*

Introduction : .....	79
VI-1.Causes du coup de bélier : .....	79
VI-2. Risques dus au coup de bélier : .....	79
VI-3.description des phénomènes physiques: .....	79
VI-3-1. Etat d'équilibre d'un système hydraulique .....	79
VI-3-2. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions.....	80
VI-4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : .....	83
VI-5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier : .....	84
VI-5. Calcul des réservoirs d'air : .....	86
VI-7.Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT: .....	86
VI-8-1.Encombrement du réservoir d'air .....	89
VI-8-2. Installation du réservoir d'air : .....	89
Conclusion : .....	90

### *Chapitre V : STATION DE TRAITEMENT*

Introduction : .....	91
VII-1. Présentation de la station de traitement : .....	91
VII-1-1. Situation géographique : .....	91
VII-1-2. Qualité de l'eau à traiter : .....	91
VII-1-3. Chaîne de traitement : .....	92
VII-2. Présentation des procédés utilisés dans la chaîne de traitement : .....	93
VII-2-1. coagulation-floculation : .....	93
VII-2-2. Décantation : .....	94

VII-2-3. Filtration : .....	95
VII-2-4. Désinfection : .....	97
VII-3. Application : .....	98
VII-3-1. Préparation et injection des réactifs : .....	98
VII-3-1-1. Sulfate d'alumine .....	98
VII-3-1-2. Permanganate de potassium.....	99
VII-3-1-3. Acide sulfurique .....	100
VII-3-2. Ouvrages de traitement : .....	101
VII-3-2-1. Décanteurs : .....	101
VII-3-2-2. Filtre: .....	103
VII-3-2-3. Installation pour la désinfection: .....	106
Conclusion : .....	107

### *Chapitre V : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES*

Introduction : .....	108
VIII-1. Pose de canalisation : .....	108
VIII-1-1. Principe de pose de canalisations : .....	108
VIII-1-2. Pose de canalisation en pente : .....	109
VIII-1-3. Pose sans tranchée:.....	109
VIII-1-4. Cas d'un terrain agressif : .....	110
VIII-2. Accessoires : .....	111
VIII-2-1. Robinets vannes : .....	111
VIII-2-1-1. Robinets-vanne à opercule : .....	111
VIII-2-1-2. Vannes papillon: .....	112
VIII-2-1-3. Robinet à flotteur : .....	112
VIII-2-1-4. Vanne de régulation (avale):.....	113
VIII-2-1-5. Vanne de régulation (amont) : .....	113
VIII-2-1-6. Vanne de régulation de débit : .....	113
VIII-2-2. Clapets de retenue : .....	113
VIII-2-3. Ventouses : .....	114
VIII-2-4. Moyens anti-bélier : .....	115
VIII-2-5. By-pass : .....	115
VIII-2-6. Poteaux d'incendie .....	115

VIII-2-7. Crépines :.....	116
VIII-2-8. Déversoirs de trop plein : .....	116
VIII-2-9. Joints de raccordement :.....	116
VIII-2-10. Organes de mesure :.....	119
VIII-2-11.Organes de raccordement .....	120
Conclusion :.....	121
Conclusion générale :.....	122

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : caractéristiques principales de barrage.....	2
Tableau I.2 : caractéristiques de l'eau de l'oued ISSER .....	3
Tableau I.3 : population des centres principaux à desservir par le barrage .....	5
Tableau I.4 : population des sous centres principaux en 2008 .....	6
Tableau I.5 : la production actuelle en eau des centres principaux .....	7
Tableau I.6 : production actuelle en eau des sous centres principaux .....	8

### Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1 : évolution de la population des centres principaux .....	9
Tableau II.2 évolution de la population des sous centres principaux.....	10
Tableau II.3 : débits journaliers des centres principaux .....	12
Tableau II.4 les débits journaliers des sous centres .....	13
Tableau II.5 : les consommations min et max journalières des centres principaux .....	15
Tableau II.6 les consommations max et min journalières des sous centres principaux	16
Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II.8.répartition horaire du débit maximum journalier.....	18
Tableau II.9.variation de débit horaire dans la ville de Lakhdoria.....	19
Tableau II.10.variation de débit horaire dans la ville de Kadiria.....	20
Tableau II-11: Tableau des déficits à combler à l'an 2025(pour les centres principaux): .....	21
Tableau II-12: Tableau des déficits à combler à l'an 2025pour les sous centres principaux: .....	22

### Chapitre III : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau.III.1 – Valeurs du coefficient k de la formule de Colebrook.....	33
Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'enegie .....	35
Tableau III.3: calcul de la HMT.....	35

Tableau III-4:calcul de frais d'exploitation .....	36
Tableau III-5:Calcul des frais d'amortissement .....	36
Tableau III-6: bilan des frais d'exploitation et d'investissement .....	36
Tableau III-7: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau :.....	38
Tableau III-8: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction : .....	38
Tableau III-9: différentes charges disponibles :.....	38
Tableau III-10: Diamètres calculés pour le tronçon Barrage station de traitement : .39	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-11: Diamètres normalisés pour le tronçon 1 Barrage station de traitement : .....	39
Tableau III-12: Diamètres calculés pour le tronçon Kadiria--Lakhdaria : .....	42
Tableau III-13: Diamètres normalisés pour le tronçon Kadiria--Lakhdaria : .....	42

#### *Chapitre IV : ETUDE DES RESERVOIRS*

Tableau IV.1- Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kadiria .....	50
Tableau I-2. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lakhdaria .....	53

#### *Chapitre V : ETUDE DE POMPAGE*

Tableau V-1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	63
Tableau V-2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	68
Tableau V-3. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	74
Tableau V-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance .....	78

#### *Chapitre VI : PROTECTION ANTI-BELIER*

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement:.....	88
Tableau VI-3: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement: ..88	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI-4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement: .....	88

#### *Chapitre VII : STATION DE TRAITEMENT*

Tableau VII-1. Caractéristiques de l'eau de l'oued ISSER.....	91
Tableau VII-2: Principale caractéristiques de l'eau selon l'OMS. ....	92
Tableau VI-3. Effets bactéricide et rémanent de différents désinfectants .....	97



## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1 :Axe d'étude .....	2
Figure I.2 : digue du barrage.....	2
Figure I.3 : pertuis de dérivationP .....	3
Figure I.4 : tour de prise.....	3
Figure I.5 : les daïras de Kadiria et Lakhdaria .....	4
Figure I.6 : population des centres principaux en 2008.....	6
Figure I.7 : population des sous centres principaux en 2008 .....	7

### Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

figure II.1-évolution de la population des centres principaux .....	10
figure II.2-évolution de la population des sous centres principaux.....	11
figure II.3-présentation des débits journaliers pour les centres principaux .....	13
figure II.4- présentation des débits journaliers pour les sous centres principaux.....	14
figure II.5-présentation des déficits journaliers pour les centres principaux .....	21
figure II.6-présentation des déficits journaliers pour les sous centres principaux.....	23

### Chapitre III : ETUDE D'ADDUCTION

Figure III.1-quelques formes de canaux .....	23
Figure III.2-schéma à suivre pour établir les variantes .....	24
Figure III.3-tracé de la variante N°1 .....	26
Figure III.4-tracé de la variante N°2.....	27
Figure III.5-tracé de la variante N°3 .....	28
Figure III.6- Différents types de fonte .....	31
Figure III.7- Bilan des frais d'investissement et d'exploitation .....	37
Figure III.8-lignes de charge pour le tronçon Barrage—STE.....	41
Figure III.9-schéma hydraulique et les différents diamètres de l'adduction.....	44

### Chapitre IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure IV.1 : quelques types de réservoir .....	47
Figure IV-2. : Méthode graphique.....	49
Figure IV-3. Dimensions et niveaux d'eau du réservoir de Kadiria.....	52
figure IV-4. Dimensions et niveaux d'eau du réservoir de Lakhdaria.....	55
figure IV-5. Différentes alimentation d'un réservoir .....	56
figure IV-6. Trop plein et vidange .....	57

<i>figure IV-7. Système d'incendie à évent.....</i>	<i>57</i>
<i>figure IV-8. Trappe d'accès.....</i>	<i>58</i>
<i>figure IV-9. By-pass.....</i>	<i>58</i>
<i>figure IV-10. Emplacements des réservoirs.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure IV-11. Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....</i>	<i>59</i>
<i>Figure IV-12.Traversée des conduites (Gaine en fonte).....</i>	<i>60</i>

### **Chapitre V : ETUDE DE POMPAGE**

<i>figure V-1 .couplage en parallèle.....</i>	<i>62</i>
<i>figure V-2. Couplage en série.....</i>	<i>62</i>
<i>figure V-3. Courbes caractéristiques d'une pompe.....</i>	<i>64</i>
<i>figure V-4. Courbes caractéristiques d'une pompe à vitesse de rotation variable.....</i>	<i>65</i>
<i>figure V-5. Courbes caractéristiques de la pompe PMS100/6A.....</i>	<i>66</i>
<i>figure V-6. Détermination de point de fonctionnement.....</i>	<i>67</i>
<i>figure V-7. point de fonctionnement des pompes.....</i>	<i>70</i>
<i>figure V-8. Réglage par vannage.....</i>	<i>73</i>
<i>figure V-9. Réglage par rognage.....</i>	<i>74</i>
<i>figure V-10. Roue soumise à la cavitation.....</i>	<i>75</i>
<i>figure V-11. Encombrement de la pompe Caprari PM100/6C.....</i>	<i>78</i>

### **Chapitre VI : PROTECTION ANTI-BELIER**

<i>Figure VI-1. Étapes d'un cycle de variation de pression.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure VI-2. Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure VI-3. Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure VI-4.Réservoir hydropneumatique.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure VI-5.Emplacement d'un réservoir anti-bélier.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure VI-6. Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure VI-7. Schéma d'installation du réservoir d'air.....</i>	<i>96</i>

### **Chapitre VII : STATION DE TRAITEMENT**

<i>Figure VII-1.Temps nécessaire à la décantation naturelle sur 1 mètre, des particules de différentes tailles.....</i>	<i>93</i>
<i>figure VII-2.flocs liés par des pontages de polymère.....</i>	<i>94</i>
<i>figure VII-3.Schéma de principe.....</i>	<i>95</i>
<i>figure VII-4. Évolution de la turbidité et la perte de charge dans le filtre.....</i>	<i>96</i>
<i>figure VII-5. Injection de sulfate d'alumine.....</i>	<i>99</i>
<i>figure VII-5. Injection de permanganate.....</i>	<i>100</i>
<i>figure VII-5. Injection de l'acide sulfurique.....</i>	<i>101</i>

<i>figure VII-6. Décanteur type Densadeg</i> .....	103
<i>figure VII-7. Fonctionnement de filtre</i> .....	104
<i>figure VII-8.lavage de filtre</i> .....	105
<i>figure VII-9. Coupe transversale de filtre</i> .....	106
<i>figure VII-9. Vue d'un fût connecté en soutirage liquide</i> .....	107
<i>figure VII-11. Système de stockage et dosage de chlore à partir de fûts (500 kg ou 1 tonne) sans évaporateur</i>	107

### *Chapitre VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES*

<i>Figure VIII-1. Pose de canalisation en pente</i> .....	109
<i>Figure VIII-2. Pose de canalisation sans tranchée</i> .....	110
<i>Figure VIII-3. Pose de canalisation sans tranchée</i> .....	111
<i>Figure VIII-4 . Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	111
<i>Figure VIII-5. Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	112
<i>Figure VIII-6. Robinet à flotteur (d'après document Bayard)</i> .....	112
<i>Figure VIII-7. Appareil de régulation modulaire (d'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	113
<i>Figure VIII-8. Clapets de retenue (d'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	114
<i>Figure VIII-9. Ventouses (d'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	114
<i>Figure VIII-10. Bouches d'incendies (D'après document Pont à Mousson)</i> .....	116
<i>Figure VIII-11. Joints pour canalisations en fonte (d'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	118
<i>Figure VIII-12. Différents types de débitmètres</i> .....	119
<i>Figure VIII-12. Emplacement des coudes</i> .....	121
<i>Figure VIII-13. Emplacement des Tés et des Cônes</i> .....	121

## Introduction générale

Élément majeur du monde minéral et biologique, l'eau est aussi le vecteur privilégié de la vie et de l'activité humaine. A l'heure actuelle, l'utilisation globale de l'eau, en additionnant les usages domestiques, industriels et agricoles, représente le chiffre impressionnant de 250m<sup>3</sup> par an et par habitant. Et encore les disparités sont énormes: de 100 m<sup>3</sup> pour les pays en voie de développement à 1500 m<sup>3</sup> pour les Etats-Unis. Il est donc certain que les besoins en eau de l'humanité ne cesseront de croître.

Afin de faire face aux accroissements de la consommation en eau potable ; engendrés par la croissance de la population et l'amélioration du mode de vie dans les daïras Kadiria et Lakhdaria (wilaya de Bouira), notre étude portera sur l'approvisionnement en eau de ces localités à partir du barrage Koudiet Acerdoune.

Notre étude d'approvisionnement débutera à partir du barrage de Koudiet Acerdoune vers la station de traitement de Djebahia, puis l'eau est refoulée de même endroit vers la ville de Kadiria et acheminer gravitairement vers la ville de Lakhdaria

L'étude comporte cinq parties définies comme suit :

Ø La première est constituée des deux premiers chapitres à savoir :

1- le premier comporte une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

2- le deuxième consiste à estimer les besoins en eau ; où nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

Ø La deuxième partie permis de définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal des centres urbains cités si avant. Elle englobe les trois chapitres suivants:

1- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

2- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production.

3- Etude de pompage où il sera définie le type de pompe à utiliser et leurs calage.

Ø La troisième partie sera consacrée pour la protection des conduites le coup de bélier: dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

Ø La quatrième partie comporte les étapes de traitement des eaux de barrage de Koudiet Acerdoune à savoir : la décantation, la filtration et la désinfection.

Ø La dernière partie concerne la pose de canalisation et accessoires où on définira la méthode de pose des conduites et l'emplacement des différents accessoires.

**Introduction :**

Pour pouvoir assurer une bonne prise en charge de la zone d'étude nous devons connaître cette dernière du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

**I-1. Description générale de la zone d'étude :**

Notre étude concerne la zone située sur l'axe du barrage de Koudiat Acerdoune -station de traitement de Djebahia-station de pompage-Kadiria-Lakhdaria

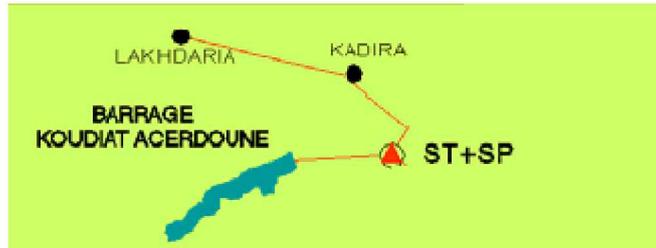


Figure I.1 :Axe d'étude

**I-1-2. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune:**

Le barrage est implanté sur l'oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria et wilaya de Bouira sous les coordonnées LAMBERT suivantes :

$$X=580.10 \quad Y=354.70 \quad Z=217.00$$

Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau I. 1 :

Tableau I.1 : caractéristiques principales de barrage

Caractéristiques	Unité	Valeur
surface du bassin versant	KM <sup>2</sup>	2790
capacité de la retenue	Hm <sup>3</sup>	640
volume annuel régularisé	Hm <sup>3</sup>	178
apport annuel moyen	Hm <sup>3</sup>	220
hauteur au-dessus des fondations	m	121
longueur de crête	m	475
largeur de crête	m	08

Ce tableau peut être accompli par les caractéristiques suivantes :

- Ø l'évacuateur de crue est de type déversoir de surface à seuil libre coursier et saut de ski avec 07 passes d'une longueur de 142.20m et avec un débit de 7000m<sup>3</sup>/s



Figure I.2 : digue du barrage

- Ø les deux pertuis de dérivation de 8x8m sont réalisés au fond de la digue et de longueur de 285m



Figure I.3 : pertuis de dérivation

- Ø la vidange de fond est de 4x4.2m à l'amont des vannes et de 8x7m à l'aval des vannes avec un débit au niveau normal de retenue = 470m<sup>3</sup>/s
- Ø la tour de prise est d'une section rectangulaire inclinée sur le parement amont, d'une hauteur de 108.59 m et de section : 13.50\*10.50m. Elle comporte 05 prises ou les 02 de fond sont réservées à l'irrigation et les 03de haut sont réservées à l'A.E.P.



Figure I.4 : tour de prise

### I-1-2. Présentation de la station de traitement :

La station de traitement située dans la commune de Djebahia est destinée au traitement d'une eau possédant les caractéristiques données dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 : caractéristiques de l'eau de l'oued ISSER

Caractéristiques	Unités	min	max
PH		7.74	8.13
Couleur apparente	U Hazen	40	70
Turbidité	NTU	29	500
conductivité	ms/cm	2.1	2.45
M.E.S	mg/L		5000
Ammoniac	mg/L NH <sub>4</sub>		0.5
Sulfates	mg/L	300	500
Fer total	mg/L	0.2	2.1
Manganèse	mg/L	----	0.5
Matière organique	mg/L O	7	11
TAC	°F	22.8	23.2
Absorbance	DO/10cm	0.004	0.72
La température	°c		17 ± 6

### I-1-3. Présentation des daïras de Kadiria et Lakhdaria :

Les deux daïras se situent au nord ouest de la wilaya de Bouira, et elles sont représentées comme suit :

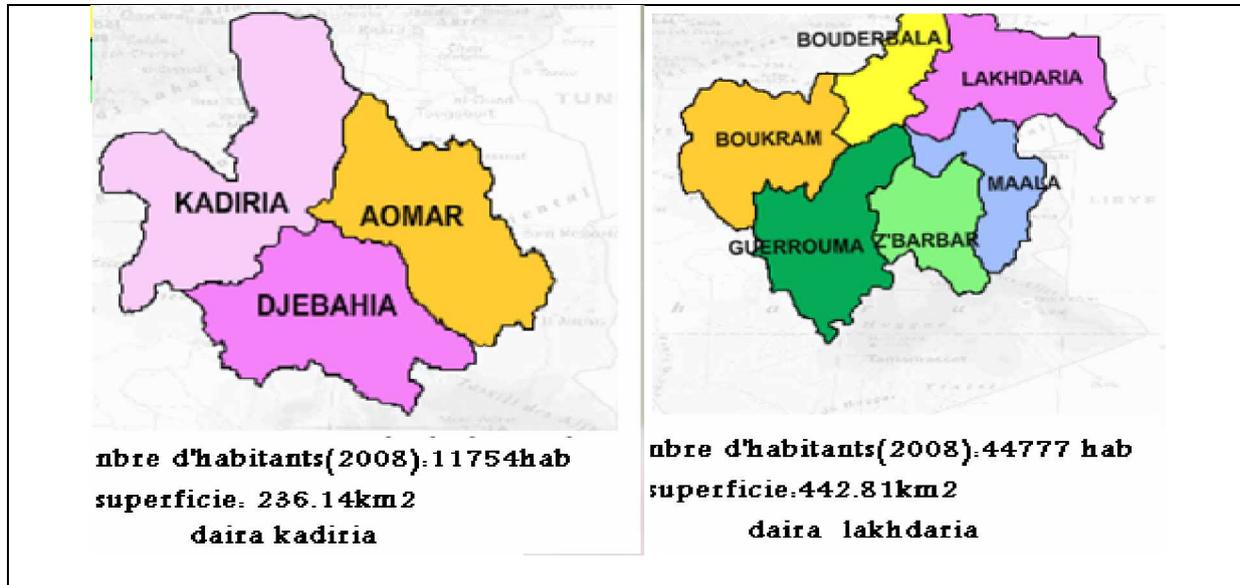


Figure I.5 : les daïras de Kadiria et Lakhdaria

### I-2. Situation géographique :

La région de l'aire d'étude est située entre les latitudes 35°43' et 36°33' et les longitudes 2°54' et 4°05'.

Les deux daïras à alimenter sont délimitées comme suit :

Daïra de Kadiria :

- au nord :Tizi ouzou
- au sud :Souk el khemis, AinBessem et la daïra de Bouira
- à l'est :Boumerdes
- à l'ouest :Lakhdaria

Daïra de Lakhdaria :

- au nord :Boumerdès
- au sud :Médea et Souk el Khemis
- à l'est :Kadiria
- à l'ouest :Médea

### I-3. Situation géologique et géotechnique

Les localités à alimenter par cette adduction (Kadiria et Lakhdaria) sont situées sur la bordure orientale d'un massif marno-calcaire du crétacé supérieur. Ces formations constituent un substratum imperméable pour les alluvions qui tapissent le lit de l'oued Isser. Ces alluvions formées à la base de sable et de galets et en surface de limons argileux, renferment une importante nappe alluviale alimentée par leur impluvium propre et par les infiltrations à partir de l'oued.

Les observations effectuées entre 1716 et 1975 dans la wilaya de Bouira montrent que les intensités des séismes ont atteint les degrés VI à X sur l'échelle de Mercalli.

#### I-4. Situation climatologique

Les localités de la zone d'étude (Lakhdaria et Kadiria) connaissent un climat méditerranéen, avec des étés chauds et secs (de mai à septembre), et des hivers humides et frais (de septembre à mai), avec une pluviométrie annuelle moyenne variant entre 800 et 900 mm. Les températures oscillent entre 8-9° en moyenne en janvier et 25-27° en moyenne en juillet-août.

La carte pluviométrique de la région établie par l'Agence Nationale des Ressources en Eau sur la base de deux séries de moyenne annuelle 1922-1960 et 1969-1989 est donnée en annexe 1.

#### I-5. Population :

Le dimensionnement du tronçon barrage-station de traitement nécessite des données de population desservies par le barrage de Koudiat Acerdoune, et d'après les données fournies par les différentes APC, qui tiennent compte du recensement de l'an 2008 les populations sont comme suit :

*Tableau I.3 : population des centres principaux à desservir par le barrage*

centres principaux	Population en 2008 (hab)
Kadiria	11754
Lakhdaria	44777
Sour El ghouzlan	41463
Draa El Mizan	23573
Ouadhia	13836
Boghni	38406
El Omaria	21058
Berrouaghia	52177
Boughzoul	18962
Ksar El Boukhari	75135
Béni Sliman	18173
Tablat	13574
Sidi Aissa	51170
Ain El Hadjel	30273
Total :	454333

Les données de ce tableau sont représentées dans le graphe I.5 :

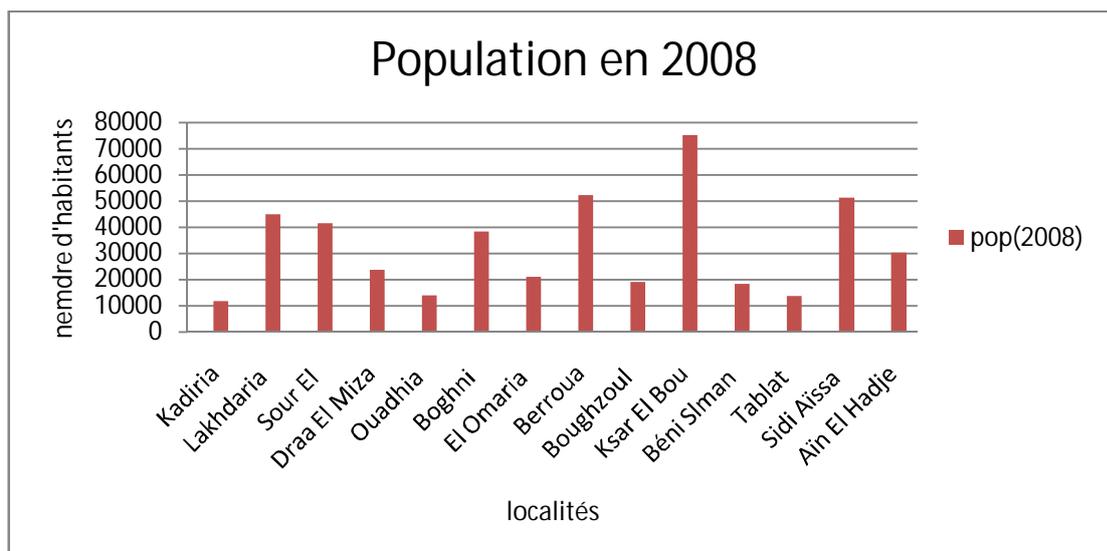


Figure I.6 : population des centres principaux en 2008

En plus de ces centres principaux, plusieurs agglomérations sont alimentées par des piquages dont les populations en 2008 sont contenues dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : population des sous centres principaux en 2008

sous centres principaux	Population en 2008 (hab)	sous centres principaux	Population en 2008 (hab)
Aïn Bessem	24323	Assi Youcef	12547
Bir Ghalou	9696	Bounouh	6148
El Hachimia	13926	Tizi N'Thlata	14478
Souk El Khemis	4986	Frikat	6460
Dirah	8991	Aïn Zaouïa	4739
Raouraoua	3933	Sidi Naamane	8329
Aomar gare	6295	El Guelb	5688
Djebahia	6169	El Azizia	8208
El Mokrani	1883	Ouled Arbi	443
Bouderbala	4084	Seriet	2685
Zbarbar	8158	Sedraïa	3502
Tizi Ghenif	23201	Si Hadjeres	6477
Mechtras	12983	Total :	208333

Les données de ce tableau sont représentées dans le graphe I.6 :

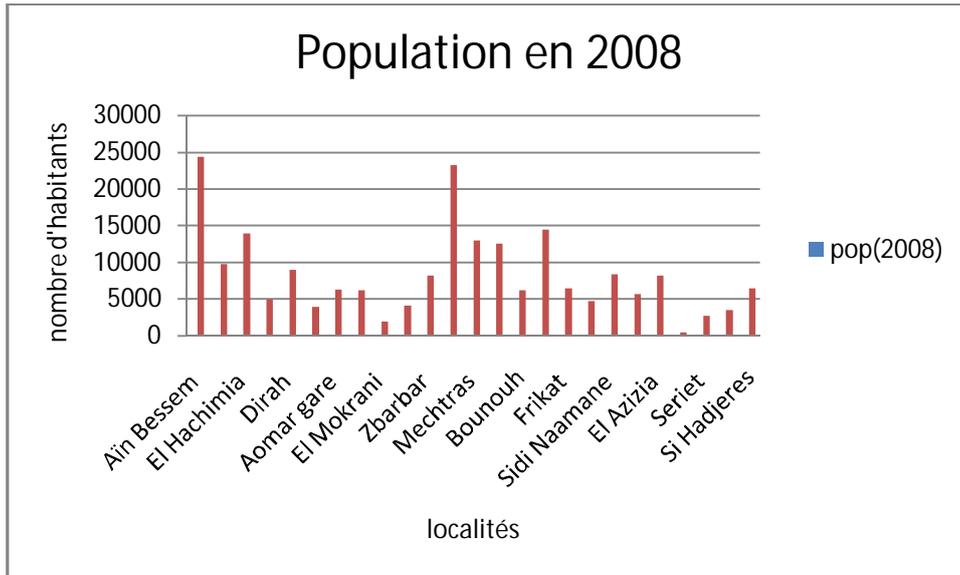


Figure I.7 : population des sous centres principaux en 2008

D'après les deux tableaux précédents, la population totale en 2008 est de : **662 666 habitants**

**I-6. Situation hydraulique :**

D'après les sources d'A.P.C des différentes localités, la production actuelle en eau est comme donnée dans les tableaux I.5 et I.6

Tableau I.5 : la production actuelle en eau des centres principaux

centres principaux	Production actuelle (m <sup>3</sup> /j)
Kadiria	1212
Lakhdaria	4615
Sour El ghouzlan	4500
Draa El Mizan	3000
Ouadhia	2530
Boghni	2723
El Omania	2170
Berrouaghia	5378
Boughzoul	1954
Ksar El Boukhari	7744
Béni Sliman	1873
Tablat	1399
Sidi Aïssa	6000
Ain El Hadjel	3925

Tableau I.6 : production actuelle en eau des sous centres principaux

sous centres principaux	Production actuelle (m <sup>3</sup> /j)	sous centres principaux	Production actuelle (m <sup>3</sup> /j)
Aïn Bessem	3200	Assi Youcef	778
Bir Ghalou	999	Bounouh	278
El Hachimia	2200	Tizi N'Thlata	810
Souk El Khemis	400	Frikat	500
Dirah	700	Aïn Zaouia	800
Raouraoua	405	Sidi Naamane	858
Aomar gare	649	El Guelb	586
Djebahia	500	El Azizia	846
El Mokrani	194	Ouled Arbi	46
Bouderbala	421	Seriet	277
Zbarbar	841	Sedraïa	361
Tizi Ghenif	500	Si Hadjeres	525
Mechtras	2222		

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

**Introduction :**

Pour le dimensionnement des différentes composantes du système d'alimentation en eau potable, on se base sur les besoins en eau potable de l'agglomération à étudier.

Ces besoins sont liés : à l'évolution du nombre d'habitants, au mode de vie de ces derniers et des infrastructures existantes.

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

D'après les données présentées dans le chapitre précédent, le nombre de la population concernée par l'étude était de 662 666 habitants en 2008. Cette dernière évolue selon la relation formule des intérêts composés :  $T = T_0 (1 + t)^n$

$T$  : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (l'an 2025 pour notre cas)

$T_0$  : nombre d'habitants à l'année prise comme référence (2008 année de dernier recensement)

$t$  : taux d'accroissement, qui est égal à 2.7 % selon la moyenne nationale ( APC de Bouira)

$n$  : nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon d'étude (15 ans pour notre cas)

L'évolution de la population est donnée dans les tableaux II.1 et II.2 et figures II.1 et II.2 :

*Tableau II.1 : évolution de la population des centres principaux*

centres principaux	Population en 2008 (hab)	Taux d'accroissement(%)	Population en 2025(hab)
Kadiria	11754	2.7	18488
Lakhdaria	44777	2.7	70429
Sour El ghouzlan	41463	2.7	65217
Draa El Mizan	23573	2.7	37078
Ouadhia	13836	2.7	21762
Boghni	38406	2.7	60408
El Omaria	21058	2.7	33122
Berrouaghia	52177	2.7	82069
Boughzoul	18962	2.7	29825
Ksar El Boukhari	75135	2.7	118179
Béni Sliman	18173	2.7	28584
Tablat	13574	2.7	21350
Sidi Aïssa	51170	2.7	80485
Aïn El Hadjel	30273	2.7	47616
Total :	454333	-----	714611

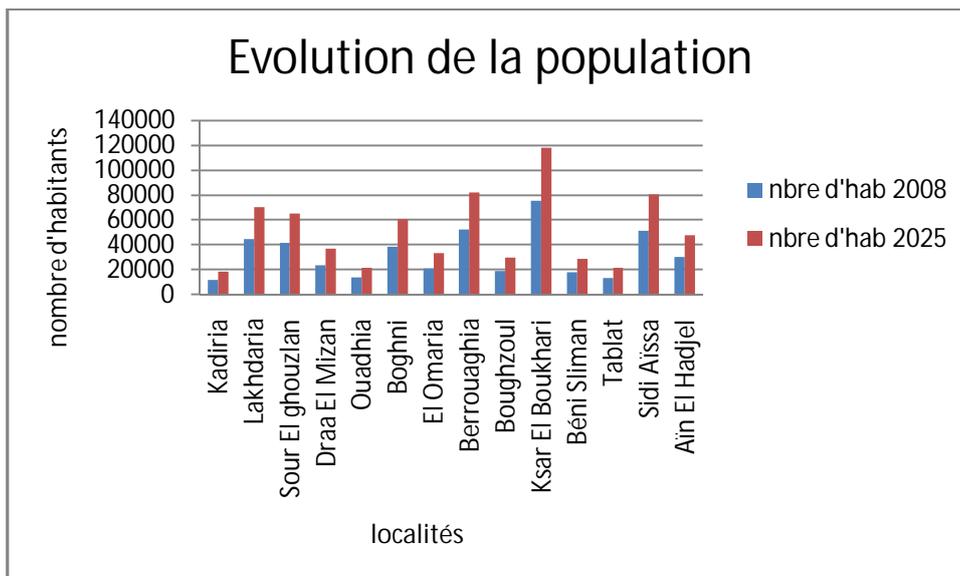


figure II.1-évolution de la population des centres principaux

Tableau II.2 évolution de la population des sous centres principaux

sous centres principaux	Population en 2008 (hab)	Taux d'accroissement(%)	Population en 2025 (hab)
Aïn Bessem	24323	2.7	38257
Bir Ghalou	9696	2.7	15251
El Hachimia	13926	2.7	21904
Souk El Khemis	4986	2.7	7842
Dirah	8991	2.7	14142
Raouraoua	3933	2.7	6186
Aomar gare	6295	2.7	9901
Djebahia	6169	2.7	9703
El Mokrani	1883	2.7	2962
Bouderbala	4084	2.7	6424
Zbarbar	8158	2.7	12832
Tizi Ghenif	23201	2.7	36493
Mechtras	12983	2.7	20421
Assi Youcef	12547	2.7	19735
Bounouh	6148	2.7	9670
Tizi N'Thlata	14478	2.7	22772
Frikat	6460	2.7	10161
Ain Zaouïa	4739	2.7	7454
Sidi Naamane	8329	2.7	13101
El Guelb	5688	2.7	8947
El Azizia	8208	2.7	12910
Ouled Arbi	443	2.7	697
Seriet	2685	2.7	4223
Sedraia	3502	2.7	5508
Si Hadjeres	6477	2.7	10188
Total :	208333	-----	327683

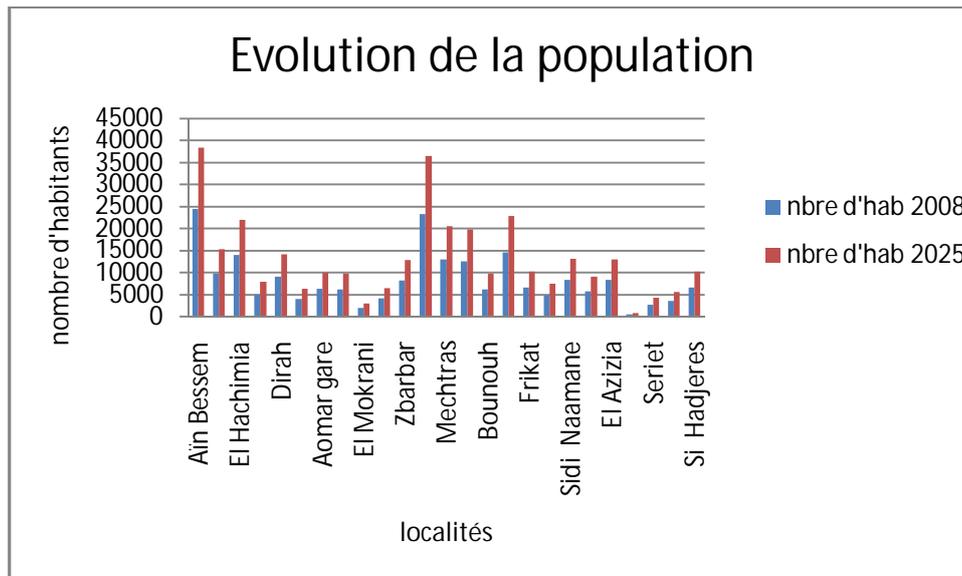


figure II.2-évolution de la population des sous centres principaux

D'après les deux tableaux précédents, la population totale en 2025 est de : **1042294 habitants**

## II-2. Evolution de la consommation moyenne journalière :[1]

On distingue plusieurs types (usages) de demandes en eau :

### Besoins domestiques:

Ceci concerne les usages au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour boire, cuisiner, laver, nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Ceci peut aussi inclure les usages productifs à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile.

Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

### Besoins collectifs publics:

Les besoins publics englobent la consommation des administrations (50 l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600l/j/lit) (selon le plan directeur d'assainissement de la ville de Kairouan.)

### Besoins industriels:

Ceci concerne les usages d'eau qui sont liés à des activités économiques.

La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé :

Les grandes industries sont parfois isolées de la ville et alimentées par des réseaux indépendants.

**Exemples :** cimenterie (voie liquide) :2m<sup>3</sup>/tonne de ciment ;

Sucrierie : 100 l/kg de sucre ;

Fromagerie : 5 l/l de lait.

**Besoins touristiques:**

La consommation spécifique touristique dans les hôtels est de 300 à 700 l/jour/lit, et peut atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe (selon le plan directeur d'assainissement de la ville de Sousse.).

**II-3. Evaluation de la consommation moyenne journalière :**

Selon la moyenne nationale, la dotation est arrêtée à la valeur de 150 l/j/hab. Et on note aussi que cette moyenne est supposée répondre à toute sorte de consommation. Ainsi, on peut calculer les besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude (2025) par la relation suivante :

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

*dot*: dotation moyenne en (l/j/hab)

*N*: nombre d'habitants

Les tableaux II.3 et II.4 et les figures II.3 et II.4 englobent les débits journaliers pour chaque localité :

*Tableau II.3 : débits journaliers des centres principaux*

centres principaux	Population en 2025(hab)	Dotation (l/j)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Kadiria	18488	150	2773.2
Lakhdaria	70429	150	10564.35
Sour El ghouzlan	65217	150	9782.55
Draa El Mizan	37078	150	5561.7
Ouadhia	21762	150	3264.3
Boghni	60408	150	9061.2
El Omaria	33122	150	4968.3
Berrouaghia	82069	150	12310.35
Boughzoul	29825	150	4473.75
Ksar El Boukhari	118179	150	17726.85
Béni Sliman	28584	150	4287.6
Tablat	21350	150	3202.5
Sidi Aïssa	80485	150	12072.75
Aïn El Hadjel	47616	150	7142.4
Total :	714611	-----	107191.8

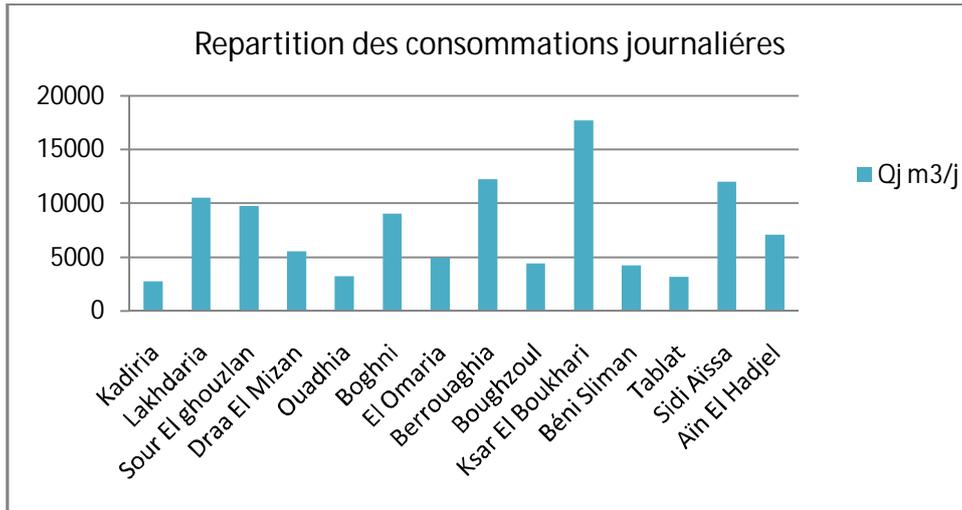


figure II.3-présentation des débits journaliers pour les centres principaux

Tableau II.4 les débits journaliers des sous centres

sous centres principaux	Population en 2025 (hab)	Dotation (l/j)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Aïn Bessem	38257	150	5738.55
Bir Ghalou	15251	150	2287.65
El Hachimia	21904	150	3285.6
Souk El Khemis	7842	150	1176.3
Dirah	14142	150	2121.3
Raouraoua	6186	150	927.9
Aomar gare	9901	150	1485.15
Djebahia	9703	150	1455.45
El Mokrani	2962	150	444.3
Bouderbala	6424	150	963.6
Zbarbar	12832	150	1924.8
Tizi Ghenif	36493	150	5473.95
Mechtras	20421	150	3063.15
Assi Youcef	19735	150	2960.25
Bounouh	9670	150	1450.5
Tizi N'Thlata	22772	150	3415.8
Frikat	10161	150	1524.15
Aïn Zaouïa	7454	150	1118.1
Sidi Naamane	13101	150	1965.15
El Guelb	8947	150	1342.05
El Azizia	12910	150	1936.5
Ouled Arbi	697	150	104.55
Seriet	4223	150	633.45
Sedraïa	5508	150	826.2
Si Hadjeres	10188	150	1528.2
Total :	327683	-----	49152.6

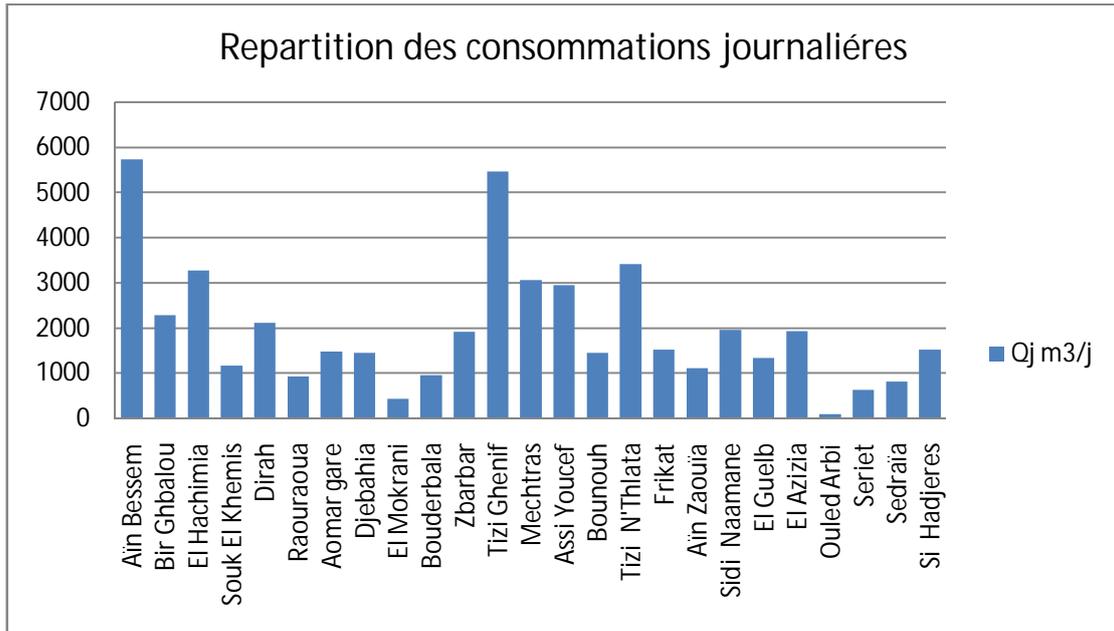


figure II-4.présentation des débits journaliers pour les sous centres principaux

**II-4.Détermination des consommations maximales et minimales journalières :[2]**

La consommation annuelle en eau potable d’une agglomération présente des variations en fonction du temps. Pour un travail de dimensionnement hydraulique, les variations utilisées pour ce dernier sont les variations maximales et minimales, qui sont caractérisées par des coefficients d’irrégularité, à savoir :

$K_{max j}$  : consommation maximale journalière.

$K_{min j}$  : consommation minimale journalière.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

**II-4-1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ )**

Ce débit représente la plus grande consommation journalière durant l’année (généralement en été). Il est calculé comme suit :

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

Où:

$K_{max j}$  : coefficient d’irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3

On prendra :  $K_{max j} = 1,3$

D’où :

$$Q_{max j} = 1,3 * Q_{moy j}$$

**II-4-2. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ )**

Contrairement au débit précédent, ce débit représente la plus petite quantité journalière consommée durant l'année. Il est calculé comme suit :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} Q_{\text{moy } j}$$

Le coefficient d'irrégularité  $K_{\min j}$  varie entre 0,7 et 0,9

Pour les villes de faible importance, il est estimé à 0,9

Et pour notre cas:

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II-5:

*Tableau II.5 : les consommations min et max journalières des centres principaux*

centres principaux	$Q_{\text{moy } j}$ ( $\text{m}^3/\text{jr}$ )	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Kadiria	2773.2	0.9	2495.88	1.3	3605.16
Lakhdaria	10564.35	0.9	9507.92	1.3	13733.66
Sour El ghouzlan	9782.55	0.9	8804.30	1.3	12717.32
Draa El Mizan	5561.7	0.9	5005.53	1.3	7230.21
Ouadhia	3264.3	0.9	2937.87	1.3	4243.59
Boghni	9061.2	0.9	8155.08	1.3	11779.56
El Omaria	4968.3	0.9	4471.47	1.3	6458.79
Berrouaghia	12310.35	0.9	11079.32	1.3	16003.46
Boughzoul	4473.75	0.9	4026.38	1.3	5815.88
Ksar El Boukhari	17726.85	0.9	15954.17	1.3	23044.91
Béni Sliman	4287.6	0.9	3858.84	1.3	5573.88
Tablat	3202.5	0.9	2882.25	1.3	4163.25
Sidi Aïssa	12072.75	0.9	10865.48	1.3	15694.58
Aïn El Hadjel	7142.4	0.9	6428.16	1.3	9285.12

Donc : le débit min journalier des centres principaux est de  $96472.65 \text{ m}^3/\text{j}$

le débit max journalier des centres principaux est de  $139349.37 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau II.6 les consommations max et min journalières des sous centres principaux

sous centres principaux	$Q_{moy.j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min j}$	$Q_{min j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Ain Bessem	5738.55	0.9	5164.70	1.3	7460.12
Bir Ghalou	2287.65	0.9	2058.89	1.3	2973.95
El Hachimia	3285.6	0.9	2957.04	1.3	4271.28
Souk El Khemis	1176.3	0.9	1058.67	1.3	1529.19
Dirah	2121.3	0.9	1909.17	1.3	2757.69
Raouraoua	927.9	0.9	835.11	1.3	1206.27
Aomar gare	1485.15	0.9	1336.64	1.3	1930.70
Djebahia	1455.45	0.9	1309.91	1.3	1892.09
El Mokrani	444.3	0.9	399.87	1.3	577.59
Bouderbala	963.6	0.9	867.24	1.3	1252.68
Zbarbar	1924.8	0.9	1732.32	1.3	2502.24
Tizi Ghenif	5473.95	0.9	4926.56	1.3	7116.14
Mechtras	3063.15	0.9	2756.84	1.3	3982.10
Assi Youcef	2960.25	0.9	2664.23	1.3	3848.33
Bounouh	1450.5	0.9	1305.45	1.3	1885.65
Tizi N'Thlata	3415.8	0.9	3074.22	1.3	4440.54
Frikat	1524.15	0.9	1371.74	1.3	1981.40
Ain Zaouia	1118.1	0.9	1006.29	1.3	1453.53
Sidi Naamane	1965.15	0.9	1768.64	1.3	2554.70
El Guelb	1342.05	0.9	1207.85	1.3	1744.67
El Azizia	1936.5	0.9	1742.85	1.3	2517.45
Ouled Arbi	104.55	0.9	94.10	1.3	135.92
Seriet	633.45	0.9	570.11	1.3	823.49
Sedraia	826.2	0.9	743.58	1.3	1074.06
Si Hadjeres	1528.2	0.9	1375.38	1.3	1986.66

Donc : le débit min journalier des sous centres principaux est de 44237.4 m<sup>3</sup>/j

le débit max journalier dessous centres principaux est de 63898.44 m<sup>3</sup>/j

et pour la totalité de projet : le débit min journalier 140710.05 m<sup>3</sup>/j

le débit max journalier 203247.81 m<sup>3</sup>/j

## II-5. Variation des débits horaires :

La consommation journalière d'une agglomération présente des variations horaires (durant les 24h), qui sont par des coefficients d'irrégularité, à savoir ;

$K_{max h}$  : coefficient de variation maximale horaire

$K_{min h}$  : coefficient de variation minimale horaire

$$K_{max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$K_{\min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

Ø Consommation moyenne horaire (horizon 2025):

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{24}$$

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{203247.81}{24} = 8468.66 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ø Consommation minimale horaire (horizon 2025):

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moy h}}$$

Ø Consommation maximale horaire (horizon 2025):

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moy h}}$$

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} * Q_{\text{moy h}}$$

Par ailleurs, le coefficient  $K_{\text{max h}}$  est défini par :

$$K_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}}$$

D'où :

$\alpha_{\text{max}}$  : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération qui varie de 1,2 à 1,4

Pour notre cas, on prend :  $\alpha_{\text{max}} = 1,3$

$\beta_{\text{max}}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, il est donné par le tableau II-7:

Tableau II-7 .les valeurs de  $\beta_{\text{max}}$  en fonction de nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
$\beta_{\text{max}}$	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

Dans notre présente étude, pour la détermination des débits de pointe nous procéderons, par la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau II-8:

Tableau II.8.répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	f 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	w 100000	Aggl.de type rural
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	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(D'après le catalogue de SALAH BOUALEM page 30a)

Les tableaux II.9 et II.10 récapitulent les variations des débits pour les localités de Kadira et Lakhdaria, car la détermination de la variation horaire de débit pour les autres localités ne sera d'aucune utilité pour l'étude.

- **Variation de débit horaire pour la daïra Lakhdaria**

le nombre d'habitant de Lakhdaria est compris entre 50000 et 100000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.9. variation de débit horaire dans la ville de Lakhdaria

heures	consommation totale : $Q_{\max, j} = 13733,66 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} \text{ m}^3/\text{h}$	%	$Q_{\text{cumulé}} \text{ m}^3/\text{h}$
0-1	03	412.01	03	412.01
1-2	3.2	439.48	6.2	851.49
2-3	2.5	343.34	8.7	1194.83
3-4	2.6	357.08	11.3	1551.90
4-5	3.5	480.68	14.8	2032.58
5-6	4.1	563.08	18.9	2595.66
6-7	4.5	618.01	23.4	3213.68
7-8	4.9	672.95	28.3	3886.63
8-9	4.9	672.95	33.2	4559.58
9-10	5.6	769.08	38.8	5328.66
10-11	4.8	659.22	43.6	5987.88
11-12	4.7	645.48	48.3	6633.36
12-13	4.4	604.28	52.7	7237.64
13-14	4.1	563.08	56.8	7800.72
14-15	4.2	576.81	61	8377.53
15-16	4.4	604.28	65.4	8981.81
16-17	4.3	590.55	69.7	9572.36
17-18	4.1	563.08	73.8	10135.44
18-19	4.5	618.01	78.3	10753.46
19-20	4.5	618.01	82.8	11371.47
20-21	4.5	618.01	87.3	11989.49
21-22	4.8	659.22	92.1	12648.70
22-23	4.6	631.75	96.7	13280.45
23-24	3.3	453.21	100	13733.66

le débit max horaire est :  $Q_{\max, \text{hor}} = 769.08 \text{ m}^3/\text{h}$

- **Variation de débit horaire pour la daïra Kadiria**

Le nombre d'habitant de Kadiria est compris entre 50000 et 100000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II.10. variation de débit horaire dans la ville de Kadiria

heures	consommation totale : $Q_{\max,j} = 3605,16 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} \text{ m}^3/\text{h}$	%	$Q_{\text{cumulé}} \text{ m}^3/\text{h}$
0-1	03	108.15	03	108.15
1-2	3.2	115.37	6.2	223.52
2-3	2.5	90.13	8.7	313.65
3-4	2.6	93.73	11.3	407.38
4-5	3.5	126.18	14.8	533.56
5-6	4.1	147.81	18.9	681.38
6-7	4.5	162.23	23.4	843.61
7-8	4.9	176.65	28.3	1020.26
8-9	4.9	176.65	33.2	1196.91
9-10	5.6	201.89	38.8	1398.80
10-11	4.8	173.05	43.6	1571.85
11-12	4.7	169.44	48.3	1741.29
12-13	4.4	158.63	52.7	1899.92
13-14	4.1	147.81	56.8	2047.73
14-15	4.2	151.42	61	2199.15
15-16	4.4	158.63	65.4	2357.77
16-17	4.3	155.02	69.7	2512.80
17-18	4.1	147.81	73.8	2660.61
18-19	4.5	162.23	78.3	2822.84
19-20	4.5	162.23	82.8	2985.07
20-21	4.5	162.23	87.3	3147.30
21-22	4.8	173.05	92.1	3320.35
22-23	4.6	165.84	96.7	3486.19
23-24	3.3	118.97	100	3605.16

le débit max horaire est :  $Q_{\max,\text{hor}} = 201.89 \text{ m}^3/\text{h}$

**II-6. Calcul de déficit de consommation :**

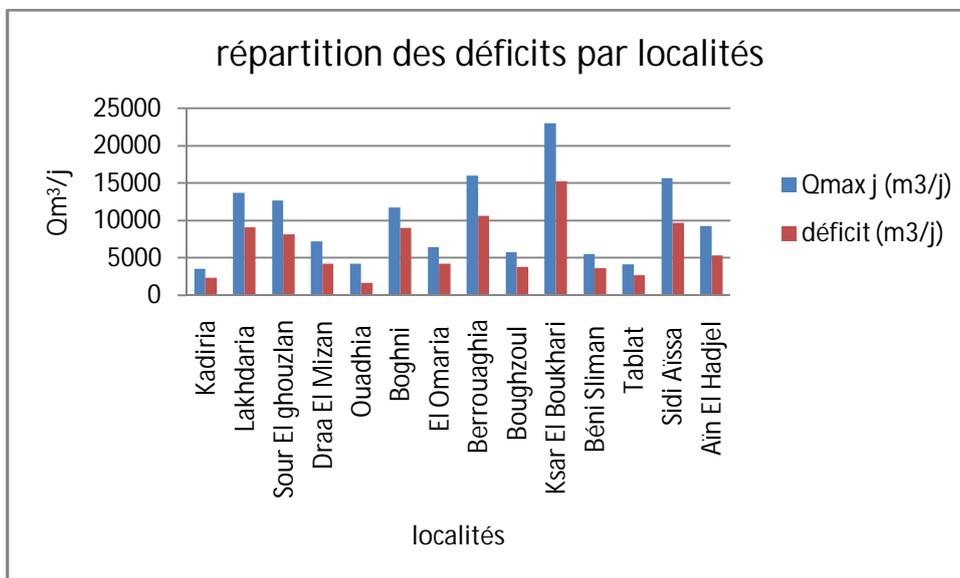
Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2025), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à crée (déficit) pour chaque localité

*Tableau II-11: Tableau des déficits à combler à l'an 2025(pour les centres principaux):*

centres principaux	Besoins en eau à l'an 2025 en (m <sup>3</sup> /j)	Production actuelle (m <sup>3</sup> /j)	Déficit en (m <sup>3</sup> /j)
Kadiria	3605.16	1212	2393.16
Lakhdaria	13733.66	4615	9118.66
Sour El ghouzlan	12717.32	4500	8217.32
Draa El Mizan	7230.21	3000	4230.21
Ouadhia	4243.59	2530	1713.59
Boghni	11779.56	2723	9056.56
El Omaria	6458.79	2170	4288.79
Berrouaghia	16003.46	5378	10625.46
Boughzoul	5815.88	1954	3861.88
Ksar El Boukhari	23044.91	7744	15300.91
Béni Sliman	5573.88	1873	3700.88
Tablat	4163.25	1399	2764.25
Sidi Aïssa	15694.58	6000	9694.58
Aïn El Hadjel	9285.12	3925	5360.12



*figure II.5-présentation des déficits journaliers pour les centres principaux*

Tableau II-12: Tableau des déficits à combler à l'an 2025 pour les sous centres principaux:

sous centres principaux	Besoins en eau à l'an 2025 en (m <sup>3</sup> /j)	Production actuelle (m <sup>3</sup> /j)	Déficit en (m <sup>3</sup> /j)
Aïn Bessem	7460.12	3200	4260.12
Bir Ghalou	2973.95	999	1974.95
El Hachimia	4271.28	2200	2071.28
Souk El Khemis	1529.19	400	1129.19
Dirah	2757.69	700	2057.69
Raouraoua	1206.27	405	801.27
Aomar gare	1930.70	649	1281.7
Djebahia	1892.09	500	1392.09
El Mokrani	577.59	194	383.59
Bouderbala	1252.68	421	831.68
Zbarbar	2502.24	841	1661.24
Tizi Ghenif	7116.14	500	6616.14
Mechtras	3982.10	2222	1760.1
Assi Youcef	3848.33	778	3070.33
Bounouh	1885.65	278	1607.65
Tizi N'Thlata	4440.54	810	3630.54
Frikat	1981.40	500	1481.4
Aïn Zaouïa	1453.53	800	653.53
Sidi Naamane	2554.70	858	1696.7
El Guelb	1744.67	586	1158.67
El Azizia	2517.45	846	1671.45
Ouled Arbi	135.92	46	89.92
Seriet	823.49	277	546.49
Sedraïa	1074.06	361	713.06
Si Hadjeres	1986.66	525	1461.66

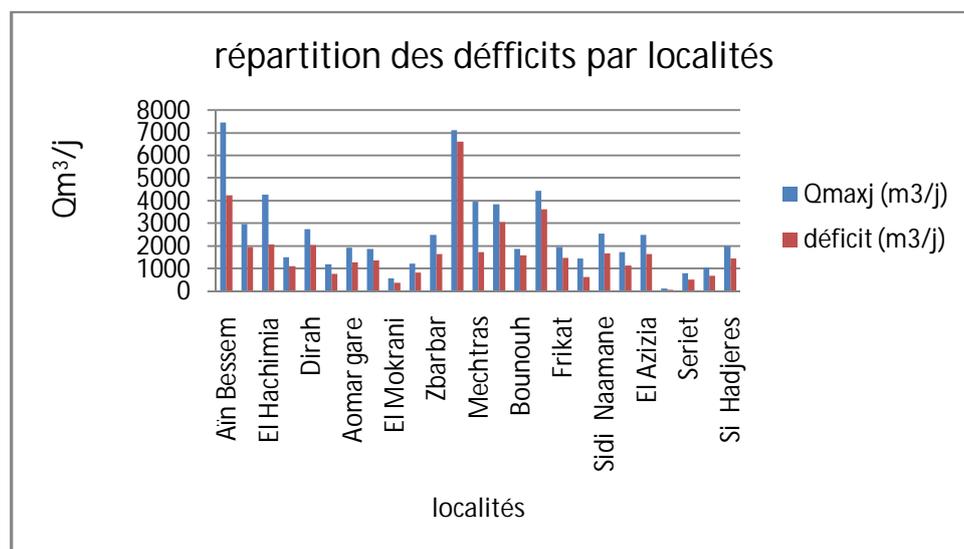


figure II.6-présentation des déficits journaliers pour les sous centres principaux

**Conclusion :**

D'après les calculs effectués dans ce chapitre, on conclut que :

Ø Le débit que doit produire la station de traitement est de  $134328.81 \text{ m}^3/\text{j}$

Ø le débit de dimensionnement de tronçon ste-Kadiria est de  $11511.82 \text{ m}^3/\text{j}$

Ø le débit de dimensionnement de tronçon Kadiria-Lakhdaria est de  $9118.66 \text{ m}^3/\text{j}$

Afin de transférer cette quantité d'eau du barrage vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable d'étudier les différents tronçons de l'adduction qui fera l'objet de prochain chapitre.

**Introduction :**

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

Ce chapitre sera consacré à l'étude de détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale.

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

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties :

- Ø Adduction gravitaire ;
- Ø Adduction par refoulement ;
- Ø Adduction mixte.

**III-1-1.Adduction gravitaire**

Dans ce cas le transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**III-1-2.Adduction par refoulement**

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**III-1-3.Adduction mixte**

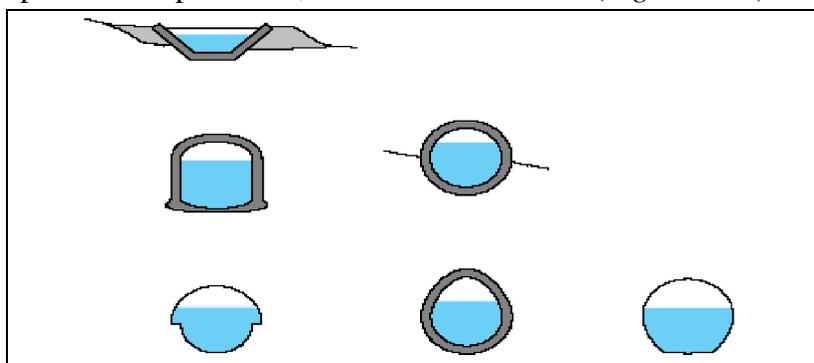
Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte gravitaire-refoulement. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est important, ce qui suppose un profil accidenté.

**III-2.Adduction et types d'écoulement :**

Les écoulements se divisent en deux types :

**III-2-1. Ecoulement à surface libre :**

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale (*Figure III.1*).



*Figure III.1-quelques formes de canaux*

### III-2-2.Écoulement en charge :

L'eau remplit totalement le conduit et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

### III-3.Étude des variantes :

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

- ∅ Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- ∅ Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- ∅ De plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de Bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par la suite de la dépression régnant dans la conduite une cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de la phase de surpression qui succède.

D'après le levé topographique un seul tracé peut être retenu, cependant nous proposons 3 variantes sur lesquelles les stations de pompages sont implantées à différentes cotes. Après les différentes propositions une seule variante sera retenue.

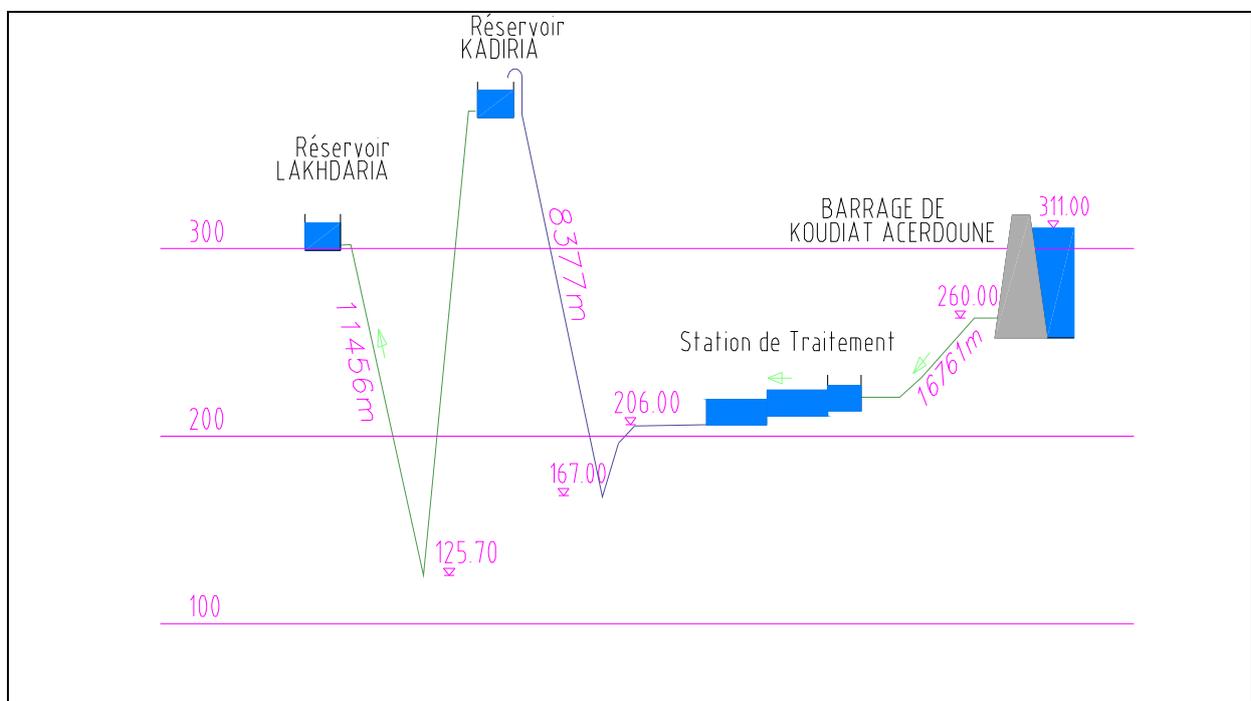


Figure III.2-schéma à suivre pour établir les variantes

**III-3-1. Proposition de variantes :****Ø Variante N°1 :**

Pour cette première variante, les stations de pompage sont implantées comme suit :

- ü La première est implantée à une cote de 167 m NGA, et alimentée gravitairement par la station de traitement. Cette station de pompage alimente le réservoir de Kadiria.
- ü La deuxième à une cote de 125.70 m NGA, alimentée gravitairement par le réservoir de Kadiria. Cette deuxième station alimente le réservoir de Lakhdaria.

**Ø Variante N°2 :**

Dans la deuxième variante, les stations de pompage sont implantées comme suit :

- ü La première implantée à une cote de 206 m NGA, et alimentée directement par la station de traitement. Cette station de pompage alimente le réservoir de Kadiria.
- ü La deuxième à une cote de 125.70 m NGA, alimentée gravitairement par le réservoir de Kadiria. Cette deuxième station alimente le réservoir de Lakhdaria.

**Ø Variante N°3 :**

Pour la troisième variante, une seule station de pompage sera implantée à une cote de 206 m NGA juste après la station de traitement, et alimente le réservoir de Kadiria

Les trois variantes sont représentées dans les figures *III.3, III.4 et III.5*:

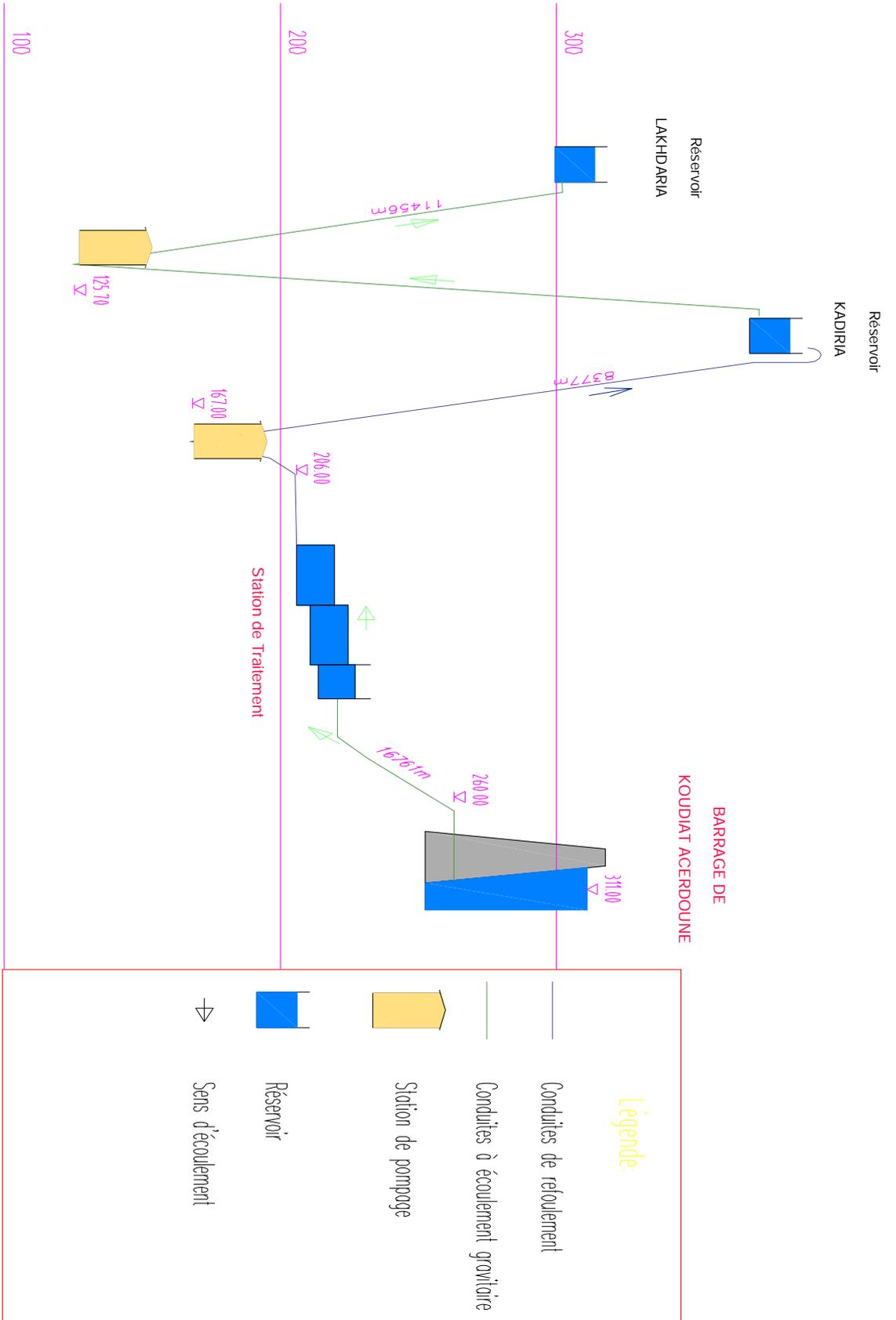


Figure III.3-tracé de la variante N°01

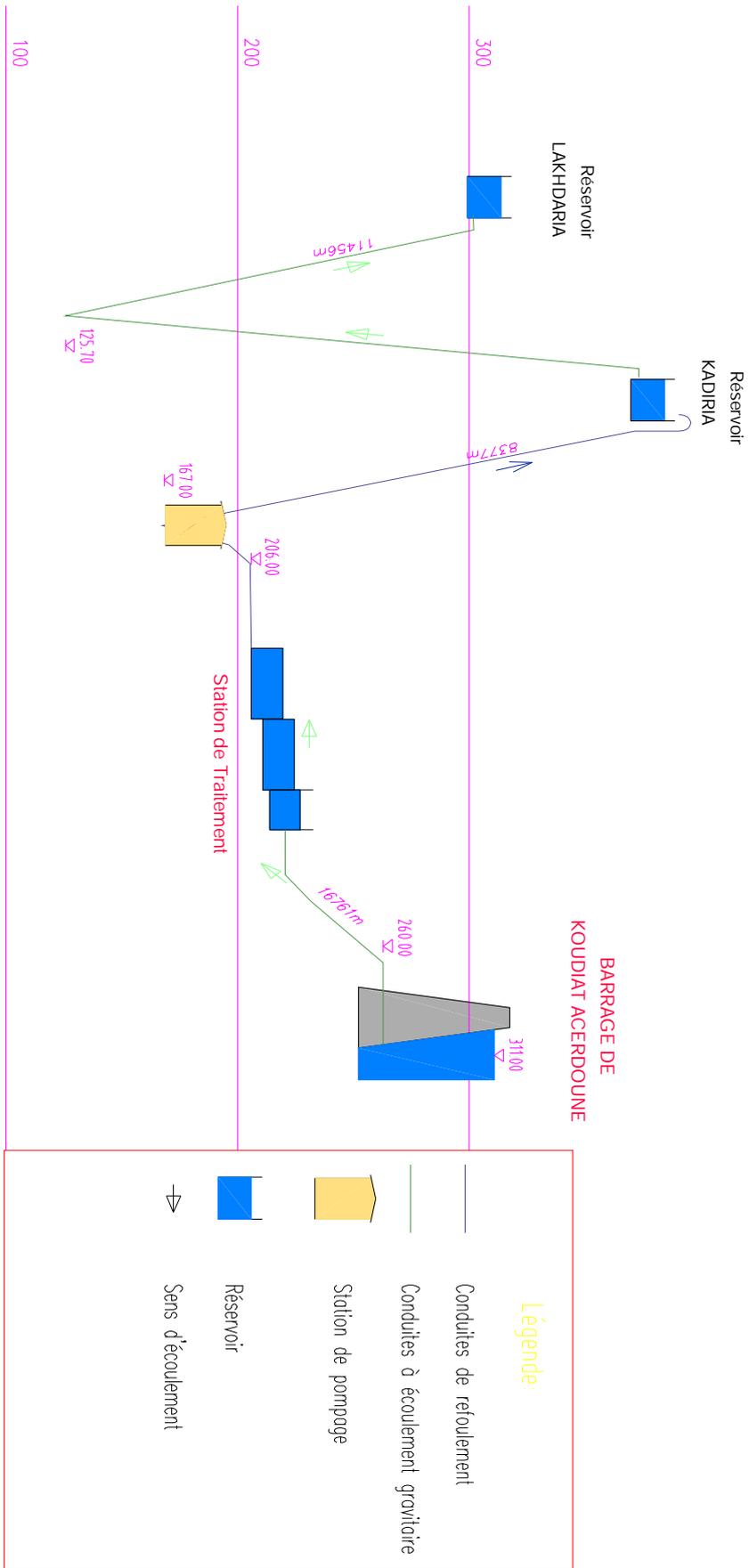


Figure III.4-Tracé de la variante N°02

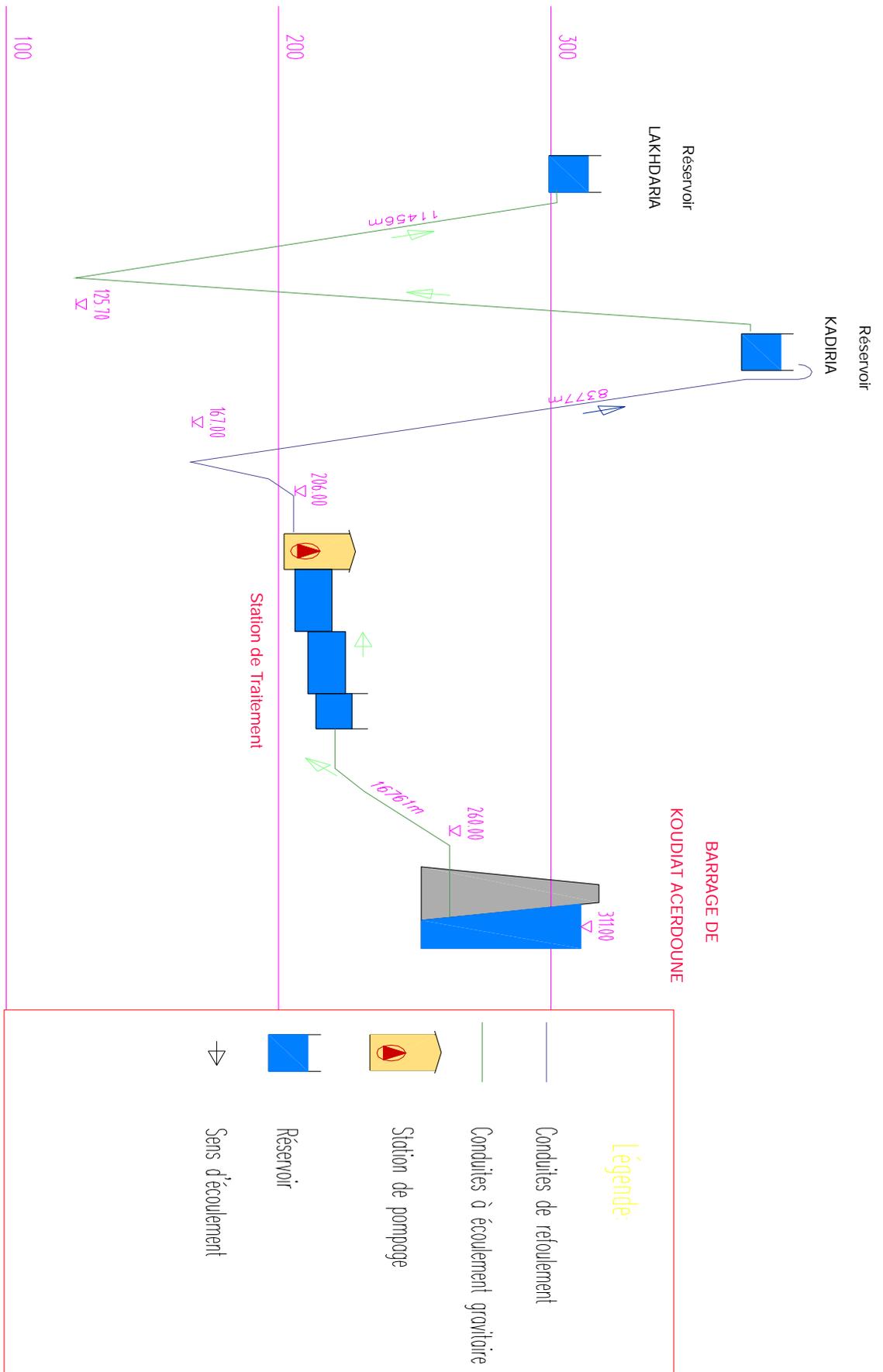


Figure III.5-tracé de la variante N°03

**III-3-2. Analyse et choix de la variante :**

- Û La première variante présente plusieurs contraintes à savoir :
  - Deux stations de pompage seront implantées, alors que les plans d'eaux permettent de relier les ouvrages entre eux ( les réservoirs de Kadiria et Lakhdaria peuvent être relier sans l'implantation d'une station de pompage)
- Û La deuxième et la troisième variante sont presque identiques, la seule différence réside dans la cote la station de pompage.
  - Dans la deuxième variante la station de pompage est implantée à une cote de 167 m NGA, pour être ensuite pomper l'eau à une cote de 374 m NGA, et comme la longueur entre la station de traitement et la station de pompage n'est pas importante pour engendrer des pertes de charge supérieures à 39 m ( 206-167), donc il sera plus bénéfique de placer la station de pompage juste après la station de traitement ( à une cote de 206 m NGA )

Conclusion :

De point de vu technico-économique la troisième variante est la plus avantageuse, donc c'est la variante choisie.

**III-3-3. choix de type de canalisation[3] :**

La détermination du matériau de la conduite nécessite l'étude de certaines contraintes auxquelles est soumise la conduite à savoir : physique, chimique et biologique.

Concernant l'intérieur de la conduite les contraintes sont définies comme suit :

Û **Contraintes physiques**

Pressions relativement élevées, jusqu'à 16 bar pour des canalisations standardisées

Comportement hydraulique : on entend par là la facilité d'écoulement de l'eau. Celle-ci peut être obtenue par la nature même du produit constituant la structure du tuyau, ou par des revêtements internes le plus souvent en mortier de ciment, voir en résine époxy. On obtient ainsi des coefficients de rugosité faibles, ce qui entraîne des pertes de charge minimisées et des dépenses énergétiques optimisées, en pompage notamment. Avec certaines eaux, mal débarrassées des matières en suspension ou de nature incrustante, cette rugosité peut faciliter avec le temps des dépôts allant jusqu'à une obstruction quasi totale de la section du tuyau. Selon les cas, les phénomènes en jeu sont d'ordre physique ou/et chimique comme indiqué ci-après.

Û **Contraintes chimiques**

Les revêtements précédents, comme les natures inertes de certains tuyaux, ont également pour but de limiter les phénomènes de corrosion induits par la qualité de certaines eaux véhiculées (pH acide, faible pouvoir tampon...). Cette optimisation chimique évite certains dépôts sanitaires indésirables ainsi que la formation de couche interne rugueuse (cf. ci-dessus). Les obstructions à base de tartre (en général calcite ou aragonite) et celles à base de fer sont les plus fréquentes et les plus spectaculaires. La structure en contact avec l'eau ne doit pas altérer les qualités organoleptiques de celle-ci, et encore moins relarguer des substances indésirables voire toxiques.

Û **Contraintes biologiques :**

La nature de la couche interne ne doit pas faciliter le développement de micro-organismes susceptibles d'être pathogènes, ni d'organismes supérieurs du type Naïs (vers), Asellus aquaticus (crustacé microscopique), larves de chironomes (moustiques...), etc. Précisons que,

pour autant, l'intérieur des conduites en service n'est pas un milieu stérile : il existe notamment contre la paroi interne un « biofilm » qu'il convient de maîtriser.

Pour l'extérieur de la conduite les contraintes sont définies comme suit :

#### Ü **Contraintes chimiques**

La nature des terrains et en particulier leur humidité et leur agressivité, sont des facteurs de corrosion ;

#### Ü **Contraintes mécaniques :**

La stabilité des terrains, les variations brusques de température, les poinçonnements accidentels, les vibrations, etc., sont des facteurs de casse. L'épaisseur des conduites en fonction du matériau constitutif répond également à des contraintes mécaniques, en particulier de pression et de dépression éventuelles ;

#### Ü **Contraintes électrique :**

Selon les types de conduites, cette contrainte concerne plus ou moins directement l'extérieur du tuyau ; les courants dits « vagabonds » (dus essentiellement aux prises de terre chez les abonnés) rencontrés dans les sols ont des origines très diverses: courants telluriques un peu mystérieux, courants liés à des protections cathodiques de tiers, courants liés à des rails, etc.

Pour la présente étude le choix se fera entre plusieurs types de conduites à savoir :

la fonte et en particulier de la fonte ductile, le polychlorure de vinyle (PVC),

le polyéthylène(PE), l'acier et certains bétons armés.

Et d'après les données de notre étude (débit, géologie et topographie), nous optons pour la fonte.

### **III-3-3-1.présentation des caractéristiques de la fonte :**

Depuis la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle, la fonte a été sans doute un des premiers matériaux de canalisations et un des plus répandus dans le monde pour véhiculer l'eau de distribution publique. Différents types de **fonte grise** se sont succédés avec des conduites coulées ou centrifugées, dont beaucoup sont encore en service (leur longévité peut dépasser 100 ans).

Leur inconvénient principal réside dans leur fragilité vis-à-vis des mouvements de terrain, des coups de bélier et des surcharges occasionnées par les transports routiers dans les voies où elles sont posées. En effet, dans la fonte« grise », le carbone se présentait sous forme de lamelles qui rendaient le matériau cassant. La **fonte ductile** à graphite sphéroïdal constitue le matériau moderne actuel ; elle élimine totalement les défauts de la fonte grise. Les particules de graphite y apparaissent comme de petites sphères qui éliminent tout risque de propagation des ruptures. Le matériau n'est plus fragile, mais « ductile » et résistant.

La cristallisation du graphite sous forme de sphères est due à l'introduction de magnésium dans une fonte de base de haute qualité. La principale norme européenne concernant les conduites en fonte ductile est la NF EN 545.

La norme NF EN 545 définit différents types de pressions admissibles :

— PFA, **pression de fonctionnement admissible**, est la pression interne en régime permanent. Cette pression varie en fonction du diamètre de la conduite et des pièces de raccordement utilisées, de 16 à 64 bar ;

— PMA, **pression maximale admissible**, est la pression supportable de façon sûre en service, y compris le coup de bélier;

— PEA, **pression d'épreuve admissible**, est la pression hydrostatique maximale supportable par un composant nouvellement mis en œuvre pendant un temps relativement court : PEA = PMA + 5 bar en général.

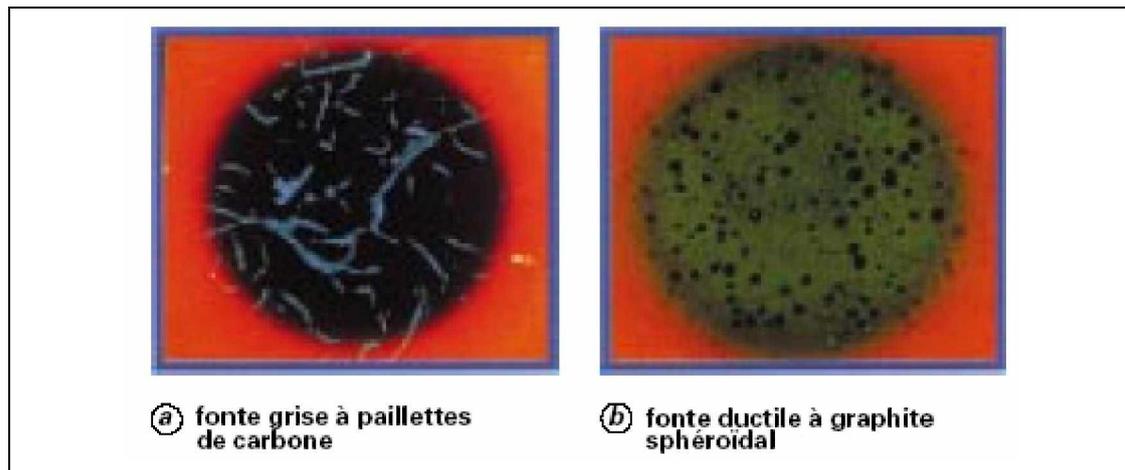


Figure III.6- Différents types de fonte

### III-4. Etude technico-économique :

La topographie de notre zone d'étude nous impose une adduction mixte gravitaire-refoulement.

#### III-4-1. Adduction par refoulement

Pour la partie de refoulement le diamètre est déterminé en fonction des calculs économiques, qui visent à minimiser :

- .charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- .charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

#### III-4-2. Adduction gravitaire

Le diamètre dans ce cas doit satisfaire certaines conditions de fonctionnement, qui sont comme suit :

- ✓ la charge résiduelle à l'extrémité aval de la conduite soit positive
- ✓ l'épaisseur choisie supporte la pression engendrée par la topographie surtout dans le cas de siphons.

### III-5. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements [3]:

Pour élever un débit connu à une hauteur manométrique donnée, il existe une infinité de solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majorent la puissance d'élévation théorique nécessaire. Par contre, si l'on tient compte, d'une part, de l'investissement de la conduite qui croît avec le diamètre et, d'autre part, du coût proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un **diamètre optimal au sens économique**.

**Bresse** a proposé l'approche qui suppose que le **prix de revient d'une canalisation** pouvait s'écrire :  $P1 = K1 DL$

Avec : D diamètre,  
L longueur.

Cela est approximativement vrai pour des longueurs de canalisation réduites.

Il a posé que le prix de revient de la station élévatrice (investissement + dépenses d'exploitation actualisées) pouvait s'écrire :  $P_2 = K_2 N$

Avec :  $N$  puissance de la station.

Le **prix global** serait donc :

$$P = P_1 + P_2 = K_1 DL + K_2 N$$

Par un calcul simple de minimisation, il obtient la valeur optimale :

$$D = \left(\frac{8}{\pi}\right)^{1/3} \left(\frac{1000 \alpha K_2}{15 K_1 \eta}\right)^{1/6} Q^{1/2}$$

Avec :  $h$  rendement de la pompe,  
 $\alpha$  coefficient de Chézy.

En négligeant le facteur sous puissance 1/6, on obtient :

$$D = 1,37 \sqrt{Q}$$

En tenant compte des valeurs courantes de son époque, apparaissant dans le terme sous puissance 1/6, Bresse a proposé :

$$D = 1,5 \sqrt{Q}$$

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petites longueurs de la conduite ( $\leq 1$  Km)

Cette formule fait ressortir que le diamètre économique ne dépend ni de  $H$  ni de  $L$ . Elle est très utile pour les études d'avant-projet sommaire. Le projet d'exécution (ou une étude de faisabilité) doit faire intervenir tous les paramètres en cause ainsi qu'une évaluation précise des investissements et des coûts d'exploitation, notamment de celui de l'énergie. Il faut également faire intervenir les facteurs de charge quotidiens ou saisonniers et les possibilités de modulation des tarifs de l'énergie

Messieurs **Vibert** et **Koch** ont affiné l'approche de Bresse et proposé :

$$D = 1,547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ pour un pompage continu}$$

$$D = 1,35 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ pour 10 h par jour}$$

Avec :  $e$  prix du kWh,  
 $f$  prix d'1 kg de fonte.

Maintenant que l'on dispose de moyens de calcul d'un accès et d'un emploi aisés, les formules affinées n'ont plus le même intérêt que naguère. La formule de Bresse garde sa signification pour une appréciation en ordre de grandeur ; pour une détermination précise, il est recommandé de faire le calcul approprié pour chaque cas.

Suivant la même procédure que Bresse, Bonnin a proposé :

$$D = \sqrt{Q}$$

### III-5-1. Calcul des pertes de charge

#### III-5-1-1. pertes de charge linéaires

L'écoulement est toujours turbulent et les parois doivent être considérées comme rugueuses (au sens de la mécanique des fluides). De très nombreuses études depuis le XIXe siècle ont été menées visant la détermination de la perte de charge en fonction du débit et de la section. La formule universelle de Darcy Wesbach donne :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

Sachant que la formule de la continuité nous donne  $Q=V*S$

$$\text{Alors : } \Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g}$$

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

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

I: gradient hydraulique en (m/m)

Q : débit m<sup>3</sup>/s

La détermination de  $\lambda$  a été affinée par les chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{k}{3,7D} + \frac{2,52}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec : Re nombre de Reynolds =  $VD/ \nu$ ,

k paramètre lié à la rugosité de la paroi

$\nu$  viscosité cinématique.

Tableau.III.1 – Valeurs du coefficient k de la formule de Colebrook

Nature	k (en 10 <sup>-4</sup> m)
Fonte vieille.....	20
Fonte neuve sans revêtement.....	10
Fonte revêtue de ciment.....	5
Béton coulé.....	5
Fonte revêtue de ciment centrifugé.....	2,5
Béton centrifugé.....	2,5
Acier ou béton lisse.....	1
Fonte revêtue de ciment lisse.....	0,5
Béton précontraint.....	0,5
Amiante-ciment.....	0,25

Une autre étude a été faite par M<sup>r</sup> **Nikuradsé** pour la détermination de  $\lambda$ , dont la formule de calcul est comme suit :

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

Avec :  $K_s$  est La rugosité absolue, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

$K_0$ : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

$\alpha$  : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$

T: temps de service, T=15 ans.

Alors,  $K_s = 0,8 + 0,04 * 15 = 1,4\text{mm}$ .

### III-5-1-2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont provoquées par des accidents de parcours dus à des changements plus ou moins brusques dans la géométrie de la conduite ; la perte de charge est due au brassage du fluide, à la réorganisation de l'écoulement et elle s'exprime sans référence au nombre de Reynolds ou à la rugosité de la paroi. Bien que la singularité géométrique soit parfois très localisée comme par exemple un élargissement brusque de section, la réorganisation de l'écoulement se fait sur une longueur de l'ordre d'une dizaine du diamètre en aval. Cela pose une convention à définir dans l'évaluation de la perte de charge par voie expérimentale pour atteindre une approche correcte du coefficient de perte de charge.

Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires. Pour le notre cas on prendra

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

### III-5-2. Hauteur manométrique totale

La HmT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (Jasp, Jref).

$$H_{mT} = H_{\text{géom.tot}} + J_{\text{asp}} + J_{\text{ref}}$$

### III-5-3. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

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

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

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

### III-5-4. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]}$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =24h

P: puissance de la pompe en (kW)

### III-5-5. Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]}$$

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

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

Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

$$\text{Donc : } e = \frac{1,34 * 11 + 6.06 * 4 + 0,74 * 9}{24} \Rightarrow e = 1,29 \text{ DA}$$

**III-5-6. Frais d'amortissement**

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

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

Avec :P<sub>rc</sub>: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$

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

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,1168 = 11,683 \%$$

**III-5-7. Détermination des diamètres économiques**

**III-5-7-1. Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : Q = 0.1332 m<sup>3</sup>/s

$$L = 8377 \text{ m}$$

$$H_g = 167 \text{ m}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la formule de Bonnin :

$$D = \sqrt[3]{Q} \text{ Donc } D = \sqrt[3]{0.1332} = 0.364 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés dans les tableaux III.3, III-4, III-5, III-6 :

Tableau III.3: calcul de la HMT

Diamètre en (mm)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH <sub>t</sub> (m)	HMT (m)
150	7.54	1131210.191	0.03756104	0.725	8377	6992.58	7159.5855
200	4.24	848407.643	0.03420245	0.156	8377	1510.99	1677.99756
250	2.71	678726.115	0.03189812	0.047	8377	461.76	628.765527
300	1.88	565605.096	0.03018391	0.018	8377	175.60	342.600491
350	1.38	484804.368	0.02884012	0.008	8377	77.62	244.627096
400	1.06	424203.822	0.02774731	0.003	8377	38.30	205.306934
450	0.83	377070.064	0.02683413	0.002	8377	20.55	187.558024

Tableau III-4:calcul de frais d'exploitation

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	11408.9916	99942766.4	128926169
200	2673.93413	23423663	30216525.2
250	1001.95474	8777123.52	11322489.3
300	545.943074	4782461.33	6169375.11
350	389.819841	3414821.81	4405120.13
400	327.162108	2865940.07	3697062.69
450	298.878744	2618177.8	3377449.36

Tableau III-5:Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	8377	21718126.4	2537328.71
200	3137,08	8377	26279319.2	3070212.86
250	3749,3	8377	31407886.1	3669383.33
300	4455,52	8377	37323891	4360550.19
350	5249,74	8377	43977072	5137841.32
400	6125,96	8377	51317166.9	5995384.61
450	7113.18	8377	59587108.9	6961561.93

Tableau III-6: bilan des frais d'exploitation et d'investissement

Diamètre en (mm)	F <sub>investissement</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	21718126.4	128926169	150644295
200	26279319.2	30216525.2	56495844.4
250	31407886.1	11322489.3	42730375.4
300	37323891	6169375.11	43493266.1
350	43977072	4405120.13	48382192.1
400	51317166.9	3697062.69	55014229.6
450	59587108.9	3377449.36	62964558.3

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.7 :

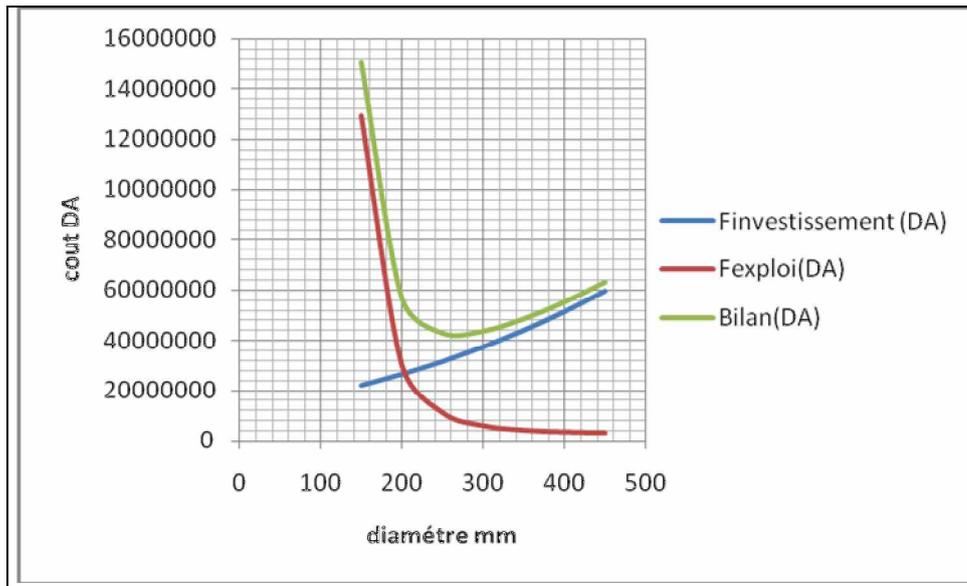


Figure III.7- Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est :  $D=300\text{mm}$  avec une vitesse d'écoulement de  $V=1.89\text{ m/s}$

### III-5-7-2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons gravitaires :

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

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

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

$K'$  : Coefficient de frottement

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_e}$$

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

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

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

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

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau III.7

Tableau III-7: Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Pour notre étude, on prend :  $K' = 0,001735$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$

**III-5-7-2-1. Calcul des longueurs des différents tronçons**

Les différentes longueurs sont présentées dans le tableau III.8 :

Tableau III-8: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Barrage de Koudiet Acerdoune	Station de traitement	16761	19275.15
2	Réservoir de Kadiria	Réservoir de Lakhdaria	11456	13174.4
<b>total</b>			28217	32449.55

**III-5-7-2-2. calcul des charges disponibles :**

Les différentes charges disponibles pour les deux tronçons gravitaires sont représentées dans le tableau III.9 :

Tableau III-9: différentes charges disponibles :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Charge disponible (m)
1	Barrage de Koudiet Acerdoune	Station de traitement	32
2	Réservoir de Kadiria	Réservoir de Lakhdaria	68
<b>total</b>			100

**III-5-7-2-3. calcul des diamètres :**

Les diamètres sont calculés selon la relation suivante :

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

- $\Delta H_i$  : charge disponible (i) en m;
  - $L_{eq,i}$  : Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;
  - $K'$  : Coefficient de perte de charge ;
  - $\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
  - $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau
- Dans notre cas, on prend :  $K'= 0,001735$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$

Tronçon barrage-station de traitement

Ce tronçon véhicule l'eau brute de barrage qui sera traitée au niveau de la station de traitement, et selon le type de traitement 4% de débit brute sera rejeté sous forme de boue. Donc le débit de dimensionnement est  $Q_{barrage-STE} = 1.5552 * 1.04 = 1.62 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour ce tronçon aussi on remarque que la ligne de charge coupe le terrain naturel comme le montre la figure III.8 (page 19) :

Tableau III-10: Diamètres calculés pour le tronçon Barrage station de traitement :

N° du tronçon	Débit du tronçon (m <sup>3</sup> /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_i$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
Tronçon 1	1.62	12331.7	14181.46	24.35	1200
Tronçon 2	1.62	4429.3	5093.70	7.65	1233

Donc les diamètres normalisés seront comme suit :

Tableau III-11: Diamètres normalisés pour le tronçon 1 Barrage station de traitement :

N° du tronçon	Débit du tronçon (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	$L_{eq}$	$\Delta H_i$ (m)
Tronçon 1	1.62	1200	1.43	14181.46	24.57

Pour le tronçon 2 le calcul se fait comme suit :

On a :  $\Delta H_d = 7.65\text{m}$

On a aussi:

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

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 5093.70 * (1.62)^2}{7.65}} = 1.233 \text{ m} = 1233 \text{ mm}$$

$$1200 < D_{av} < 1400 \text{ mm}$$

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

$$\text{Avec : } L_1 + L_2 = L_{eq} ; D_1 = 1200 \text{ mm et } D_2 = 1400 \text{ mm}$$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001735 * (1.62)^2 \left( \frac{L_1}{1.2^{5.3}} + \frac{L_2}{1.4^{5.3}} \right) = 7.65 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 5093.70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_1 = 1211.4 \text{ m}; L_2 = 3882.3 \text{ m}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{1211.4}{1,15} = 1053.4 \text{ m} \\ L_{r2} = \frac{3882.3}{1,15} = 3375.9 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$V_1 = \frac{4 * 1.62}{\pi * 1.2^2} = 1.43 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 1.62}{\pi * 1.4^2} = 1.05 \text{ m/s}$$

Donc : le tronçon 2 est composé de deux conduites de diamètre 1200 mm et 1400 mm des longueurs respectivement 1053.4 m et 3375.9 m

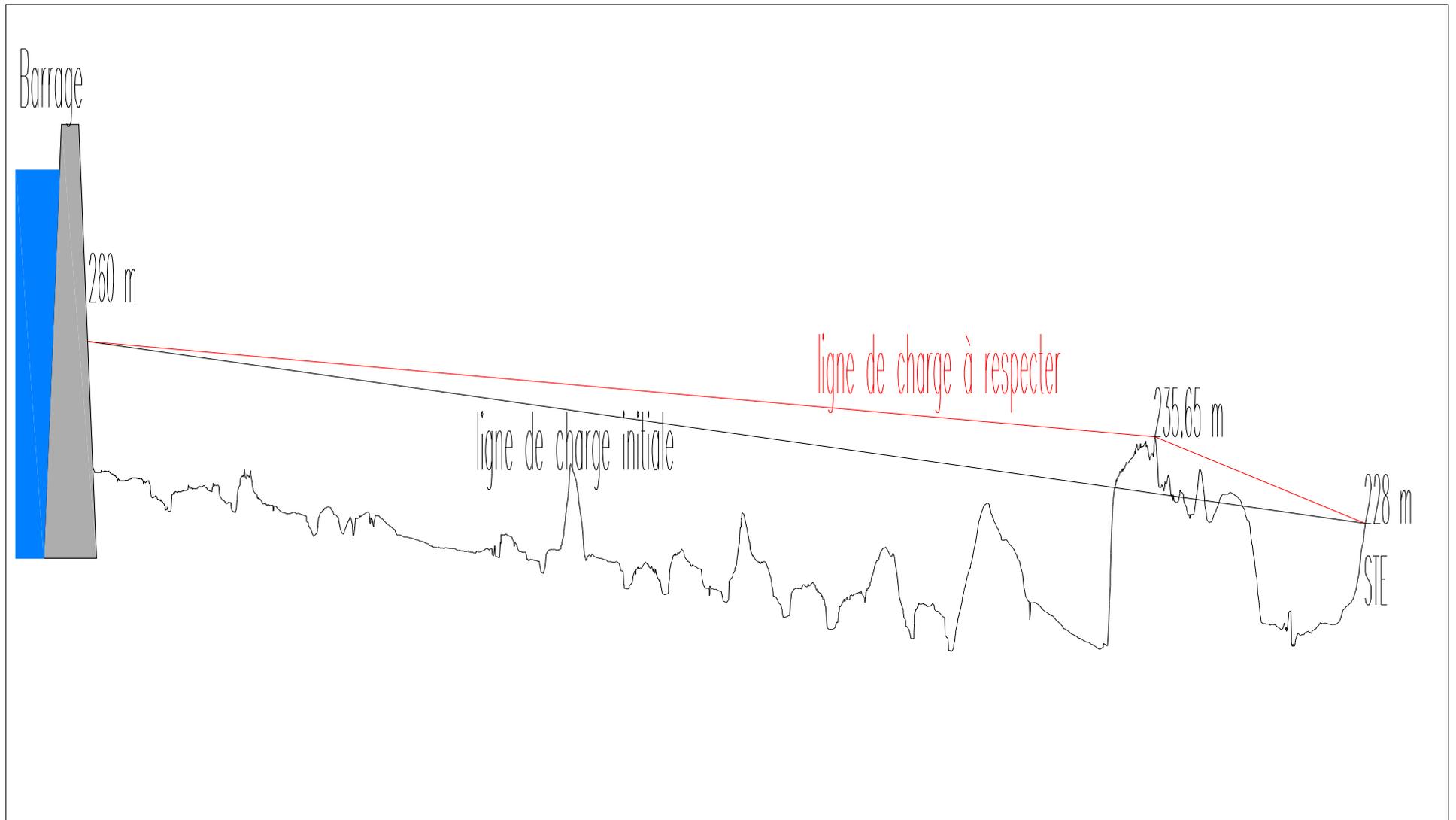


Figure III.8-lignes de charge pour le tronçon Barrage--STE

Tronçon réservoir de Kadiria—réservoir de Lakhdaria

Le calcul est comme suit :

Tableau III-12: Diamètres calculés pour le tronçon Kadiria--Lakhdaria :

N° du tronçon	Débit du tronçon (m <sup>3</sup> /s)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_i$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
Reservoir Kadiria-Reservoir Lakhdaria	0.11	13174.4	68	354

Donc pour le diametre normalisé les résultats seront comme suit :

Tableau III-13: Diamètres normalisés pour le tronçon Kadiria--Lakhdaria :

N° du tronçon	Débit du tronçon (m <sup>3</sup> /s)	D (mm)	V (m/s)	L <sub>eq</sub>	$\Delta H_i$ (m)
Tronçon 1	0.11	400	0.88	13174.4	35.55

Les différents résultats de calculs des différents diamètres sont représentés dans la figure III.9 :

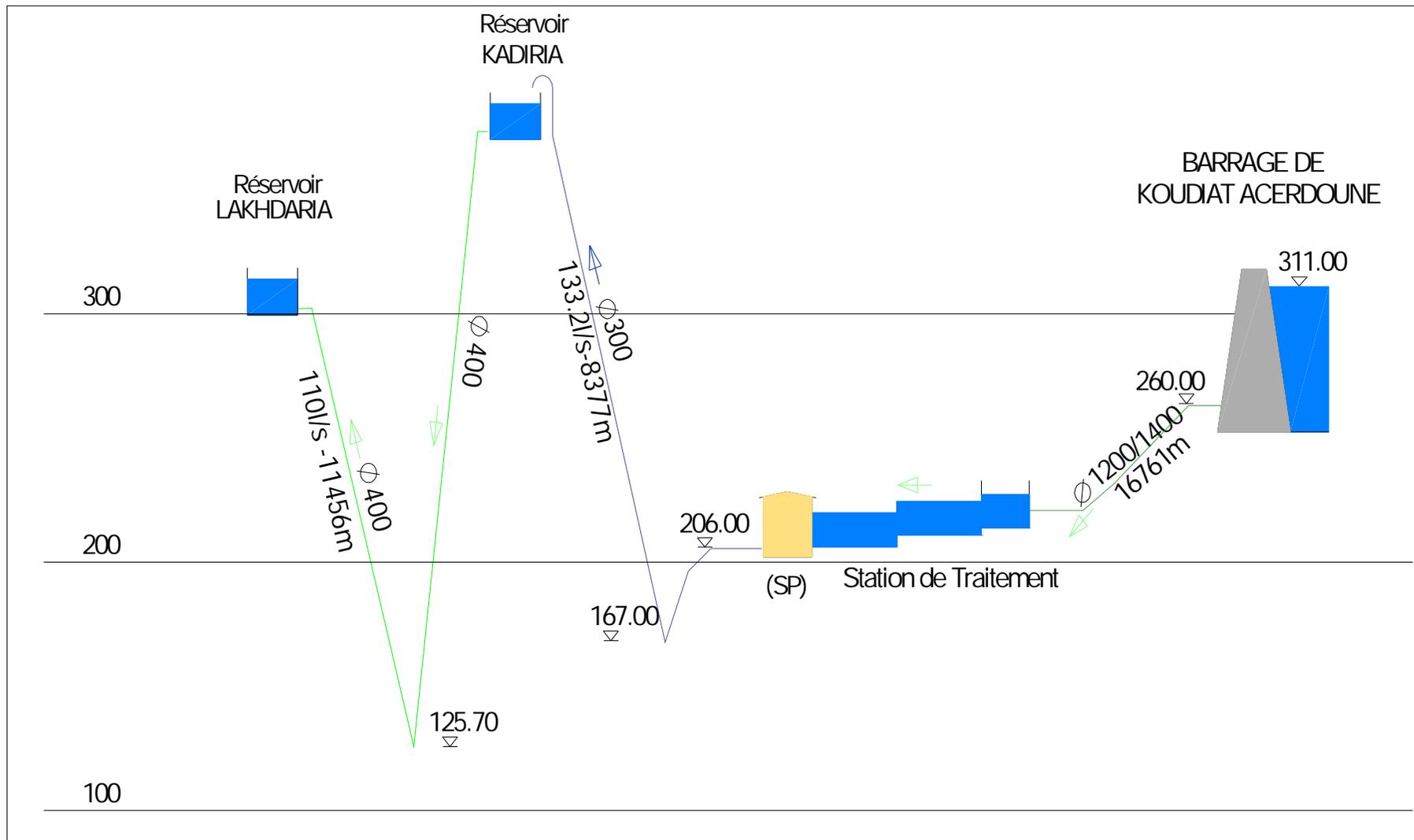


Figure III.9-schéma hydraulique et les différents diamètres de l'adduction

**Conclusion :**

L'étude faite dans ce chapitre à permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon à savoir :

- deux diamètres (1200 et 1400 mm) pour le tronçon barrage station de traitement.
- Un diamètres de 400 mm pour le tronçon réservoir de Kadiria réservoir de Lakhdaria.
- un diamètre de 300 mm pour le tronçon de refoulement entre la station de traitement et le réservoir de Kadiria.

Le calcul de diamètre de refoulement permet de déterminer les données pour l'étude de pompage.

**Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents à savoir : une consommation variable et une alimentation caractérisée par un débit constant. Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement ce qui est le but de ce chapitre.

**IV-1. Définition :**

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

Les principales fonctions des réservoirs sont :

- Ø **la régulation du débit** entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).
- Ø **La régulation de pression** en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- Ø **La sécurité** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- ü Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- ü Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- ü Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ü Simplification de l'exploitation.
- ü Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- ü Régularité des pressions dans le réseau.

**IV-2. Classification des réservoirs :**

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

-*Le matériau de construction* : Ils peuvent être réalisés

- ü en maçonnerie
- ü en béton ordinaire ou précontraint
- ü en acier pour de petites capacités

-*La position par rapport au terrain naturel* :

- ü sur sol
- ü enterrés
- ü semi-enterrés
- ü sur tour

-Selon la forme de la cuve :

- ü rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- ü Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

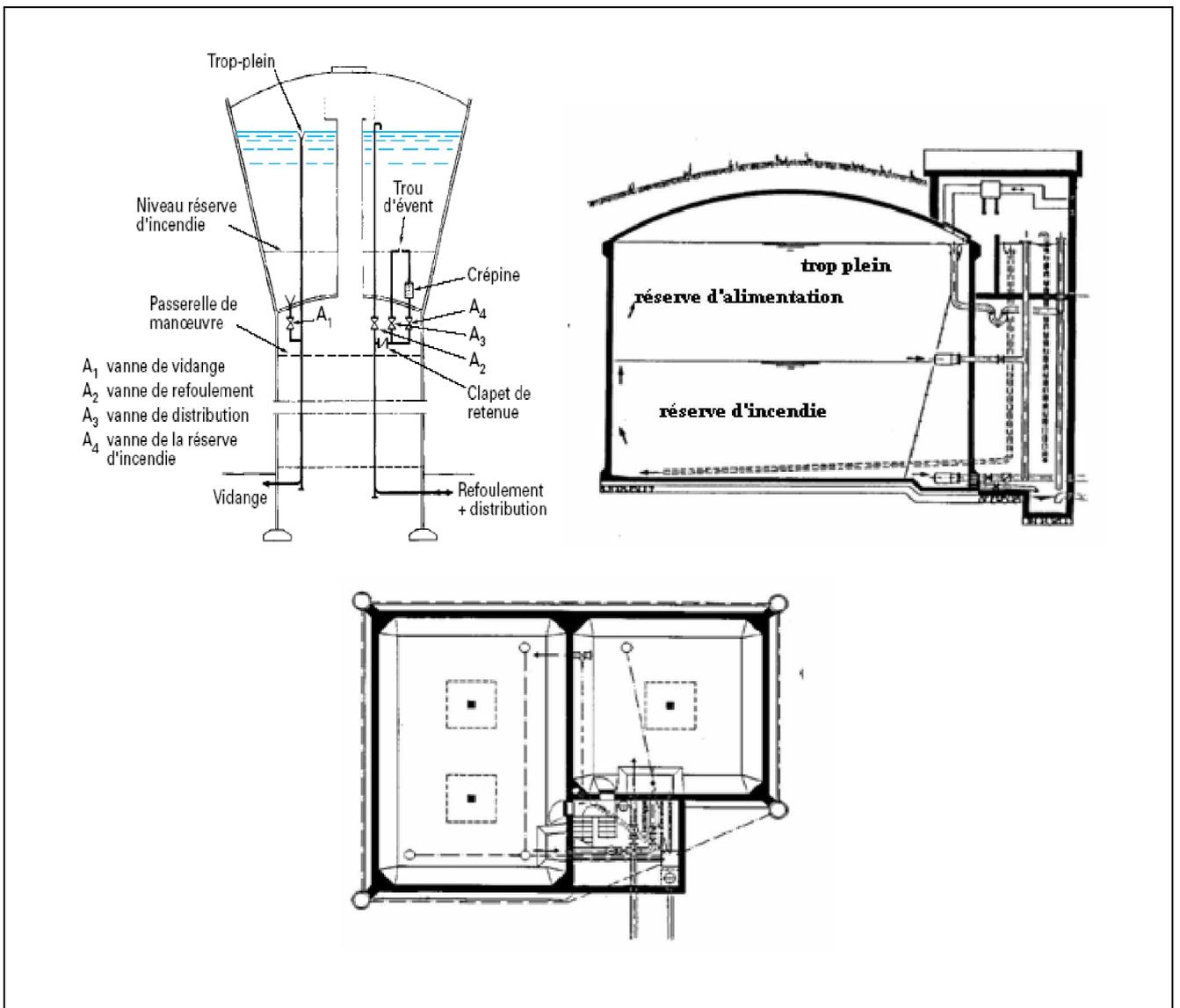


Figure IV.1 : quelques types de réservoir

**IV-3. Capacités des réservoirs :**

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- Ü La méthode analytique.
- Ü La méthode graphique.

**IV-3-1. Méthode analytique :**

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

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

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

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

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

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

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

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

**Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :**

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

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

**IV-3-2. Méthode graphique : [4]**

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 des réservoirs  $V_{\text{rés}}$  sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise. Suppose, donc, que l'on dispose de statistique 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 la figure suivante :

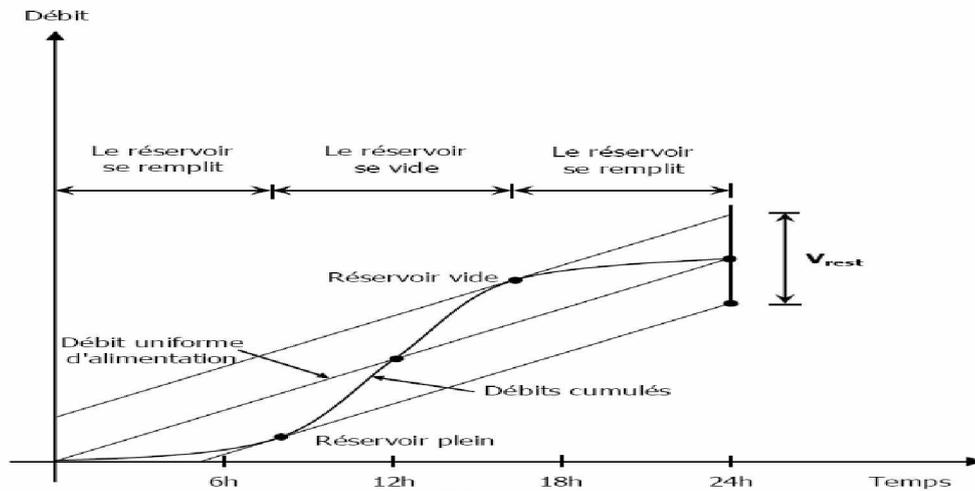


Figure IV-2. : Méthode graphique

### IV-3-3. Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage :

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{24}$$

Avec :

$Q_{\text{max,j}}$  : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 24h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

### IV-4. Dimensionnement des réservoirs d'alimentation :

Les réservoirs d'alimentation constituent les réservoirs de tête, qui sont directement liés au réseau de distribution.

Dans notre présente étude deux communes sont concernées par le calcul des volumes des réservoirs d'alimentation.

Comme c'est déterminé par la méthode analytique le volume est calculé comme suit :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

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

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

$V_r$  : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

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

$Q_j$  : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

**IV-4-1. Dimensionnement de réservoir de Kadiria :**

Le départ représenté dans le tableau suivant est égal à la consommation de la population déterminée à partir l'annexe II

Tableau IV.1- Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kadiria

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	3	1.17	---	2.18
1-2	4.17	3.2	0.97	---	3.15
2-3	4.17	2.5	1.67	---	4.82
3-4	4.17	2.6	1.57	---	6.39
4-5	4.17	3.5	0.67	---	7.06
5-6	4.17	4.1	0.07	---	<b>7.13</b>
6-7	4.17	4.5	---	0.33	6.80
7-8	4.17	4.9	---	0.74	6.06
8-9	4.17	4.9	---	0.73	5.33
9-10	4.17	5.6	---	1.44	3.89
10-11	4.17	4.8	---	0.63	3.26
11-12	4.17	4.7	---	0.54	2.72
12-13	4.17	4.4	---	0.23	2.49
13-14	4.17	4.1	0.07	---	2.56
14-15	4.17	4.2	---	0.03	2.53
15-16	4.17	4.4	---	0.23	2.30
16-17	4.16	4.3	---	0.14	2.16
17-18	4.16	4.1	---	0.06	2.10
18-19	4.16	4.5	---	0.34	1.76
19-20	4.16	4.5	---	0.34	1.42
20-21	4.16	4.5	---	0.34	1.08
21-22	4.16	4.8	---	0.64	0.44
22-23	4.16	4.6	---	0.44	0.00
23-24	4.16	3.3	0.86	---	0.98
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>7.05%</b>	<b>7.05%</b>	<b>-</b>

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$$Q_{\max, j} = 3605,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

Et d'après le tableau précédent  $V_r$  est calculé comme suit :

$$V_r = \frac{7.13 * 3605.16}{100} = 257.05 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera de :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 257.05 + 120 = 377.05 \text{ m}^3$

Ü Le volume normalisé est de  $500 \text{ m}^3$

### Ø Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

On prend: h = 4 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 50012.62}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 12.62 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 13 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 500}{3,14 * 13^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3.77 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{500}{3.77} \Rightarrow \mathbf{S = 132.63 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

La hauteur sera majorée par une hauteur dite matelas d'air qui varie de 0.25 à 1m

Donc  $H = h + R$

On prend: R = 0,73 m

$$\text{AN: } H = 3.77 + 0.73 \Rightarrow \mathbf{H = 4.5 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur d'incendie est calculée en divisant le volume d'incendie par la surface de la cuve :

$$h_{inc} = \frac{120}{132.63} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,90 \text{ m}}$$

Les différentes dimensions et niveaux d'eau sont représentés dans la figure IV.3

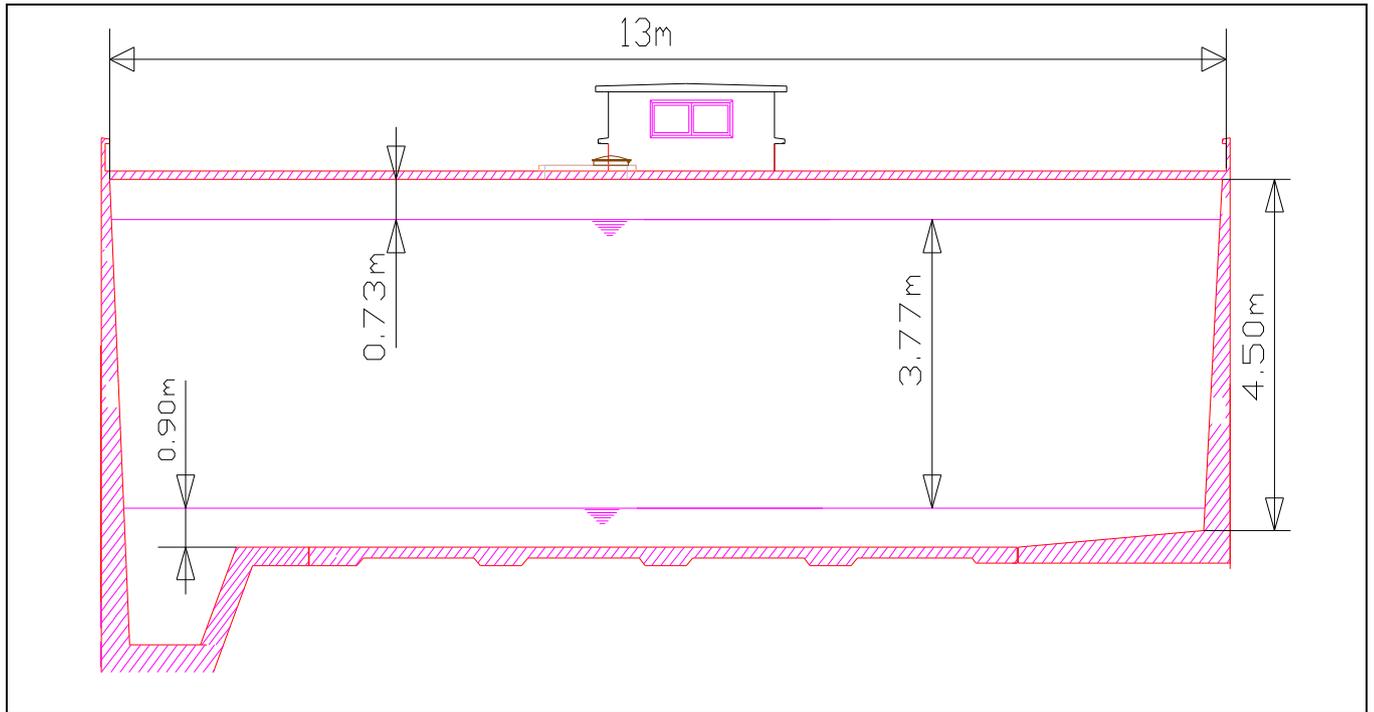


Figure IV-3. Dimensions et niveaux d'eau du réservoir de Kadiria

#### IV-4-2. Dimensionnement de réservoir de Lakhdaria :

Le départ représenté dans le tableau suivant est égal à la consommation de la population déterminée à partir *Tableau II-8*

Tableau I-2. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lakhdaria

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
<b>0-1</b>	4.17	3	1.17	---	2.18
<b>1-2</b>	4.17	3.2	0.97	---	3.15
<b>2-3</b>	4.17	2.5	1.67	---	4.82
<b>3-4</b>	4.17	2.6	1.57	---	6.39
<b>4-5</b>	4.17	3.5	0.67	---	7.06
<b>5-6</b>	4.17	4.1	0.07	---	<b>7.13</b>
<b>6-7</b>	4.17	4.5	---	0.33	6.80
<b>7-8</b>	4.17	4.9	---	0.74	6.06
<b>8-9</b>	4.17	4.9	---	0.73	5.33
<b>9-10</b>	4.17	5.6	---	1.44	3.89
<b>10-11</b>	4.17	4.8	---	0.63	3.26
<b>11-12</b>	4.17	4.7	---	0.54	2.72
<b>12-13</b>	4.17	4.4	---	0.23	2.49
<b>13-14</b>	4.17	4.1	0.07	---	2.56
<b>14-15</b>	4.17	4.2	---	0.03	2.53
<b>15-16</b>	4.17	4.4	---	0.23	2.30
<b>16-17</b>	4.16	4.3	---	0.14	2.16
<b>17-18</b>	4.16	4.1	---	0.06	2.10
<b>18-19</b>	4.16	4.5	---	0.34	1.76
<b>19-20</b>	4.16	4.5	---	0.34	1.42
<b>20-21</b>	4.16	4.5	---	0.34	1.08
<b>21-22</b>	4.16	4.8	---	0.64	0.44
<b>22-23</b>	4.16	4.6	---	0.44	0.00
<b>23-24</b>	4.16	3.3	0.86	---	0.98
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>7.05%</b>	<b>7.05%</b>	<b>-</b>

Le volume maximal journalier est de  $Q_{\max, j} = 13733,66 \text{ m}^3/\text{j}$  (d'après le chapitre N°2)

Donc :

$$V_r = \frac{7.13 * 13733.66}{100} = 979.21 \text{ m}^3$$

Vue l'importance de volume le réservoir sera subdivisé en deux

Donc le volume total sera de :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 979.21 + 2 * 120 = 1219.21 \text{ m}^3$

Ü Le volume normalisé est de  $2 * 750 \text{ m}^3$

### Ø Dimensions des réservoirs

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

On prend:  $h = 4 \text{ m}$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 15.54 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 16 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 750}{3,14 * 16^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3.73 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{750}{3.73} \Rightarrow \mathbf{S = 201.07 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

La hauteur sera majorée par une hauteur dite matelas d'air qui varie de 0.25 à 1m

Donc :  $H = h + R$

On prend:  $R = 0,77 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = 3.73 + 0,77 \Rightarrow \mathbf{H = 4.5 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur d'incendie est calculée en divisant le volume d'incendie par la surface de la cuve :

$$h_{inc} = \frac{120}{201.07} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,60 \text{ m}}$$

Les différentes dimensions et niveaux d'eau pour chaque cuve sont représentés dans la figure IV.3

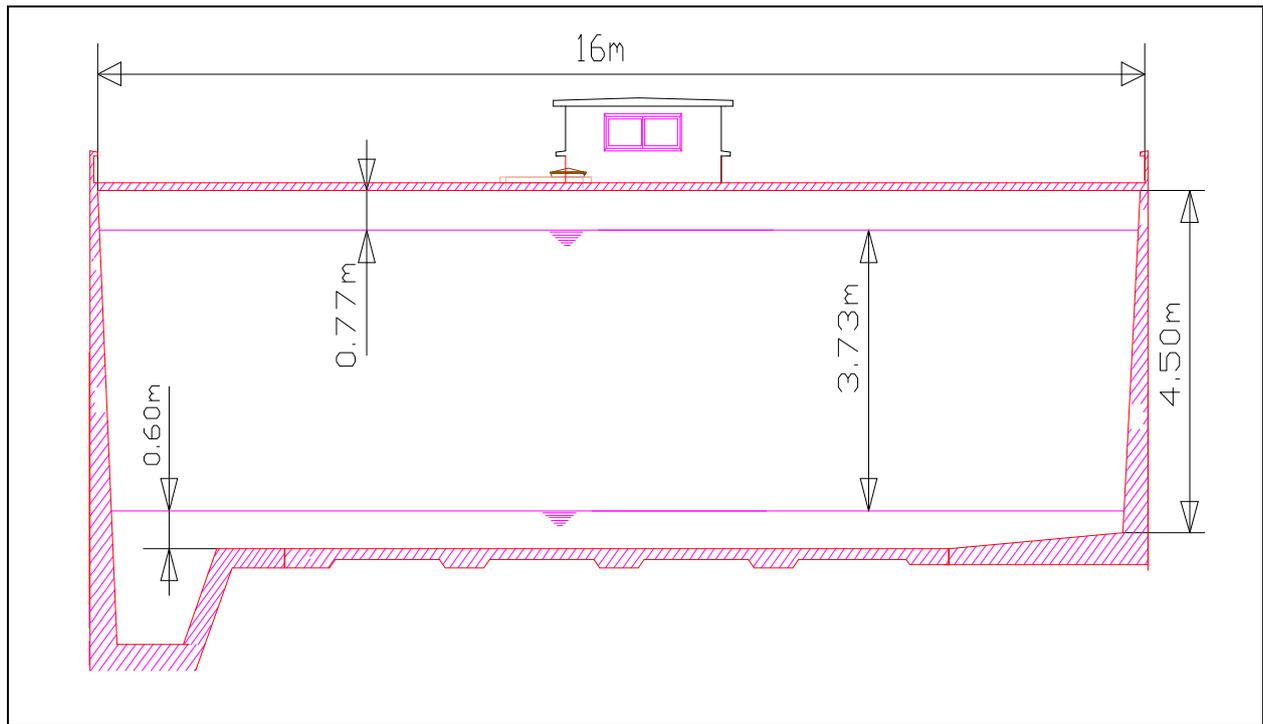


figure IV-4. Dimensions et niveaux d'eau du réservoir de Lakhdaria

### III-4-3. Bâche de la station de pompage :

La station de pompage se situe à l'aval immédiat de la station de traitement. Les pompes sont alimentées par la bâche de reprise. La bâche de reprise est alimentée par la station de traitement. La station de pompage alimente le réservoir de Kadiria. Le débit entrant à la station de pompage est de  $1.5552 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Donc le volume de la bâche de reprise est :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot j \cdot t}{24}$$

$$V_{\text{bâche}} = \left( \frac{134369.28}{24} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 1399.68 \text{ m}^3$$

En choisissant un volume normalisé de  $1500 \text{ m}^3$ .

### IV-5. Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- Û dispositifs d'alimentation et de départ ;
- Û trop-plein et vidange ;
- Û un système de matérialisation de la réserve d'incendie
- Û trappes d'accès et échelles ;
- Û D'une conduite by-pass.

#### IV-5-1. Dispositifs d'alimentation :

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Ø Arrivée par surverse
- Ø Arrivée par surverse noyée
- Ø Arrivée par le bas
- Ø Arrivée par le fond

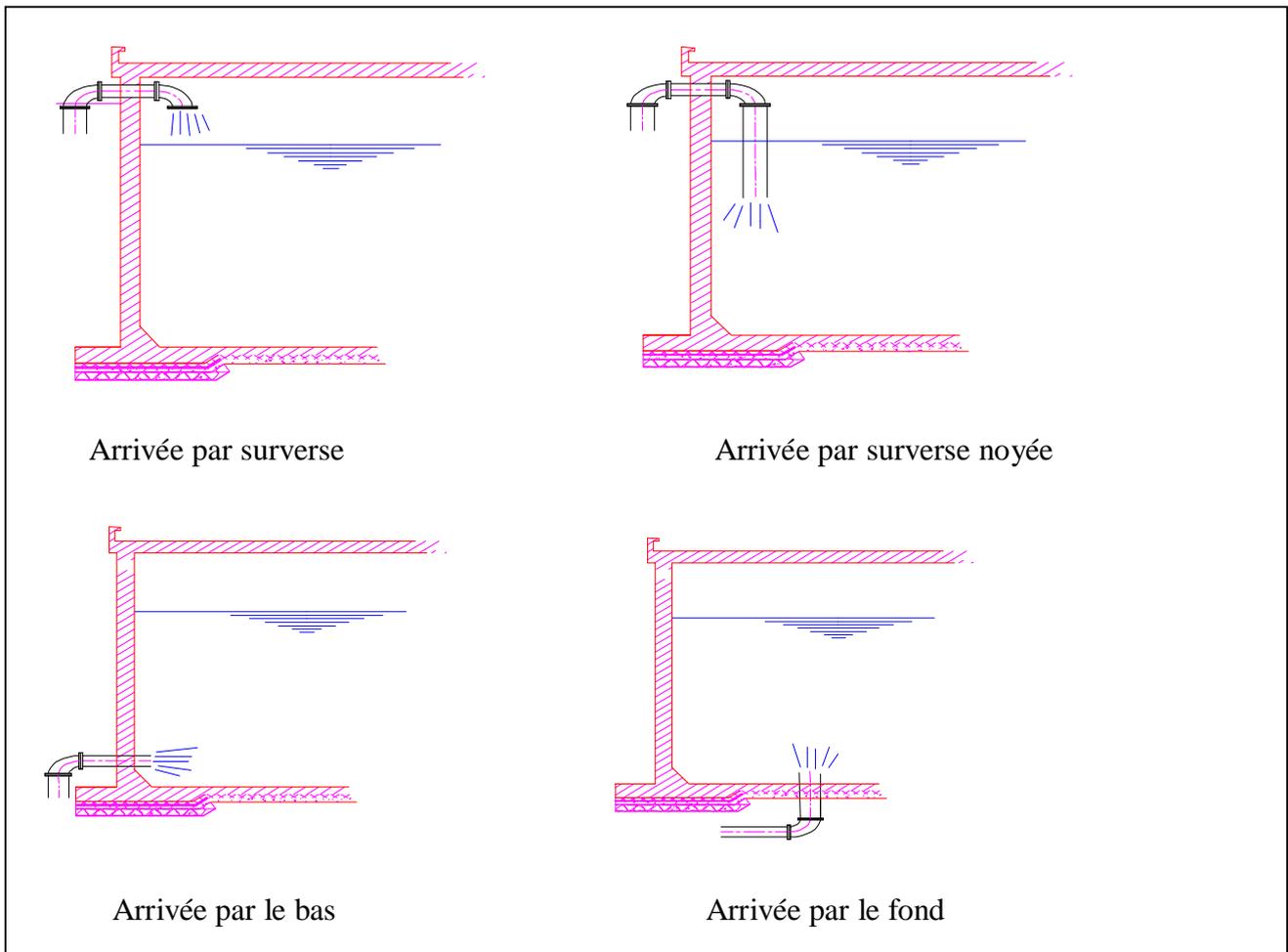


figure IV-5. Différentes alimentation d'un réservoir

**IV-5-2. Trop plein et vidange :**

Ils peuvent se faire de la façon suivante

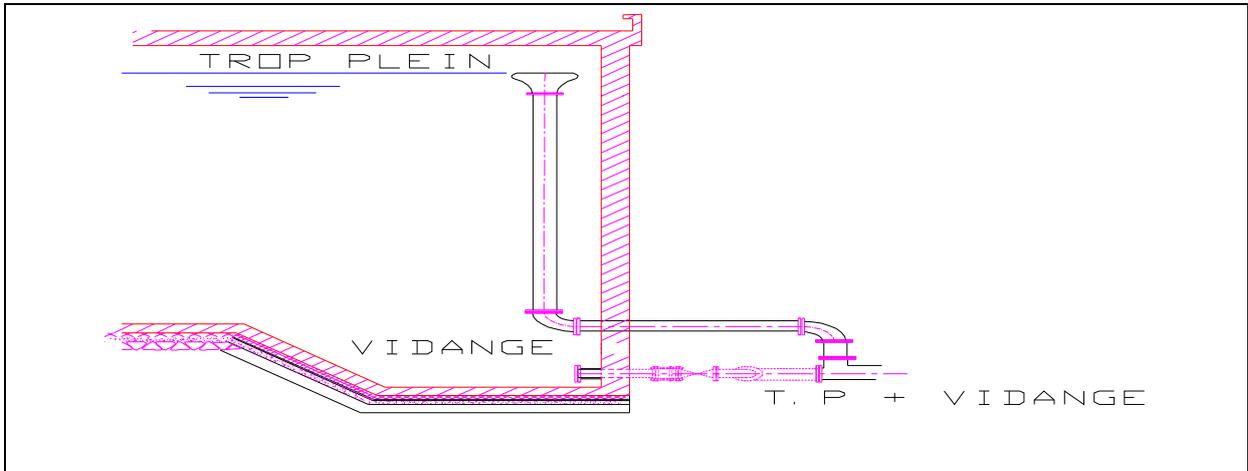


figure IV-6. Trop plein et vidange

**IV.5.3- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :**

C'est un à une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance comme le montre la figure suivante :

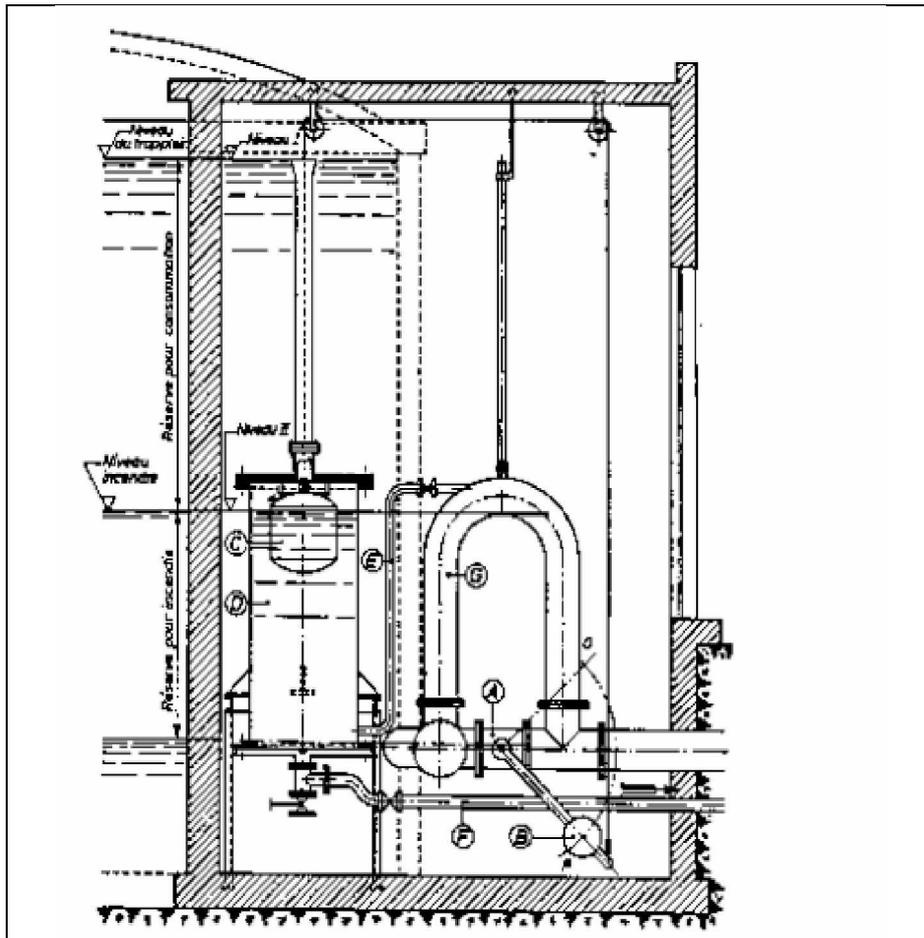


figure IV-7. Système d'incendie à évent

**IV-5-4. Trappes d'accès et échelles**

La trappe d'accès est représentée comme suit :

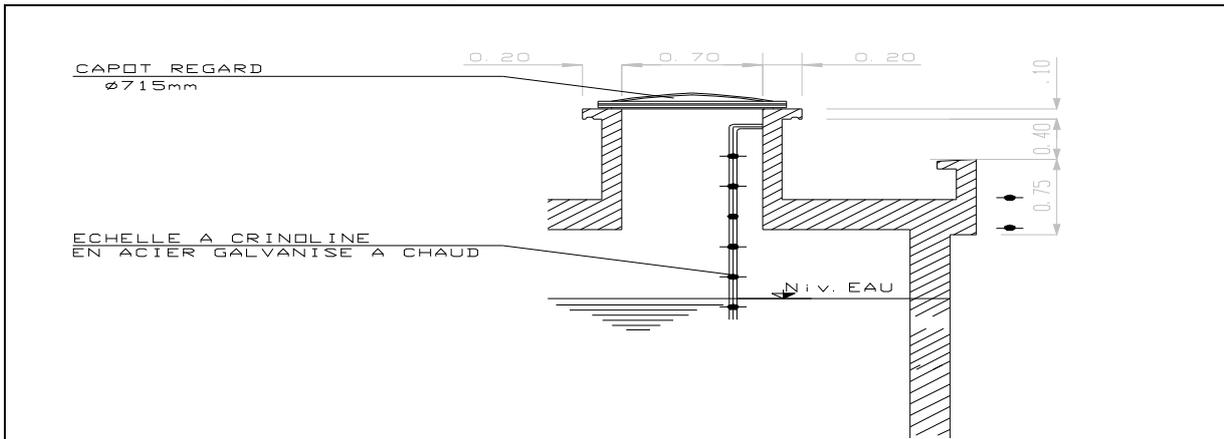


figure IV-8. Trappe d'accès

**IV-5-5. Conduite by-pass :**

Elle sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir.

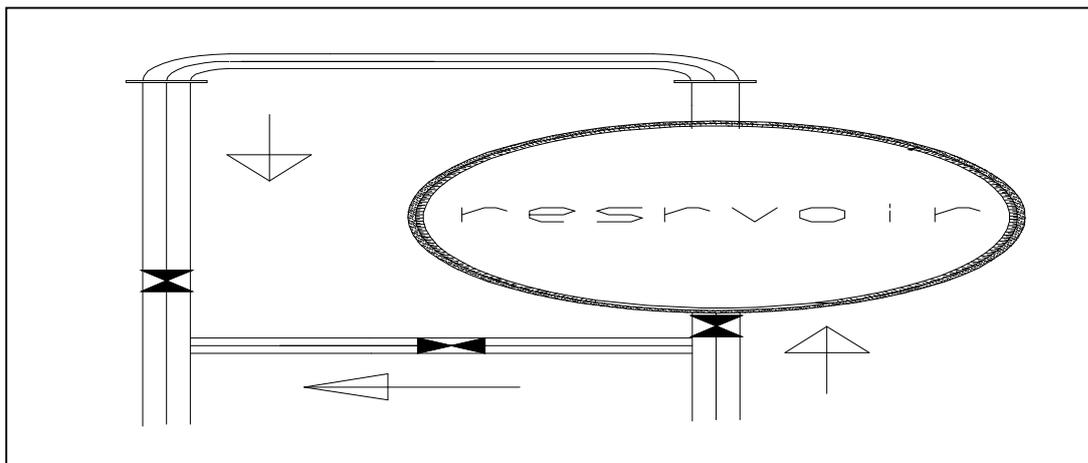


figure IV-9. By-pass

**IV-6. Emplacement des réservoirs :**

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

La figure suivante illustre les différents emplacements :

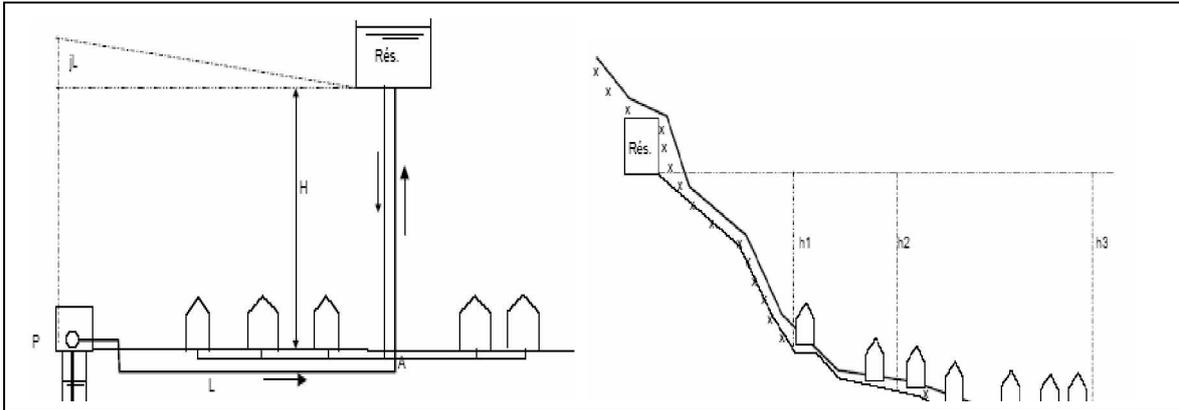


figure IV-10. Emplacements des réservoirs

**IV-7. Hygiène et sécurité des réservoirs :**

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Ø Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- Ø L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Ø Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

**IV-8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :**

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

Ø **1<sup>er</sup> cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV-11).

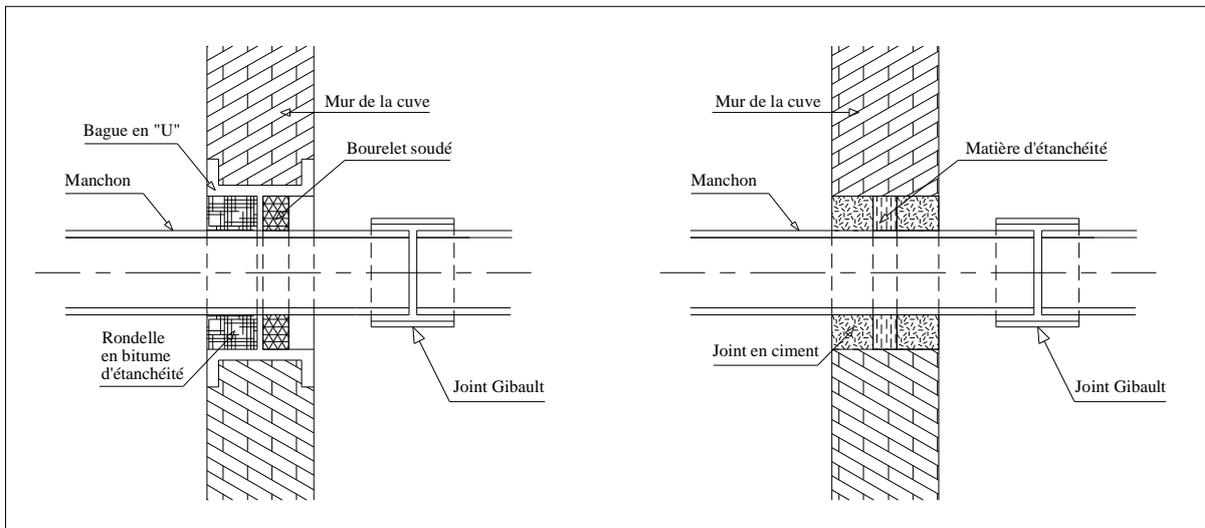


Figure IV-11. Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

Ø 2<sup>ème</sup> cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure IV-12).

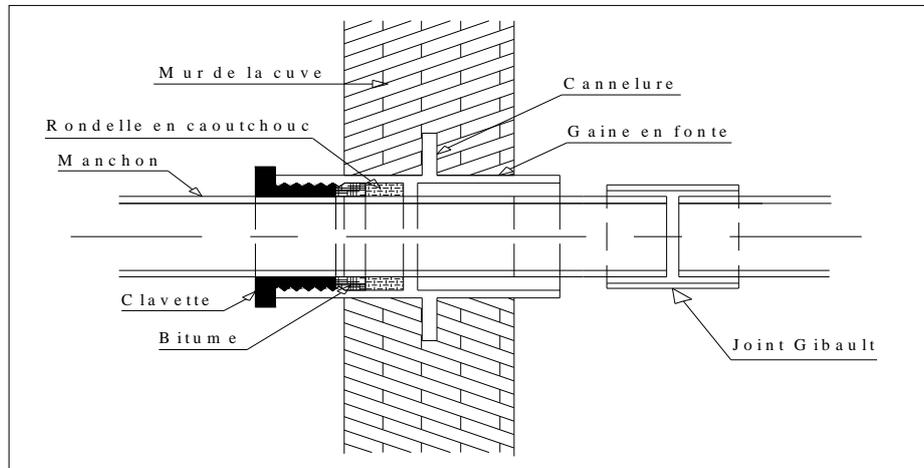


Figure IV-12. Traversée des conduites (Gaine en fonte)

### Conclusion :

L'étude précédente à permet de calculer les capacités des réservoirs qui sont comme suit :

1. Un réservoir de capacité de 500 m<sup>3</sup> pour l'alimentation de la ville de Kadiria
2. Deux réservoirs jumelés de capacité de stockage de 750 m<sup>3</sup> chacun pour l'alimentation de la ville de Lakhdaria

Les réservoirs seront alimentés par une station de pompage dont l'étude fera l'objet de chapitre suivant.

**Introduction :**

La topographie d'une région et la position de la source d'alimentation, peut nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

Le but de ce chapitre est de déterminer le type de pompe qui assure la charge et le débit demandés, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

**V-1. Choix du type de pompe :**

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

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

Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes CAPRARI qui sont fabriquées en série

**V-2. Couplage des pompes :**

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit :

Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle.

Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

**V-2-1. Couplage en parallèle :**

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Ø Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ø La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée  $H$  les débits abscisses de chaque groupe.

Dans la figure V-1 on représente l'évolution des caractéristiques pour un couplage en parallèle.

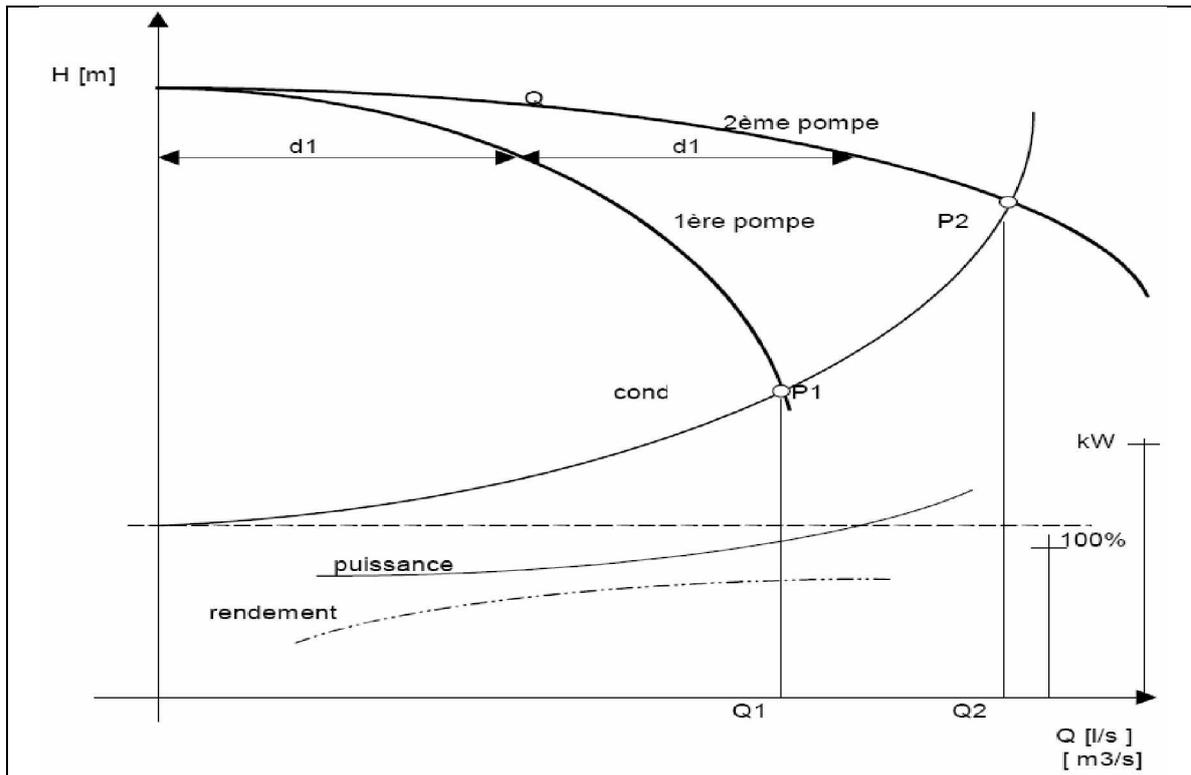


figure V-1 .couplage en parallèle

**V-2-2. Couplage en série :**

Pour ce type de couplage, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

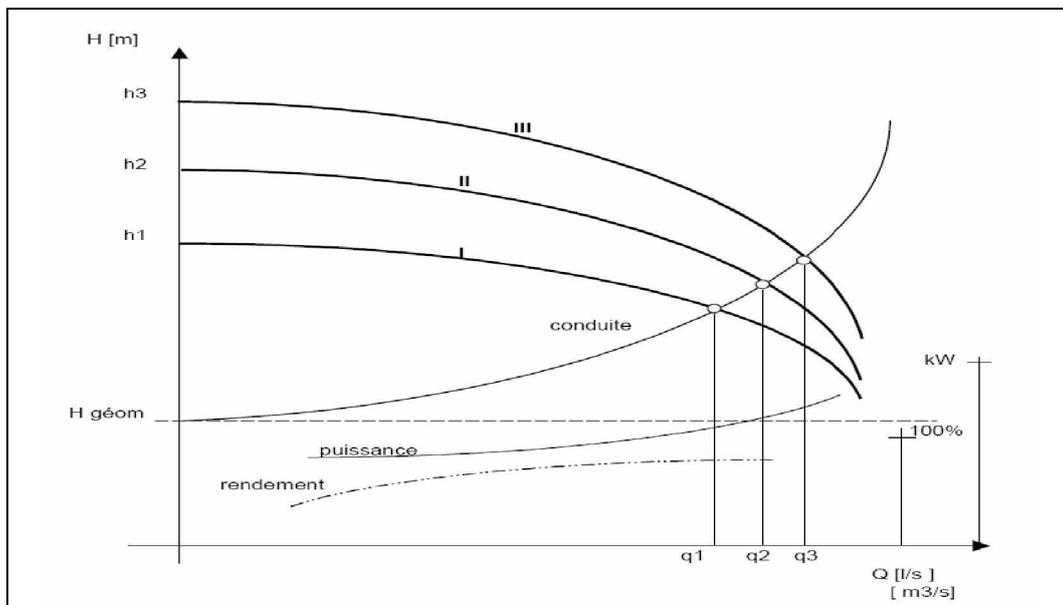


figure V-2. Couplage en série

Remarque : Dans tous les cas, la hauteur résultant du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

### V-3. Choix du nombre de pompes :

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Ø Nombre de pompes minimal ;
- Ø Meilleur rendement ;
- Ø Charge nette d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale ;
- Ø Nombre d'étage minimal ;
- Ø Puissance absorbée minimale.

Pour notre cas les caractéristiques recherchées sont :  $Q=133.2$  L/s

$HMT=342.6$  m

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie.

Tableau V-1. Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	133.2	342.6	--	--	--	--	--	--	--	--
2	66.60	342.6	PM125/4B	76.2	359	2900	4	324	5.88	460
<b>3</b>	<b>44.40</b>	<b>342.6</b>	<b>PMS100/6A</b>	<b>75.2</b>	<b>359</b>	<b>2900</b>	<b>6</b>	<b>250</b>	<b>5.83</b>	<b>273</b>
4	33.30	342.6	PM100/6C	77.5	343	2900	5	144	3.61	273
5	26.64	342.6	PM100/6C	76	336	2900	6	133	3.32	245
6	22.20	342.6	PM80/8B	75	410	2900	8	98.8	3.27	245

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 3 pompes et une pompe de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. La pompe choisie est de type CAPRARI PM100S/6C

### V-4. Courbes caractéristiques des pompes:[3]

Pour chaque type de pompe centrifuge des courbes caractéristiques indiquent, pour chaque vitesse (tr/min) de la pompe, la relation qui existe entre la hauteur de refoulement et le débit refoulé.

Dans une pompe bien conditionnée, elles ont une allure parabolique, l'axe de la parabole étant parallèle à la droite des hauteurs refoulées par la pompe, et la convexité de la parabole tournée vers le haut.

La figure V-3 montre les différentes courbes qui caractérisent une pompe

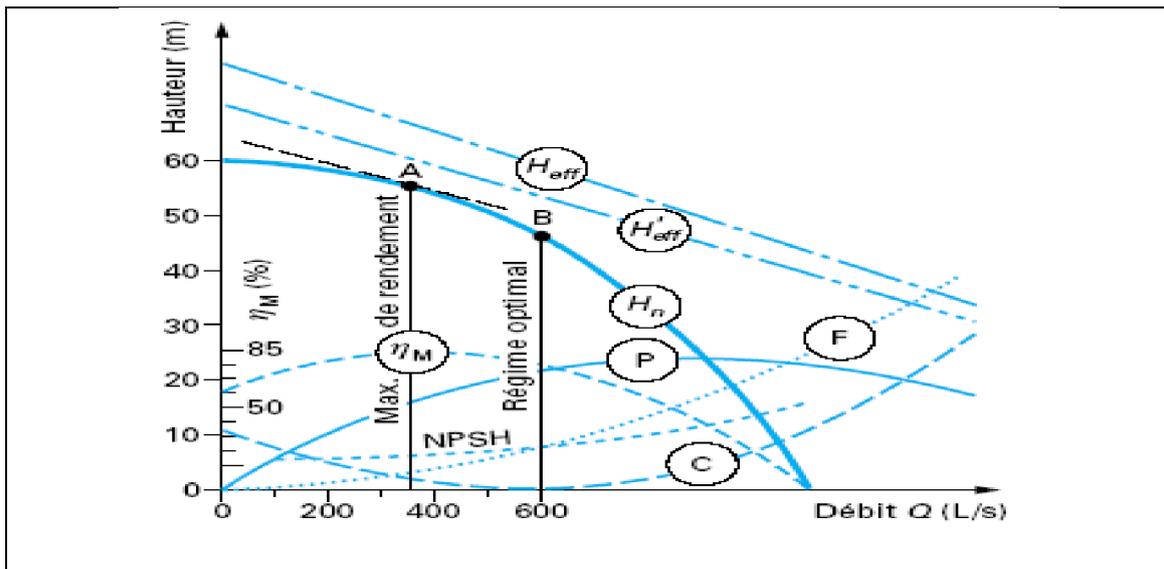


figure V-3. Courbes caractéristiques d'une pompe

Avec :  $H_{eff}$  : hauteurs théoriques effectivement engendrées (nombre d'aubes infini, d'épaisseur nulle)

$H'_{eff}$  : hauteurs théoriques effectivement engendrées avec des aubes réelles, en nombre fini

C : pertes de charge dues aux chocs de l'eau à l'entrée et à la sortie des aubes

F : pertes de charge dues aux frottement de l'eau dans les aubes

$H_n$ : hauteurs nettes engendrées :  $H_n = H'_{eff} - (C + F)$

$\eta_M$ : rendements manométriques en % :  $\eta_M = H_n / H_{eff}$

NPSH : hauteurs nettes d'aspiration (net positive suction head)

P puissance absorbée par la pompe

Dans le cas où la vitesse de rotation change on aura les allures présentées dans la figure V-4 :

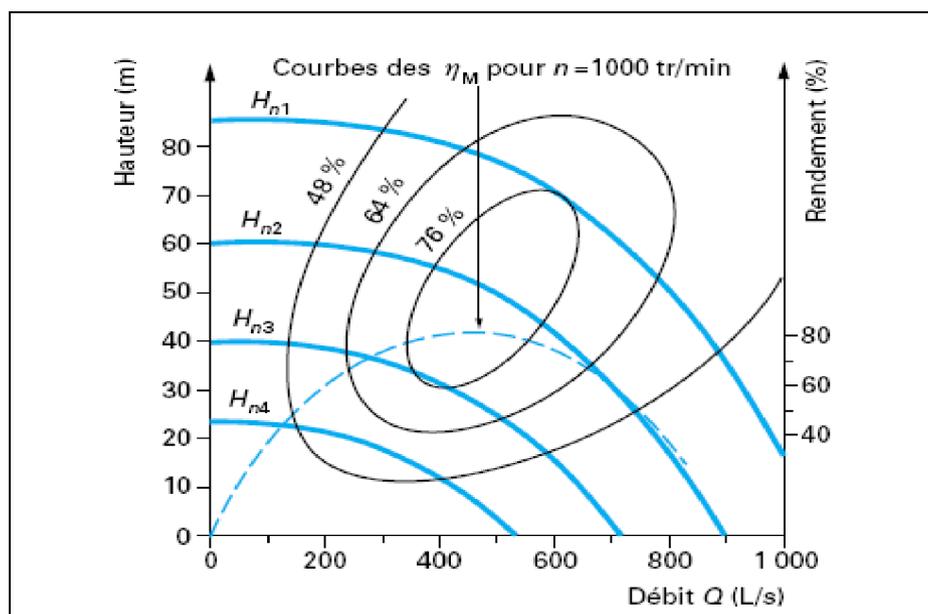


figure V-4. Courbes caractéristiques d'une pompe à vitesse de rotation variable

Avec :  $H_{n1}$   $H_{n2}$   $H_{n3}$   $H_{n4}$  hauteurs nettes engendrées aux vitesses  $n_1$   $n_2$   $n_3$   $n_4$  (en tr/min)

Pour une même hauteur  $H_n$  on a :  $Q_1/n_1 = Q_2/n_2 = \dots = Q_n/n_n$

Pour un même débit  $Q$  on a :  $H_{n1} / H_{n2} = (n_1/n_2)^2$

Courbes 48 %, 64 %, 76 % : courbes d'équivalences ou colline des rendements.

Pour éviter toute difficulté de démarrage de la pompe sur une conduite de refoulement sous pression, il est d'ailleurs indispensable que l'arc de parabole représentant la caractéristique Q- H (débit hauteur) ait une allure toujours tombante, autrement dit que l'axe de symétrie de cette courbe soit situé en dehors du graphique, à gauche de l'axe des hauteurs, engendrées, parallèlement à ce dernier.

Cette condition implique que la hauteur à débit nul de la pompe (hauteur de barbotage) soit supérieure à celle correspondant à la pression à l'intérieur de la conduite sur laquelle elle refoule.

**NPSH** : ce sigle américain, introduit en France par les pétroliers ( Net Positive Suction Head) peut se traduire par **hauteur nette d'aspiration**, c'est-à-dire hauteur d'aspiration, déduction faite de la tension de vapeur de l'eau. C'est une notion excessivement importante dont il doit être tenu le plus grand compte dans le choix d'une pompe, si l'on veut obtenir le meilleur rendement et surtout éviter le phénomène de cavitation.

Pour la présente étude les courbes caractéristiques de la pompe choisie (CAPRARI PM100/5A) sont représentées dans la figure V-5

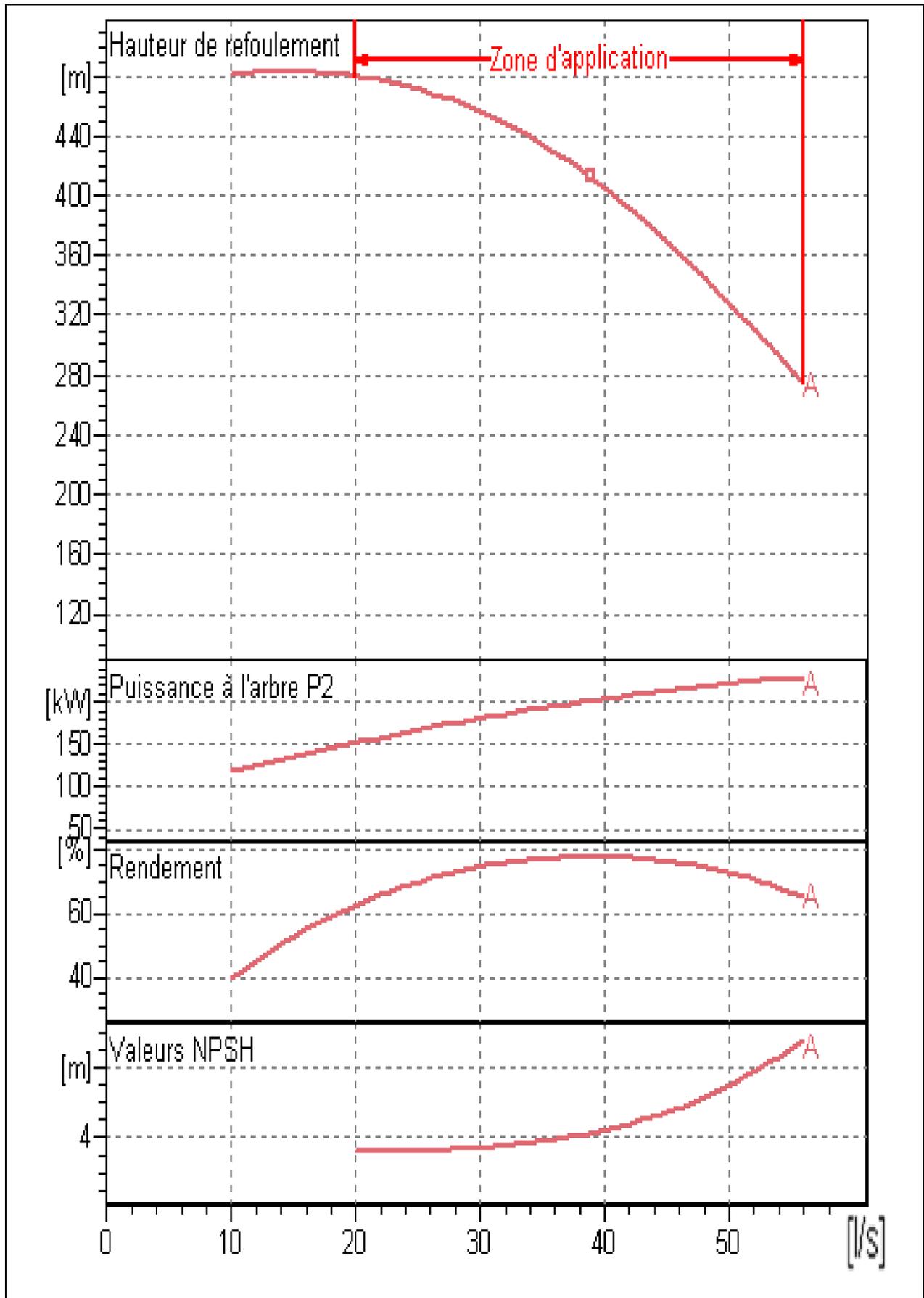


figure V-5. Courbes caractéristiques de la pompe PMS100/6A

**V-5. Point de fonctionnement:**

Pour déterminer le point de fonctionnement d'une pompe il nous faut le débit et la hauteur manométrique engendrée par une pompe donnée, débitant dans un réseau ou une conduite.

La perte de charge totale d'une conduite, en fonction du débit du liquide, sera reportée sur un graphique. On obtient ainsi la courbe caractéristique de la conduite. La perte de charge est proportionnelle au carré du débit et la courbe est une parabole.

On peut également représenter la hauteur géométrique d'élévation en fonction du débit, ce qui permet de déterminer d'une façon simple, pour chaque débit, la somme de H géom et J.

A la figure V-6, ces courbes sont représentées, de même que la courbe caractéristique  $Q_H$  d'une pompe.

La hauteur manométrique de la pompe sera égale à la somme de la hauteur géométrique totale et de la perte de charge totale dans les conduites

Le point de fonctionnement est le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et la courbe caractéristique de la conduite.

La figure V-6 montre la méthode de détermination de point de fonctionnement.

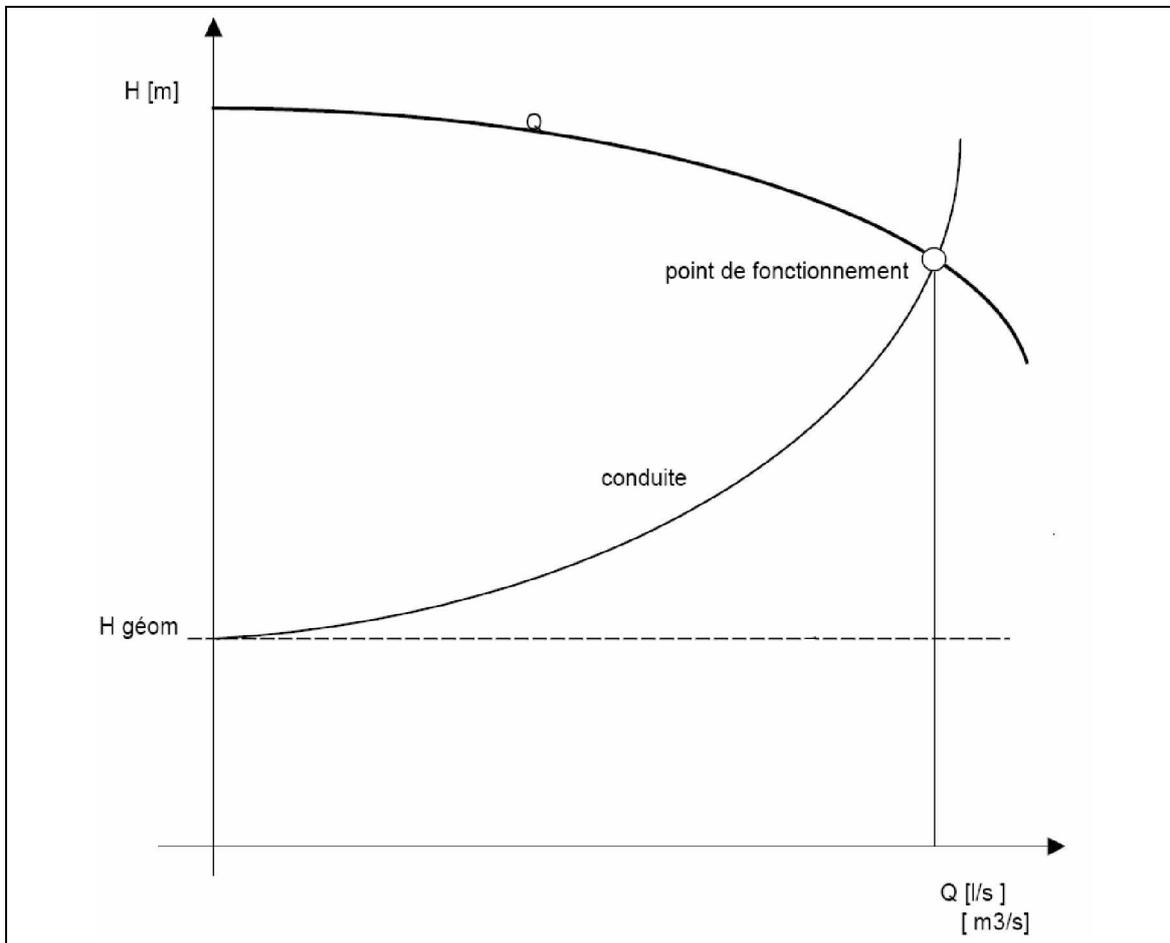


figure V-6. Détermination de point de fonctionnement

**Ø Courbe caractéristique de la conduite :**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin}$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5}$$

$\lambda$  : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,  $\lambda = 0,030$  (voir chapitre III)

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

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

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

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

Tableau V-2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m <sup>3</sup> /s)	3Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	Δh <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	Δh <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0.009	0.027	167	8377	300	0.03	8.949	9.843	176.843
2	0.013	0.039	167	8377	300	0.03	18.671	20.538	187.538
3	0.025	0.075	167	8377	300	0.03	69.048	75.953	242.953
4	0.05	0.15	167	8377	300	0.03	276.192	303.811	470.811
5	0.075	0.225	167	8377	300	0.03	621.432	683.576	850.576
6	0.1	0.3	167	8377	300	0.03	1104.769	1215.245	1382.245
7	0.125	0.375	167	8377	300	0.03	1726.201	1898.821	2065.821
8	0.14	0.42	167	8377	300	0.03	2165.346	2381.881	2548.881

La courbe caractéristique de conduite est représentée dans la figure V-7

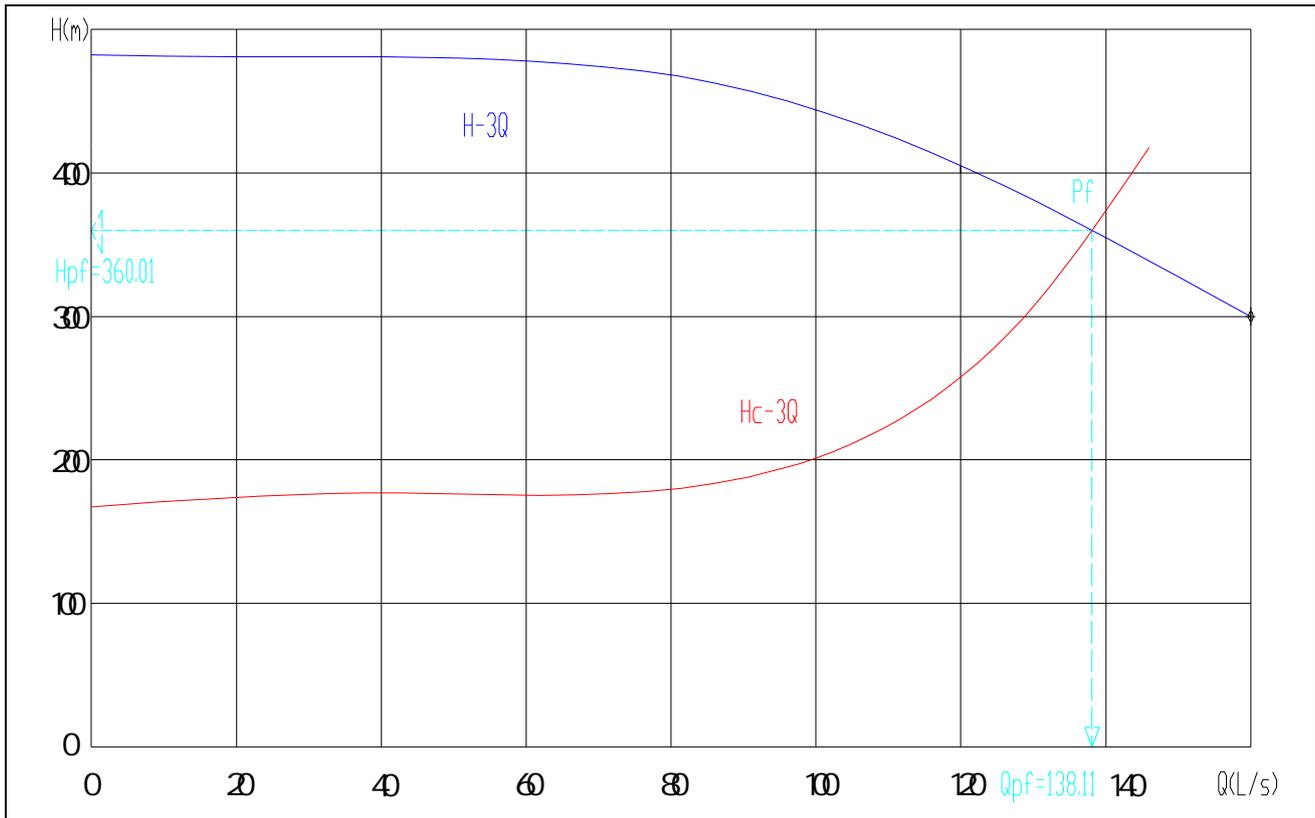


figure V-7. point de fonctionnement des pompes

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 138.11L / s \text{ w } Q_{app} = 133.2L / s \\ H_{Pf} = 360.01m > H_{app} = 342.6m \end{cases}$$

**V-6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :**

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par deux types de réglage.

**V-6-1. Débit disponible > Débit appelé**

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- Ø **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.
- Ø **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

$\eta_{ap,van}^{inst}$  : rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{av,van}^{inst}$  : rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

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

$$h_v = H'_c - H_{app}$$

$H'_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

Ø **Réglage qualitatif** : c'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité  $Q=V*S$

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé ;

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}}$$

$Q_E$  : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

**\*Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}}$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

Ø **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc.)

Ø **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

$t$  : 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 ( $m^3/h$ ).

Ø **Changement du type de la pompe** : dans le cas où c'est possible.

#### V-6-2. - Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

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

Ø **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.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage.

#### V-6-3. application des types de réglage :

Ø **Vannage**

- $H_c = 372.02$  m (d'après la figure V-8)
- $h_v = 372.02 - 342.6 \Rightarrow h_v = 29.42$  m.
- $\eta_{ap,van}^{inst} = 75.2 * \frac{342.6}{342.6 + 29.42} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 69.25 \%$
- Moyennant la formule  $P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$ , on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$  avec :

$n$  : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{133.2}{3} \Rightarrow Q = 44.4L/s. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9.81 * 0.0444 * 342.6}{0.6925} \Rightarrow P_{abs} = 215.49Kw.$$

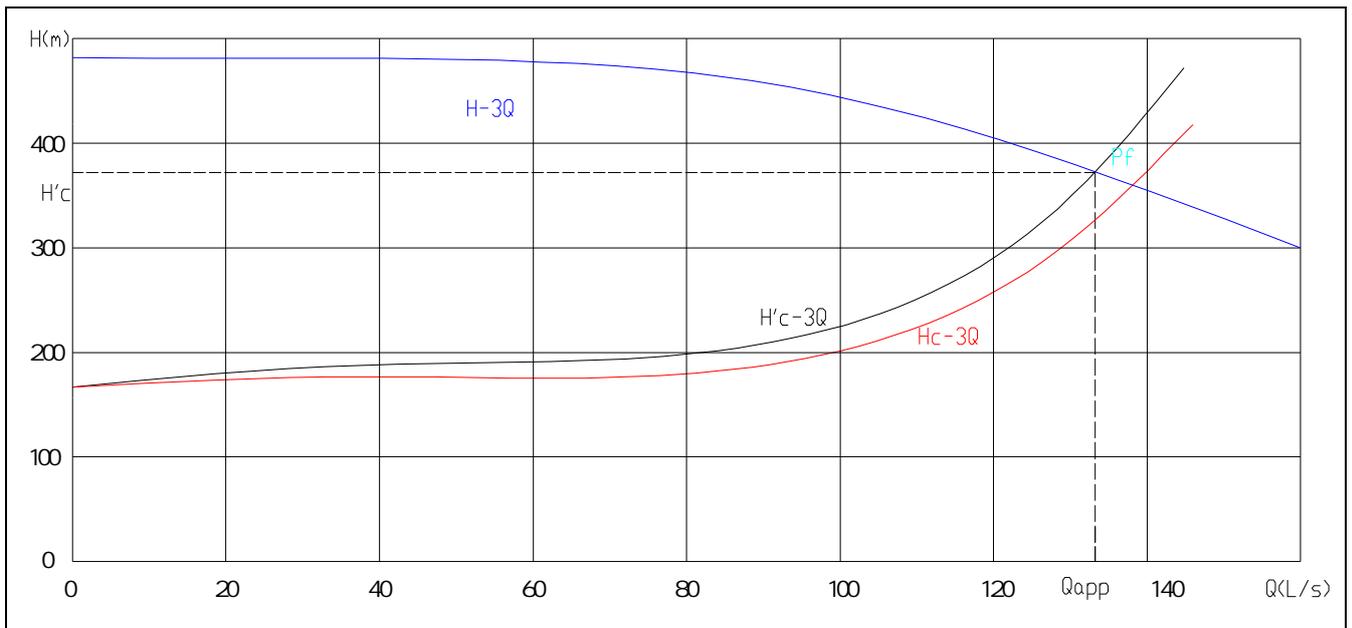


figure V-8. Réglage par vannage

Ø Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{133.2}{138.11} * 24 \Rightarrow t' = 23h \ 8min \ 48sec$
- Le rendement correspondant au débit  $Q_A = 133.2 \text{ L/s}$  est : 75.2 %

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

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

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

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

, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

avec : n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{133.2}{3} \Rightarrow Q = 44.4 \text{ L/s} . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0.0444 * 342.6}{0,752} \Rightarrow P_{abs} = 198.44 \text{ Kw}$$

Ø Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que :  $H = \frac{342.6}{(479.52)} * Q \Rightarrow H = 0.714 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera :  $d = 273 * \sqrt{\frac{133.2}{135.35}} \Rightarrow d = 270.8 \text{ mm}$ .
- Le coefficient de rognage est :  $m = \sqrt{\frac{133.2}{135.35}} \Rightarrow m = 0,99$ .
- Le rendement de rognage est :  $R = (1 - 0,99) * 100 \Rightarrow R\% = 1\% < 15\%$   
 $\Rightarrow$  Le rognage est une solution efficace

- Le rendement après rognage est : **75%** (figure V-1)
- La puissance absorbée :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 133,2 * 342,6}{0,75 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 165,80 \text{ Kw}$ .

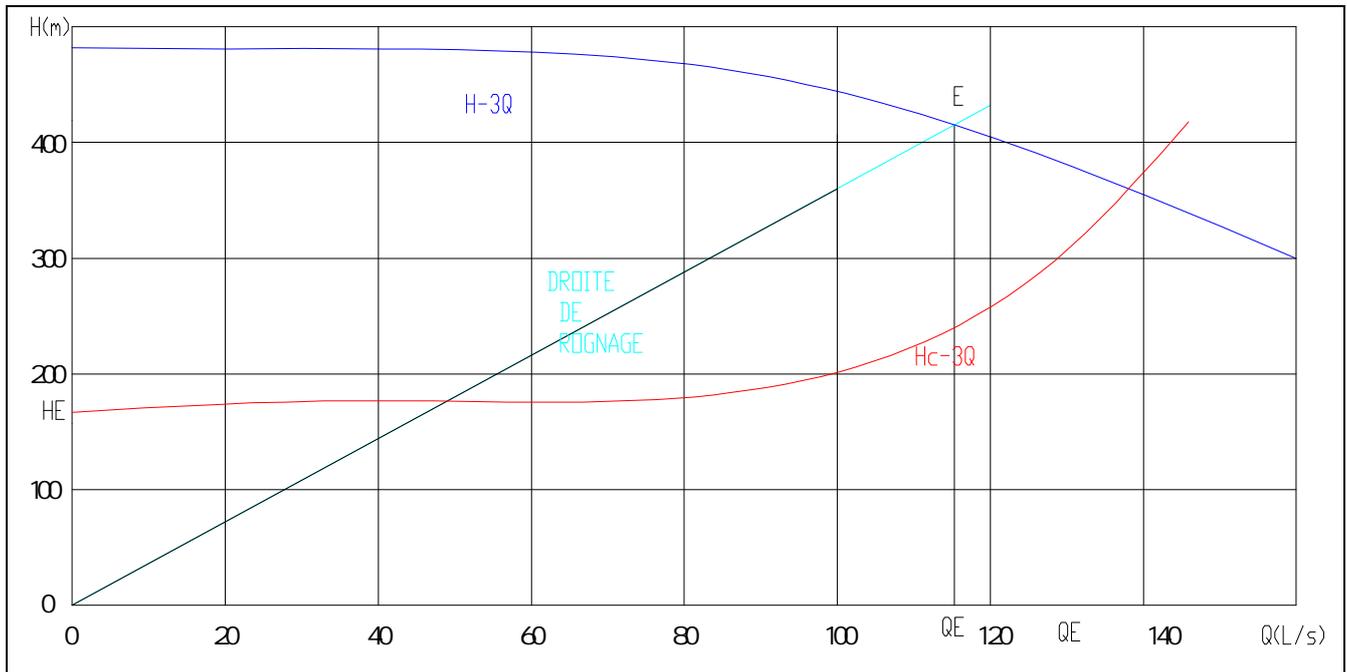


figure V-9. Réglage par rognage

### Conclusion

On opte pour le réglage par diminution de temps de pompage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

### **V-7. Etude de la cavitation :**

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue ,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.



figure V-10. Roue soumise à la cavitation

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. La cavitation apparaît pour  $NPSH_{dispo} > NPSH_{requis}$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

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

On prend :  $r = 0,3$  m.

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

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp}$$

$V_a$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

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

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

Avec :  $H$  : altitude de la station.

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

Tableau V-3. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$T_v$ (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

$\Delta h_{asp}$  : perte de charge totale du coté aspiration.

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

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.1 (chapitre III).

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right)$$

$L_r$  : longueur du collecteur de refoulement,  $L_r = 50$  m ;

$l_r$  : longueur de la conduite de refoulement,  $l_r = 1,5$  m ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ( $m^3/s$ ) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}}$$

Avec :  $V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend:  $V_c = 1,5$  m/s.

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

### Ø Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$

$\nabla_{axe}$  : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

$\nabla_{min}$  : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

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

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

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

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

### Application

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 5.83$  m.
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 206 \Rightarrow P_{at} = 10.05$  mce
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,33 * DN1$

$$DN1 = 150 \text{ mm}$$

Donc :  $D_a = 1,33 * 150 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 133.2 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_a = 4.24 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 133.2 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,336 \text{ m}$$

On pose  $D_c = 0,3 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 133.2 * 10^{-3}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_c = 1,89 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 300mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{50 * (133.2 * 10^{-3})^2}{0,3^{5,3}} + \frac{1,5 * (33.3 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,924m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,924 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 1.06m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5.83 + 0.3 - 10.05 + 0.24 + \frac{4.24^2}{2 * 9.81} + 1.09 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -1.67 m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.05 - 5.83 - 0.3 - 0.24 - \frac{4.24^2}{2 * 9.81} - 1.09 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1.67m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 206 - 4.98 + 0,6 \Rightarrow$

$$\nabla_{min} = 201.62mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 201.62 + (1.67) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 202.99mNGA$

#### V-8. Encombrement de la pompe :

L'encombrement de la pompe est représenté d'après le catalogue de Caprari dans la figure suivante :

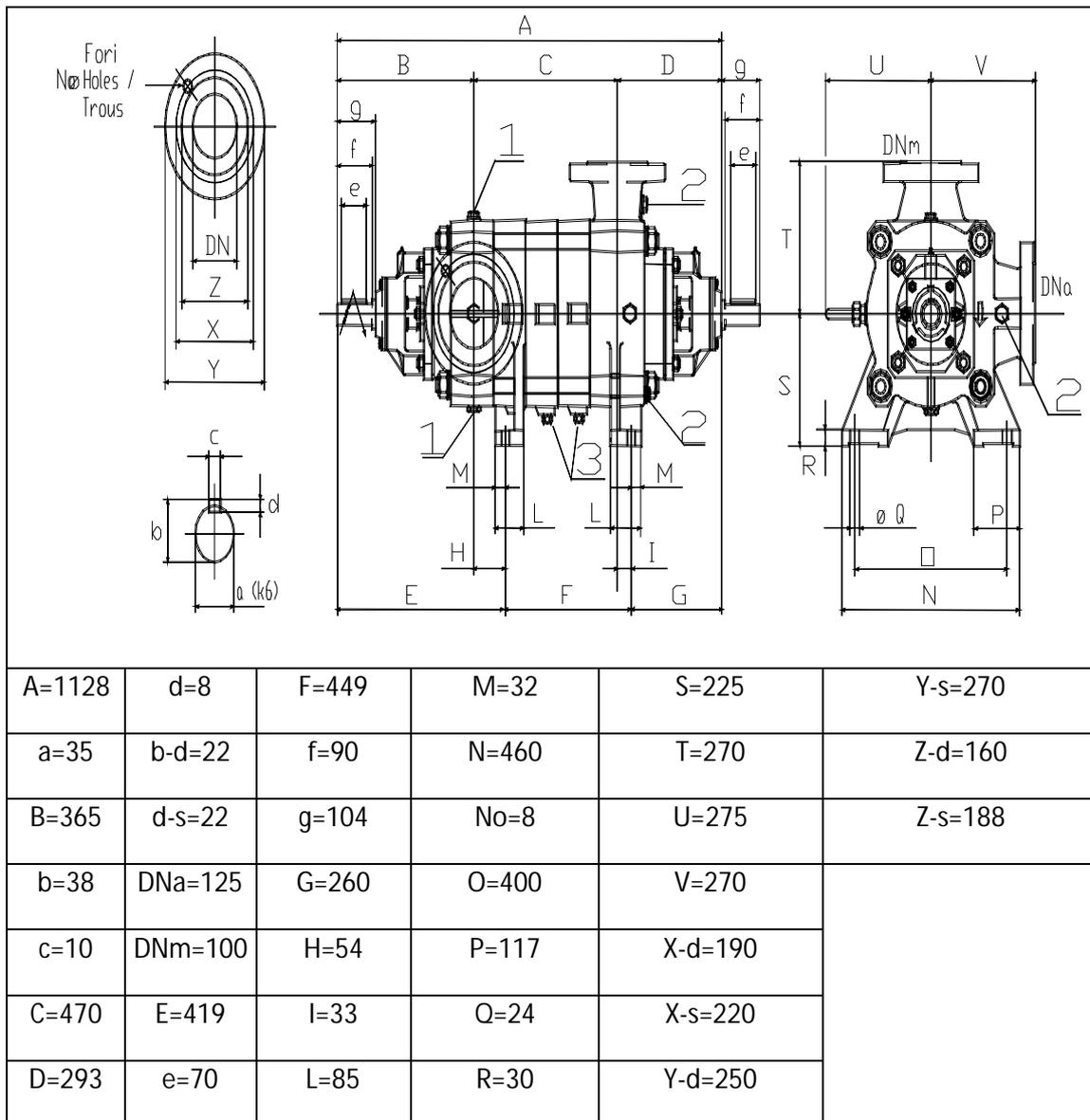


figure V-11. Encombrement de la pompe Caprari PM100/6C

**V-9. Choix du moteur électrique :**

**V-9-1. Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Ø Puissance absorbée minimale ;
- Ø Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Ø Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

**V-9-2- Vitesse de rotation du moteur**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

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

Où:

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

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

**V-9-3. Puissance fournie par le moteur**

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

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

Où :

$P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

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

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

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;

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

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

On prend :  $\eta_m = 92 \%$ .

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

*Tableau V-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance*

<b>P<sub>abs</sub> (Kw)</b>	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	w 200
<b>K</b>	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

**Application :**

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

Ø Fréquence	50HZ
Ø Tension nominale	400V
Ø Vitesse nominale	2950 tr/min
Ø Nombre de pôles	2
Ø Puissance nominale P2	250 Kw
Ø Type de moteur	3~
Ø Courant nominal	-A
Ø Classe d'isolation	F
Ø Degré de protection	IP 55

**Conclusion :**

D'après l'étude faite dans ce chapitre, l'élévation de l'eau le long de la conduite de refoulement, nécessite :

- 03 pompes +1 pompe de secours ;
- Type de pompe : CAPRARI PM100S/6C
- Diamètre de roue : 270.8 mm
- Vitesse de rotation de la roue : 2900 (tr/min)
- Accouplées à un moteur caractérisé par :
 

Une fréquence	50HZ
Une tension nominale	400V
Une vitesse nominale	2950 tr/min
Un nombre de pôles	2

Les pompes sont installées à une côte de 202.99 m NGA

**Introduction :**

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

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

**VI-1.Causes du coup de bélier :**

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

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

1. *La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.*
2. *Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.*
3. *Modification de la vitesse d'une pompe .*
4. *Variation d'un plan d'eau.*
5. *L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.*

**VI-2. Risques dus au coup de bélier :**

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

- Ø **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- Ø **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier, qui peut être l'apparition d'une pression négative. Si cette pression devient inférieure à  $-10$  mCE, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut s'aplatir par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

- Ø **Fatigue du tuyau** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

**VI-3.description des phénomènes physiques:[5]****VI-3-1. Etat d'équilibre d'un système hydraulique**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque des forces agissant sur un système est modifiée. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y'a un état d'équilibre permanent .en fait, il y'a un équilibre entre l'énergie disponible (ou potentiel) et les énergies dues aux mouvements

(cinétique) et perdues par frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne. C'est une manifestation de la turbulence. Pour les besoins de l'analyse que nous ferons, nous ne considérons que les effets globaux, moyens dans le temps, de la turbulence, notamment en ce qui concerne l'évaluation des forces de frottements selon le régime d'écoulement.

### **VI-3-2. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions**

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nul. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération. La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et sans transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

On peut analyser un cas particulier.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse  $V_0$  pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure VI-1, peut être décrit en quatre phases.

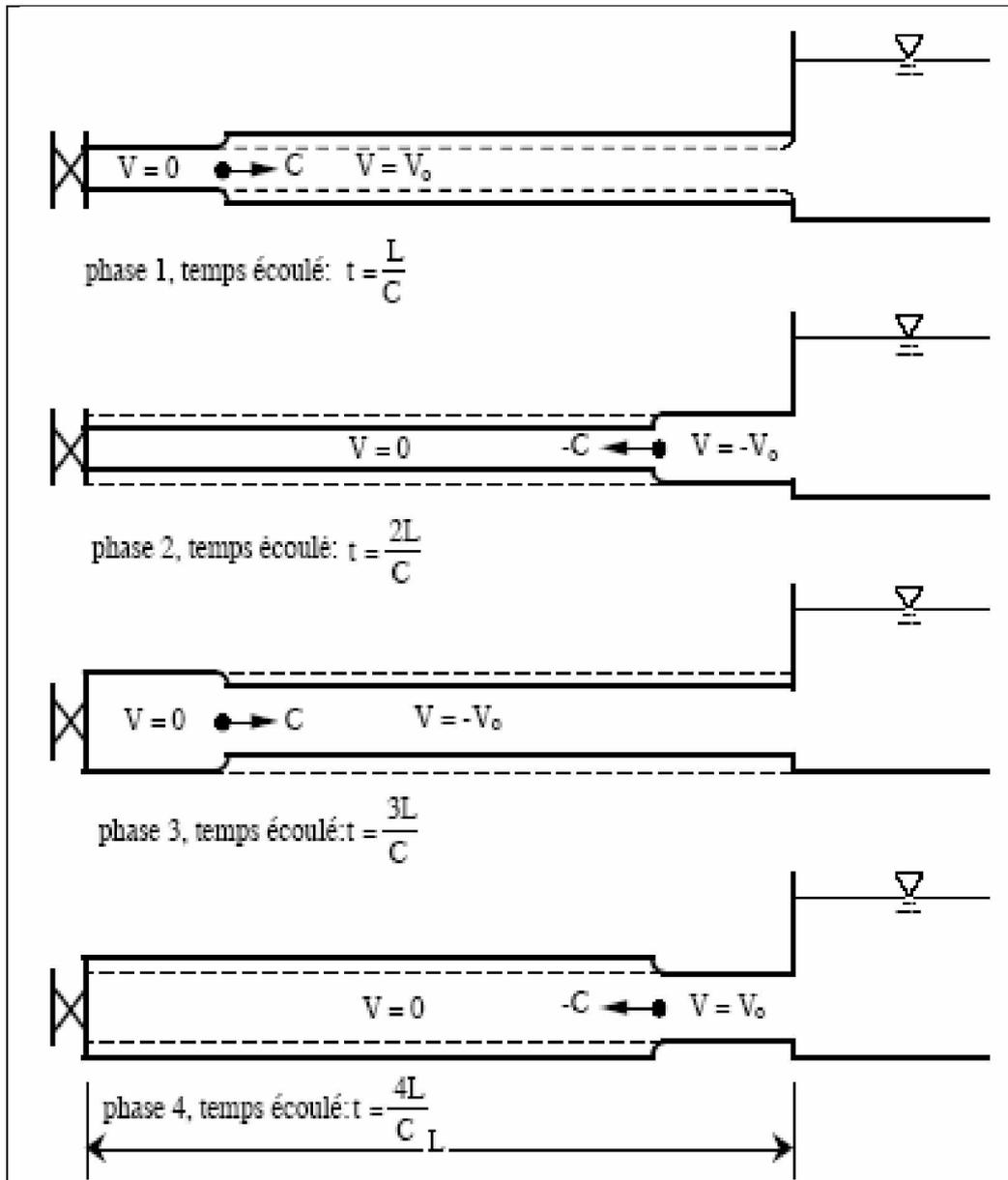


Figure VI-1. Étapes d'un cycle de variation de pression.

- 1) Au temps,  $t = 0$ , la vanne située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle, sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L', sur la célérité de l'onde de déformation 'C'
- 2) Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de

la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse  $V_0$  de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape (1) pourra recommencer.

Ce cycle de période  $T = 4L/C$  se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de la conduite forcée ou de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4,1, et 2.

Dans l'exemple précédent, nous avons considéré que le fluide était parfaitement élastique quel que soit son état de contrainte, compression ou tension. Cependant, en situation réelle, un liquide se rompt en tension. Pour l'eau, une dépression d'environ -10,25 m d'eau entraîne cette rupture. Il se crée alors une cavité de vide ou presque puisqu'il y subsiste une pression de vapeur saturante.

Dans un cas concret, les conséquences de cette rupture sont nombreuses et importantes. Dans le cas que nous avons examiné précédemment, si on admet que cette rupture survient au moment de la fermeture de la vanne et à proximité de celle-ci, le comportement du système sera radicalement différent. Lors de la phase 1 (fig. VI-2), la colonne d'eau n'est plus retenue que par la cavité de vide et elle s'éloignera avec une vitesse initiale  $V_0$ . Puis, dans une deuxième phase, la pression négative de la cavité créera une force de rappel constante qui ralentira la colonne d'eau. Une analyse par modèle mathématique simple permet de constater que cette force de rappel finira par inverser la vitesse de la colonne d'eau et que cette dernière viendra refermer avec une vitesse proche de  $V_0$  la cavité. L'impact, en général assez violent, générera une onde de surpression qui se propagera comme dans les phases 3 et 4 du cas précédent pour recommencer, si la dépression est suffisante par un autre cycle initié par une rupture. Il est important de souligner ici que les étapes 1 et 2 ne se déroulent plus sur des périodes réglées par la célérité de l'onde de pression mais plutôt par des vitesses de l'ordre de celle de l'écoulement initial.

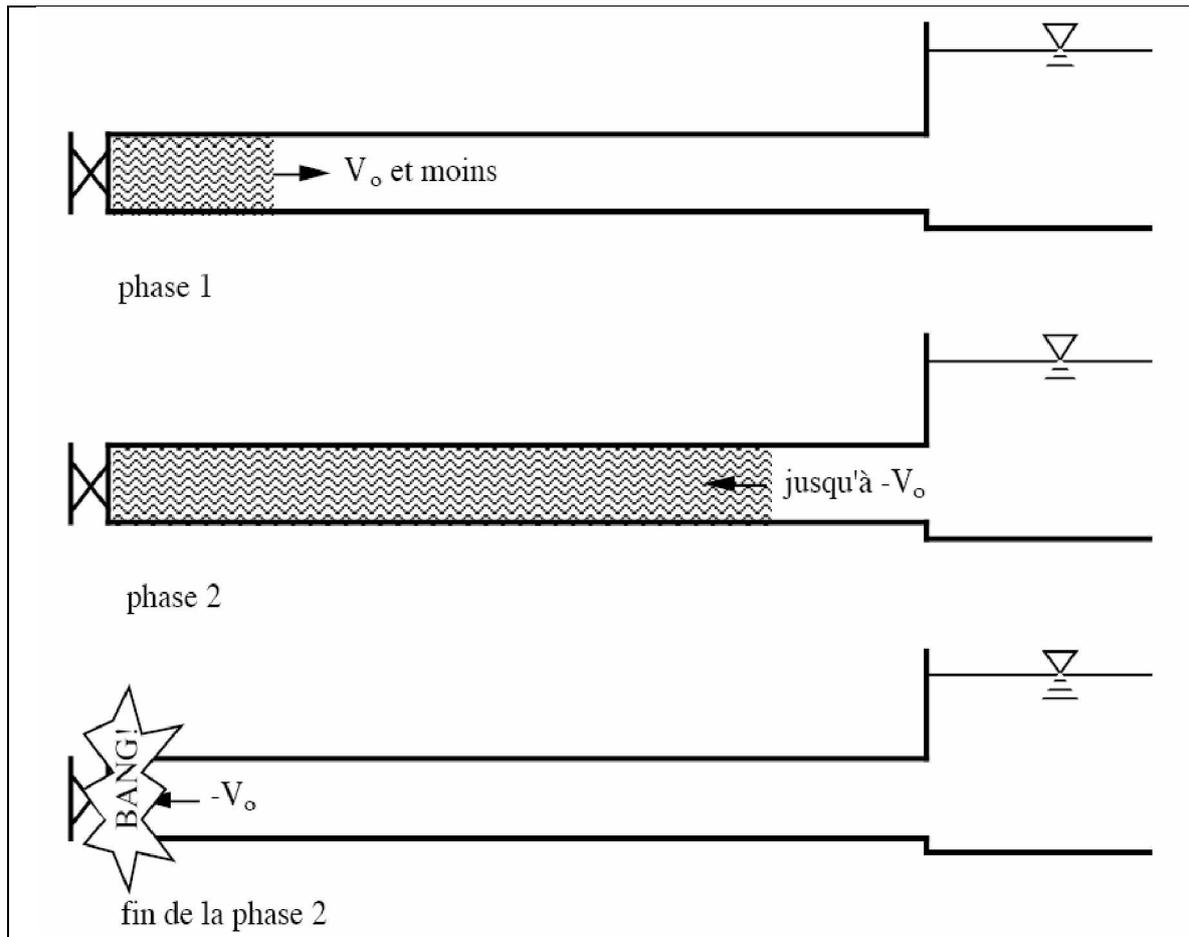


Figure VI-2. Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.

Ces deux exemples expliquent les bases des comportements physiques dont on devra considérer les conséquences dans l'analyse d'une station de refoulement d'eau.

#### VI-4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}}$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

### VI-5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :[5]

Les équipements de protection ont pour fonction générale d'atténuer les variations de pression et de réduire les effets néfastes de celles-ci. En d'autres termes, il ne suffit pas de penser uniquement à réduire l'amplitude des surpressions et dépressions mais aussi, dans certains cas, empêcher la cavitation ou les inversions d'écoulements. Compte tenu de la grande variété des installations hydrauliques et de leurs modes d'opération, il n'est pas possible de considérer un équipement de protection universel et polyvalent. On décrira donc, dans ce qui suit, une panoplie d'équipements avec leurs caractéristiques propres et leurs contextes d'utilisation.

**Volant d'inertie :** Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Par contre, son utilisation demande un volume d'encombrement suffisant et les départs de pompes ne pourront être rapides.

Le principe de calcul est basé sur la quantité d'énergie cinétique de rotation accumulée par le volant.

Dans la pratique, les points suivants doivent être considérés:

- Plus la conduite est longue plus l'inertie du système est grande et plus la masse du volant devra être importante. On limite les longueurs à quelques centaines de mètres.
- Le démarrage des moteurs électriques couplés à des volants de masse importante peut demander des intensités de courant inadmissibles.
- Le volant ne limite que la dépression, une protection contre les surpressions peut aussi être nécessaire.

**Chambres ou cheminées d'équilibre :** Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau. Pour le calcul, on considère la relation suivante, pour évaluer la variation de hauteur d'eau:

$$\Delta H_c = \frac{Q_o \Delta t}{A_c}$$

où  $Q_o$  est le débit d'échange et  $A_c$  est la section de la cheminée si cette dernière est cylindrique.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

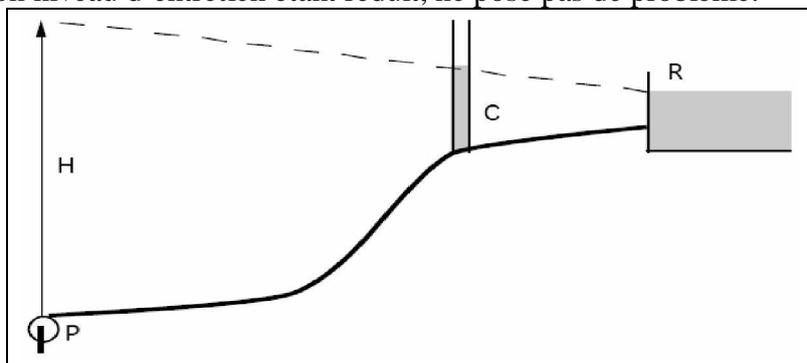


Figure VI-3. Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

**Chambres d'équilibre unidirectionnelle :** Ces chambres permettent de réduire les dépressions par admission d'un débit supplémentaire pour contrer la réduction du débit causée par une fermeture brusque ou un arrêt de pompe. Le calcul s'effectue comme pour une cheminée d'équilibre munie d'un clapet non retour.

**Réservoirs d'air :** Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé (fig. VI-4). Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

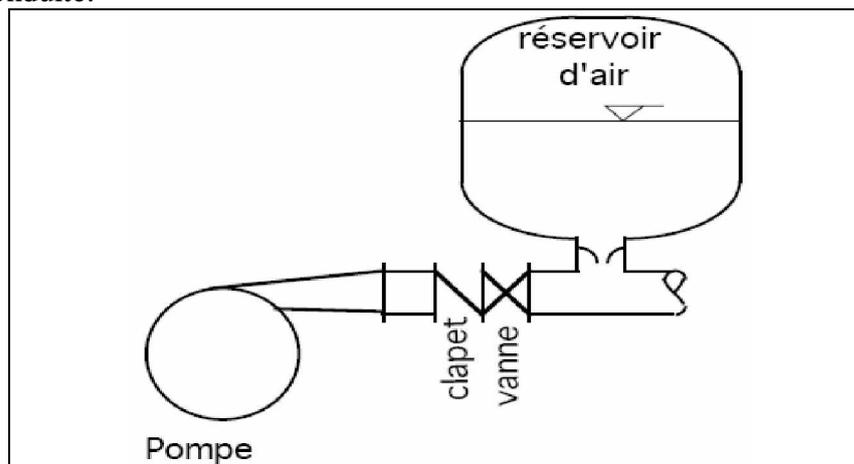


Figure VI-4. Réservoir hydropneumatique

Sur le plan du calcul, il faut tenir compte de l'échange de débit entre le réservoir et la conduite.

**Soupapes de décharge :** Les soupapes de décharges sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure ( 5% ) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

**Soupapes d'admission et de purge d'air :** Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquels les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

**Bipasse :** Un bipasse (ou by-pass) est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont aval qui court-circuite une pompe.

Remarque :

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

**VI-5. Calcul des réservoirs d'air :**

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure suivante :

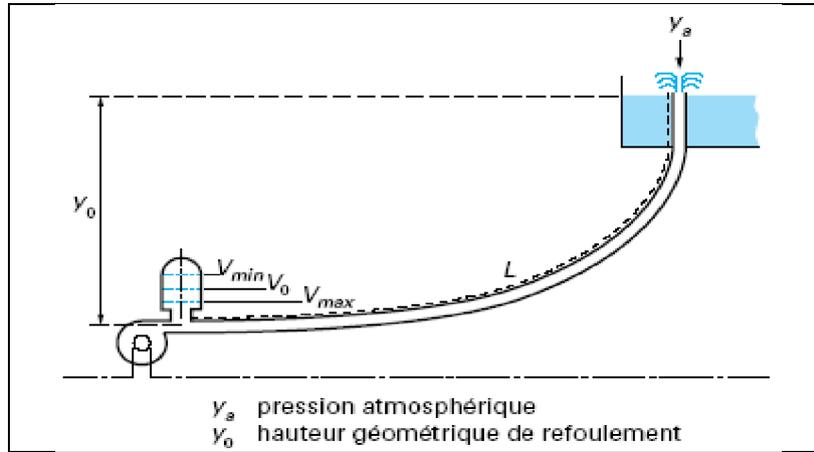


Figure VI-5. Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

• **Méthode de VIBERT**

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

• **Méthode de BERGERON**

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

**VI-7. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:**

Quand la conduite de longueur L et de section constante S est à caractéristique unique (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air U<sub>0</sub> nécessaire pour le fonctionnement normal est donné par la formule simple :

$$U_0 = \frac{LS}{2g} \left( \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 \right)^2$$

Avec :

LS volume de la conduite à protéger,

Z<sub>0</sub> = H<sub>g</sub> + 10 pression absolue au refoulement, exprimée en mètres d'eau,

$$f \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = \left( \frac{Z_0}{Z_{min}} \right) - \ln \left( \frac{Z_0}{Z_{min}} \right) - 1$$

vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

Et on posons :  $h = \frac{U_0}{S}$

On aura :

$$h = \frac{U_0}{S} = \frac{LS}{S} \left( \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 \right)^2$$

Mais, dans le cas de coup de bélier :

$$h = \frac{U_0}{S} = \frac{LS}{S} + 10 + \frac{U_0}{S}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule améliorée par **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

E<sub>m</sub> : module de Young du matériau de la conduite ; E<sub>m</sub> = 2\*10<sup>11</sup> pour l'acier.

E<sub>m</sub> = 3\*10<sup>9</sup> pour le PVC.

E<sub>s</sub> : module de Young du sol ; E<sub>s</sub> = 2\*10<sup>8</sup> Pascal.

ν<sub>m</sub> : coefficient de poisson du matériau. ν<sub>m</sub>=0,3 (acier), ν<sub>m</sub>=0,46 (PVC)

ν<sub>s</sub> : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν<sub>s</sub>=0.33

e<sub>m</sub> : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe III})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U<sub>max</sub>: volume du réservoir d'air.

### Application

#### P Les données de base

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

Tableau VI-1: Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement:

Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Acier	300	0.0707	1.885	8377	167

**P Calcul de la célérité d'onde C**

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

Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement:

<b>K (Pa)</b> <b>(*10<sup>9</sup>)</b>	<b>P (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>a (m)</b>	$\epsilon_m$	$\epsilon_s$	<b>E<sub>s</sub> (Pa)</b> <b>(*10<sup>8</sup>)</b>	<b>E<sub>m</sub> (Pa)</b> <b>(*10<sup>11</sup>)</b>	<b>e<sub>m</sub> (m)</b>	<b>C (m/s)</b>
2.07	1000	0.375	0.3	0.33	2	2	0.00317	1027.69

**P Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

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

Tableau VI-3: Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

$Z_0$ (m)	$Z_{max}$ (m)	$V_0$ (m/s)	$G$ (m/s <sup>2</sup> )	$h_0$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	$U_0^2$ (m <sup>2</sup> )	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )	Volume normalisé (Litre)
177	374.47	1.885	9.81	0.181	0.00102	0.0056	0.57	3.32	5.82	6000

**P Caractéristiques finales du réservoir d'air**

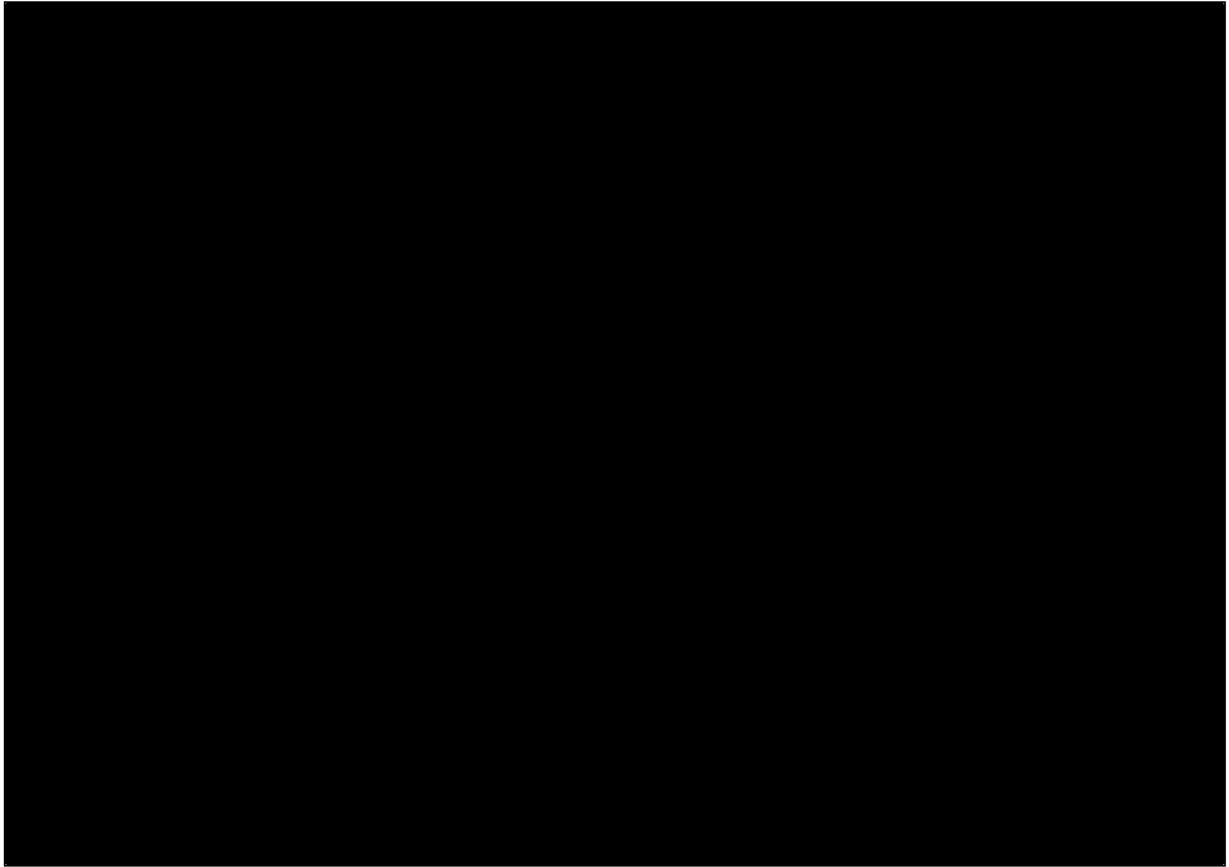
D'après la figure (VI-1) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI-4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

Volume normalisé (Litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
6000	1500	4024	2070	2500	150	1200	158	400

**VI-8-1- Encombrement du réservoir d'air**

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-1)



*Figure VI-6. Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.*

**VI-8-2. Installation du réservoir d'air :**

Afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la station de pompage et pour économiser le cout de génie civil le réservoir d'air sera installé à l'extérieur. Le schémas d'installation est représenté par la figure VII-7

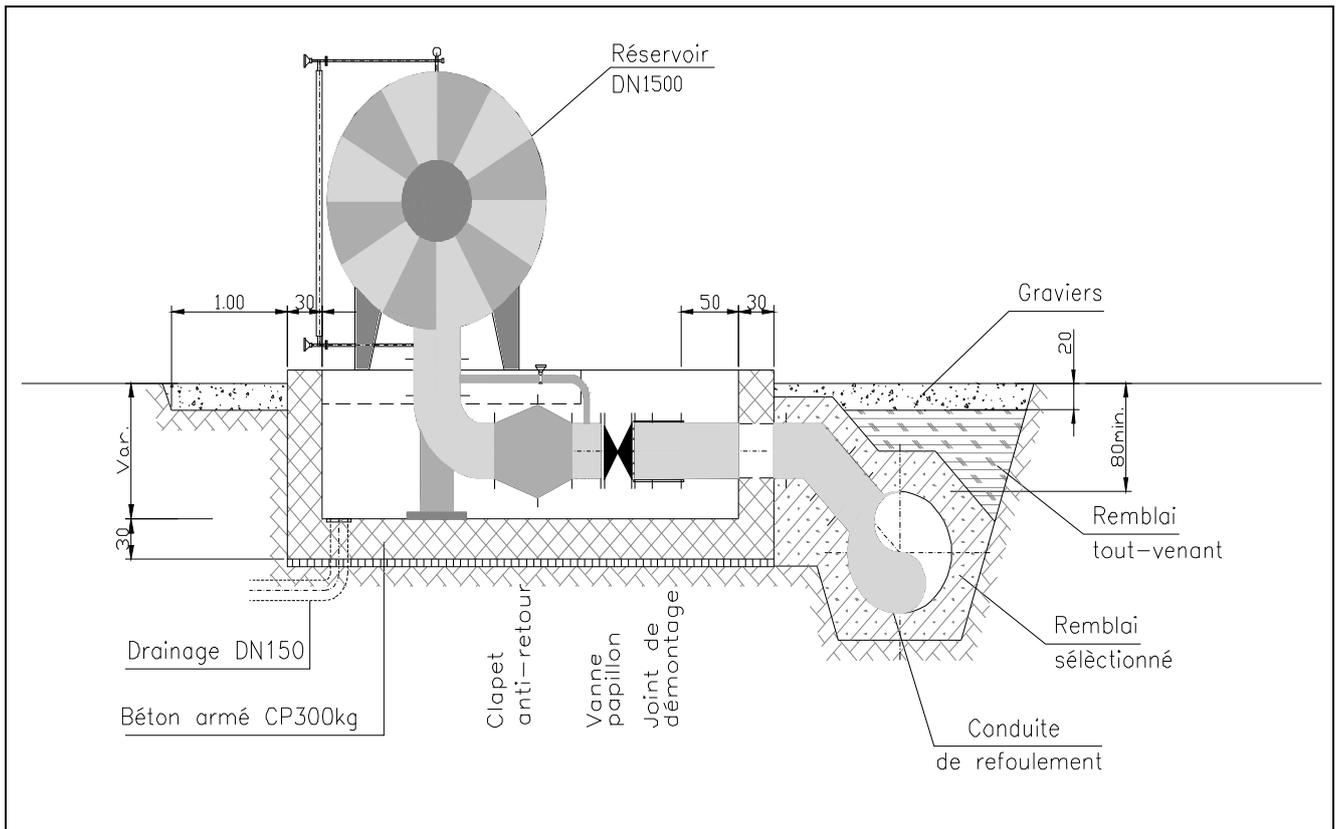


Figure VI-7. Schéma d'installation du réservoir d'air

### Conclusion :

La protection de la conduite de refoulement contre le régime transitoire nécessite d'après l'étude fait dans ce chapitre un réservoir d'air caractérisé comme suit :

- Ø Un volume de 6000 litre
- Ø Un diamètre de 1500 mm
- Ø Une longueur de 4024 mm
- Ø Une hauteur de 2070 mm

**Introduction :**

Dans tous les cas, l'eau mise à la disposition du consommateur dans le réseau de distribution doit être traitée, même si l'homme n'en consomme directement qu'une très faible proportion. Il est en effet dangereux pour la santé et économiquement prohibitif d'envisager un double réseau de distribution, l'un des réseaux distribuant l'eau destinée à la consommation et l'autre réseau distribuant l'eau destinée aux autres usages. Quel que soit l'usage qu'en fera le consommateur, l'eau arrivant au robinet de ce consommateur doit donc être "potable", c'est-à-dire répondre à la réglementation en vigueur. Il est nécessaire de traiter l'eau chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes en vigueur dans le pays considéré. L'OMS (Organisation Mondiale de la Santé) établit pour chaque paramètre, des recommandations qui doivent être adaptées dans chaque pays, en fonction de l'état sanitaire et des considérations économiques de ce pays, pour aboutir aux normes réglementaires nationales.

**VII-1. Présentation de la station de traitement :****VII-1-1. Situation géographique :**

Le site de la station de traitement se trouve dans la commune de Djebahia à proximité de la confluence des oueds Isser et Djemaa, en rive gauche de ce dernier. Elle est alimentée en eau depuis le barrage de Koudiet Acerdoune par une conduite en fonte de 1200/1400 mm de diamètre et d'une longueur d'environ 17 km.

La demande totale en eau potable calculée pour l'horizon 2025 à 134369.28 m<sup>3</sup>/j, ce qui entraîne (en estimant à 4% les pertes pour l'évacuation des boues et pour le rinçage des filtres) un débit en eau brute de 139968 m<sup>3</sup>/j.

**VII-1-2. Qualité de l'eau à traiter :**

D'après l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transferts) les analyses physico-chimiques des eaux de l'oued Isser sont exécutées régulièrement aux stations hydrométriques du Pont de la taille ; en amont du site de barrage de Koudiet Acerdoune, et de Lakhdaria, en aval de celui-ci. La qualité de l'eau à traiter est comme suit :

*Tableau VII-1. Caractéristiques de l'eau de l'oued ISSER*

Caractéristiques	Unités	min	max
PH		7.74	8.13
Couleur apparente	U Hazen	40	70
Turbidité	NTU	29	500
conductivité	ms/cm	2.1	2.45
M.E.S	mg/L		5000
Ammoniac	mg/L NH <sub>4</sub>		0.5
Sulfates	mg/L	300	500
Fer total	mg/L	0.2	2.1
Manganèse	mg/L	----	0.5
Matière organique	mg/L O	7	11
TAC	°F	22.8	23.2
Absorbance	DO/10cm	0.004	0.72
La température	°c		17 ± 6

Et dans le tableau suivant sont données les caractéristiques principales d'une eau potable selon l'OMS.

Tableau VII-2: Principale caractéristiques de l'eau selon l'OMS.

Paramètres	Analyses	Unités	valeurs OMS
paramètres organoleptiques	couleur turbidité	Pt-Co NTU	15 5
Paramètres physico chimiques	PH	-	6.5 - 8.5
	Conductivité	$\mu\text{s/cm}$	
	$\text{Cl}^-$	mg/l	250
	$\text{SO}_4^{2-}$	mg/l	400
	$\text{Ca}^{2+}$	mg/l	75
	$\text{Mg}^{2+}$	mg/l	30-125
Substances indésirables	Dureté		50
	TA		-
	TAC		-
	Fer	mg/l	0.3
	$\text{Mn}^{2+}$	mg/l	0.1
Substances toxiques	Nitrates	mg/l	44
	Chrome	mg/l	0.05
	cyanures	mg/l	0.1
Substances microbiologiques	Coliformes totaux	100mg/l	0.01
	Coliformes fécaux	100mg/l	0
	streptocoques	100mg/l	0

Les deux tableaux précédents montrent la nécessité d'une station de traitement.

### VII-1-3. Chaîne de traitement :

La chaîne de traitement de l'eau commencera au niveau de la prise d'eau du barrage, où une tour de prise permet de prélever l'eau à divers niveaux en fonction de ses caractéristiques (teneur en MES, en oxygène dissous, en substances chimiquement réduites, etc...). A l'entrée de la station de traitement, l'eau brute est aérée. Ensuite, les réactions de coagulation et de floculation sont déclenchées par l'adjonction de sulfate d'alumine ou de chlorure ferrique au niveau des ouvrages de répartition des décanteurs. Les matières en suspension dans l'eau sont ensuite décantées dans des ouvrages à contact de boues, puis sont dirigées vers des filtres à sable ouverts de type gravitaire pour la filtration. L'eau ainsi filtrée est finalement désinfectée au moyen d'adjonction de chlore gazeux, puis est stockée dans des réservoirs en attendant d'être refoulée vers les différents centres de distribution.

## VII-2. Présentation des procédés utilisés dans la chaîne de traitement :

### VII-2-1. coagulation-floculation :

La turbidité et la couleur d'eau sont dues principalement à la présence des particules très fines (particules colloïdales) ce qui nécessite un temps très long pour se décanter (figure VII-1).

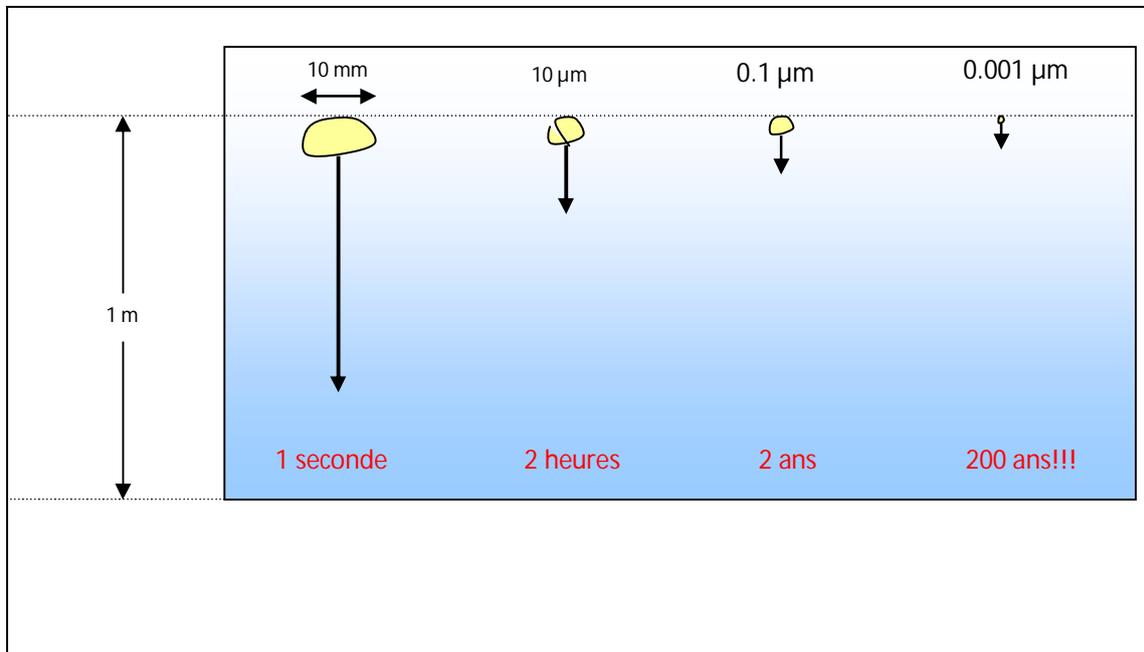


Figure VII-1. Temps nécessaire à la décantation naturelle sur 1 mètre, des particules de différentes tailles

Les particules fines tendent à s'agréger lorsque leur distance est faible, sous l'action des forces d'attraction de Van der Waals. Mais, généralement, les colloïdes portent des charges négatives en surface, et, puisque elles sont de même charge, donc elles sont soumises à des forces de répulsion réciproques électrostatiques.

Du bilan des forces de répulsion et d'attraction résulte que les particules tendent à rester à une distance relativement constante entre elles. La suspension colloïdale est stable.

La coagulation-floculation consiste en l'utilisation de réactifs afin d'agréger ces particules fines en floccs cohérents de masses suffisantes pour permettre leur décantation par gravité.

Les colloïdes portent généralement sur leur surface des charges négatives.

#### A. Coagulation

Pour créer des floccs, il est donc nécessaire de « déstabiliser » la suspension colloïdale en réduisant les forces de répulsion électrostatiques. Le principe est de neutraliser les charges négatives de surface en ajoutant à la solution un coagulant libérant des ions fortement chargés positivement.

Les coagulants les plus utilisés sont :

- Ø Chlorure ferrique (  $\text{FeCl}_3$  ),
- Ø Sulfate d'aluminium (  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 - 18 \text{H}_2\text{O}$  ),
- Ø Sulfate ferrique (  $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 - 9 \text{H}_2\text{O}$  ),
- Ø Chlorosulfate ferrique (  $\text{FeClSO}_4$  ),

- Ø PCBA (Polychlorure basique d'aluminium)
- Ø Aluminat de sodium ( $\text{Na}_3\text{AlO}_3$ )

### B. Flocculation

Après déstabilisation par ajout de coagulant, une nouvelle stabilisation doit avoir lieu par la création de floccs stables de plus grande taille, capable de décanter correctement par gravité. Pour que les particules se rencontrent et forment des floccs, il faut qu'il y ait un grand nombre de collisions entre elles.

Dans une eau coagulée calme, les collisions résultent:

- Ø Des forces d'attraction de Van de Vaals
- Ø Du mouvement aléatoire (brownien) des particules du à l'agitation thermique

Pour une flocculation suffisante, il est nécessaire d'ajouter une source d'agitation supplémentaire, tels qu'un agitateur mécanique ou le passage au travers d'un lit de boue. L'agitation trop importante risquerait aussi de détruire le flocc formé.

Le fait que l'eau brute entre en contact dans le lit de boue (concentration élevée de particules) et que ce lit de boue est régulièrement agité par l'eau pulsée contribue à une forte fréquence des collisions.

L'ajout de polymère permet d'augmenter la taille des floccs. Les polymères présentent des chaînes ramifiées capables de créer des liaisons et des ponts entre les particules, comme illustré ci-dessous :

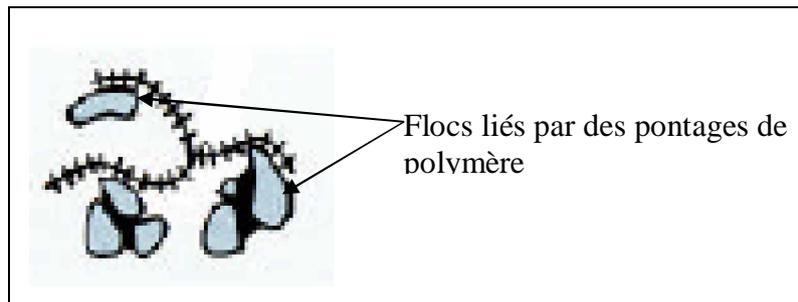


figure VII-2.floccs liés par des pontages de polymère

### VII-2-2. Décantation :

La déstabilisation des colloïdes et leur rassemblement en floccs de taille suffisante, permettent qu'ils se déposent : il reste à instaurer un régime hydraulique qui permet à ces floccs très légers, de se déposer dans un ouvrage d'où l'on pourra les ôter commodément

Il existe plusieurs types de décanteurs à savoir :

- Ø A flux horizontaux
- Ø A flux verticaux
- Ø A circulation de boues
- Ø A lits de boues pulsées
- Ø Lamellaires classiques
- Ø Lamellaires à lits de boues pulsées
- Ø Lamellaires à lits de boues recirculées
- Ø A floccs lestés

Pour notre cas le décanteur choisi est de type : Lamellaires à lits de boues recirculées .

L'application des procédés présentés dans cette partie dans une station de traitement est représentée dans la figure suivante :

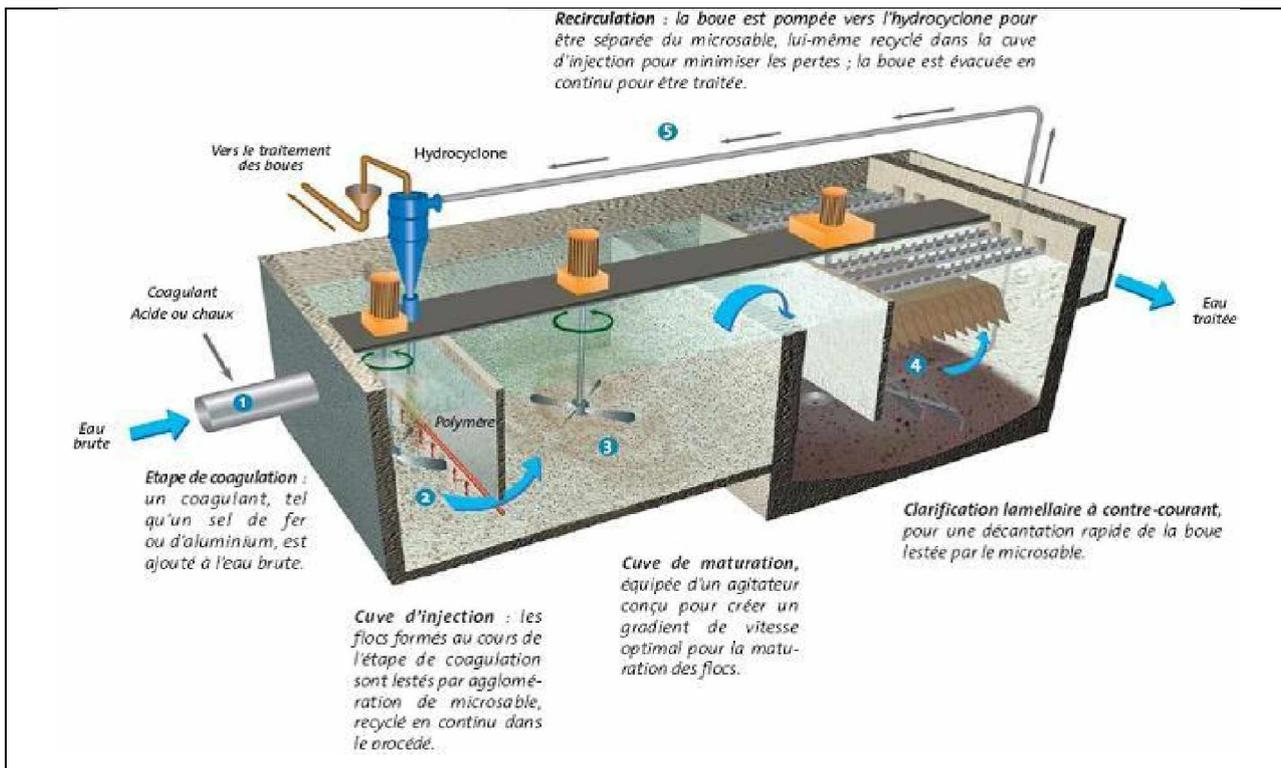


figure VII-3.Schéma de principe

### VII-2-3. Filtration :

La filtration est un procédé de séparation qui utilise le passage d'un mélange solide liquide à travers un milieu poreux (filtre) qui retient les particules solides et laisse passer le liquide (filtrat).

La filtration étant l'écoulement d'un liquide dans un milieu poreux est régie, pour les vitesses usuellement appliquées en traitement d'eau, par la loi de Darcy

$$V = (K/n) * (\Delta P / \Delta H)$$

- Avec :
- K : perméabilité de la couche filtrante
  - n : viscosité dynamique de l'eau
  - $\Delta P$  : perte de charge à travers la couche filtrante
  - $\Delta H$  : hauteur de couche considérée

La filtration se divise en trois types à savoir :

- la filtration sur support,
- la filtration sur lit granulaire,
- la filtration avec gâteau.

Le choix entre les divers types de filtration sur support et la filtration sur lit filtrant dépend de plusieurs critères :

- caractéristiques du liquide à filtrer, de ses impuretés et de leur évolution dans le temps,
- qualité requise du filtrat et tolérances admises,

- qualité de l'agglomérat des matières retenues lorsque le but est de les récupérer,
- conditions d'installation,
- possibilités et moyens disponibles pour le lavage.

La possibilité d'un lavage aisé, efficace et économique est aussi importante dans le choix du filtre que l'obtention de la meilleure qualité de filtration, étant donné que cette dernière ne se conserve dans le temps que si le lavage permet de maintenir toujours intact le matériau filtrant.

Et suivant les critères précédents le type choisi pour la présente étude est la filtration sur lit granulaire, pour lequel l'eau à filtrer passe à travers un lit filtrant constitué de matériau granulaire, dont la hauteur de couche est importante et dépend du type de filtre. Les matières en suspension sont retenues dans les espaces intergranulaires, sur la plus grande partie de la hauteur de couche. Le fonctionnement du filtre est généralement suivi à l'aide de deux moyens de contrôle. Les deux moyens de contrôle sont la turbidité de l'eau produite et la perte de charge dans la couche filtrante, qui sont illustrés dans la figure suivante :

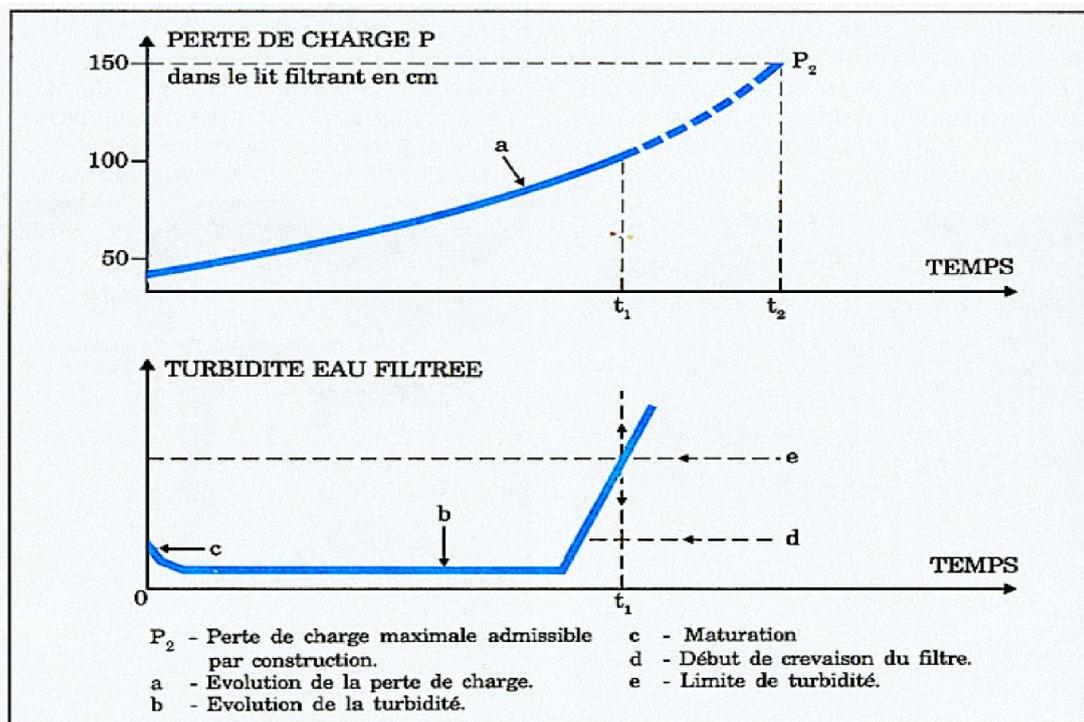


figure VII-4. Évolution de la turbidité et la perte de charge dans le filtre

Pour le type de matériaux utilisés, le sable quartzéux a été le premier des matériaux utilisés pour la filtration et c'est encore le matériau de base pour la plupart des filtres actuels. L'anthracite ou le marbre peuvent lui être substitués quand il est nécessaire d'éviter toute trace de silice dans les traitements industriels, ou quand leur approvisionnement est plus facile. Pour certains traitements tels que l'affinage, le traitement tertiaire des eaux résiduaires, il est intéressant d'utiliser des matériaux à forte surface spécifique, tels que schistes expansés, pouzzolane, etc....

Certains filtres utilisent une combinaison de plusieurs matériaux (filtres multicouches).

Le sable peut alors être associé à de l'anthracite, du grenat, des schistes plus ou moins poreux, à condition que la friabilité de ces matériaux soit faible ainsi que leur perte à l'acide.

**VII-2-4. Désinfection :**

Les eaux naturelles contiennent de très nombreux composés qui peuvent être classés par taille (matières en suspension, colloïdes, composés dissous tels que les matières organiques ou minérales, ionisées ou non). Elles véhiculent en outre de nombreux micro-organismes dont certains peuvent être pathogènes.

L'objectif de la désinfection est donc d'éliminer ou au moins d'inactiver ces agents pathogènes afin d'éviter toute maladie d'origine hydrique.

La désinfection des eaux comporte deux étapes importantes correspondant à deux effets différents d'un désinfectant donné :

**Effet bactéricide, virulicide ou biocide en général :** c'est la capacité de détruire les germes et autres organismes indésirables en une ou plusieurs étapes du traitement ;

**Effet rémanent :** c'est l'effet du désinfectant qui se maintient dans le réseau de distribution et qui permet de garantir la qualité biologique de l'eau ; on recherche par ce traitement :

- Ø un effet bactériostatique contre les reviviscences bactériennes,
- Ø un effet bactéricide contre des pollutions faibles et ponctuelles survenant dans le réseau,
- Ø une prévention contre la colonisation du réseau par des micro-invertébrés, etc.

La désinfection peut être réalisée par voie physique, physico-chimique ou biologique.

- Ø Les traitements physiques concernent surtout l'emploi des rayons ultraviolets, dont l'action s'exercerait au niveau des molécules organiques des composés essentiels à la vie de la cellule, notamment les nucléoprotéines. Les différentes étapes de la clarification (décantation/filtration) constituent également autant de barrières vis-à-vis des colloïdes et des matières en suspension, et de ce fait « participent » à la désinfection ; c'est à ce titre que les membranes (d'ultrafiltration principalement) constituent une barrière absolue vis-à-vis de tout élément pathogène.
- Ø En ce qui concerne les traitements biologiques : on peut considérer qu'ils s'exercent au niveau de la membrane biologique des filtres lents, en même temps qu'une pure rétention mécanique des germes (comme cela se passe également dans les techniques de « filtration sur berge » des rivières, dans le milieu naturel, pratiquées surtout en Allemagne sous le nom de Uferfiltration).
- Ø Mais ce sont surtout les traitements physico-chimiques qui sont mis en œuvre pour détruire les germes indésirables : on utilise alors des oxydants (chllore et chloramines, Cl<sub>2</sub>, ClO<sub>2</sub>, ozone) dont le tableau suivant montre les effets bactéricides

Tableau VI-3. Effets bactéricide et rémanent de différents désinfectants (technique de l'ingénieur : eaux de distribution-désinfection W5 500 2)

Effet	O <sub>3</sub>	Cl <sub>2</sub>	ClO <sub>2</sub>	chloramines	UV
Effet bactéricide	+++	++	++	+	++
Effet rémanent	0	+	++	+++	0

Pour la présente étude le désinfectant choisi est le chlore, car Le chlore est le désinfectant le plus utilisé à travers le monde depuis ses premières applications dans le traitement des eaux, vers 1897 en Europe.

Cet oxydant a permis de franchir une grande étape technologique en permettant à moindre frais et avec une efficacité redoutable d'atteindre un niveau d'hygiène et de qualité faisant reculer les grandes épidémies hydriques. Il peut être utilisé sous forme :

- Ø **Chlore gazeux  $\text{Cl}_2$**  (liquéfié en bouteilles ou en tanks, utilisé par prélèvement direct en phase gazeuse, ou en phase liquide par l'intermédiaire d'un évaporateur, et introduit dans l'eau après dosage et mise en solution dans un appareil appelé chloromètre) ;
- Ø **d'hypochlorite**  
de sodium :  $\text{NaOCl}$  (liquide : eau de Javel),  
de calcium :  $\text{Ca}(\text{OCl})_2$  (en poudre).

### VII-3. Application :

A l'entrée de la station de traitement le débit est partagé en deux pour être traité sur deux chaînes en parallèles, dans le travail qui suit une seule chaîne sera présentée avec un débit de :  $Q = 139968/2 = 69984 \text{ m}^3/\text{j} = 0.81 \text{ m}^3/\text{s}$

#### VII-3-1. Préparation et injection des réactifs :

##### VII-3-1-1. Sulfate d'alumine

Le sulfate d'aluminium cristallisé  $\text{Al}_2 (\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$  utilisé pour la coagulation des matières en suspension très fines et colloïdales contenues dans l'eau brute. Une fois préparé et dosé, il est injecté à l'entrée de l'eau brute.

Le produit commercial est livré sous forme solide (poudre) à 17%. Il est conditionné en grands sacs d'une tonne ou en petits sacs de 25 kg.

Dans un premier temps, une solution diluée est préparée en mélangeant le sulfate d'alumine solide dans de l'eau de service. Un débit régulé en fonction des besoins est distribué par 6 pompes doseuses (3 pour chaque filière) vers le point d'injection.

On projette 4 cuves de préparation. Chaque cuve est composée des éléments suivants (selon des documents fournis par Degrément) :

- Ø Un stand de vidange de grands sacs (avec vibreur 15ARF002A )
- Ø Un stand de vidange de sacs de 25 kg (avec unité de dépoussiérage 15AQQ007A et ventilateur 15ASF001A )
- Ø Une trémie de stockage du sulfate d'aluminium en poudre (avec vibreur 15AQQ004A ) , de capacité  $6 \text{ m}^3$ , soit environ 6 tonnes de produit.
- Ø Une mesure de poids total de chaque trémie (échelle 0-7 000 kg)
- Ø Une vanne alvéolaire motorisée 15AVM002A
- Ø Une vanne d'eau de service motorisée 15AVM004A, équipée de détecteurs fin de course
- Ø Un agitateur :

Equipement :	Agitateur vertical
Fournisseur :	DMR
Type :	HM900S280.
Vitesse :	54,8 rpm (poussée vers le haut)
Repère :	15AAG001A
Fonction :	Maintien en suspension de la boue

Ø Une mesure de niveau ultrasonique:

Equipement : détecteur de niveau à ultrasons  
 Fournisseur : ENDRESS + HAUSER  
 Type : FMU 860 + FDU 80  
 Repère : 15ALIT002A

Le volume utile de chaque cuve est de 20 m<sup>3</sup>.

Le dosage de sulfate d'alumine se fait avec une pompe doseuse caractérisée comme suit :

Equipement : pompe doseuse à membrane avec variateur de vitesse  
 Fournisseur : DMR  
 Type : MB90L100P3  
 Capacité : 26 à 1550 L/h  
 Nombre : 6, 3 pour chaque filière  
 Repères : 15APO001A  
 Fonction : Dosage du volume de solution vers les points d'injection

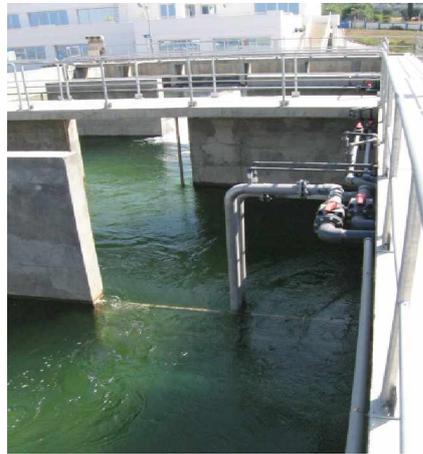


figure VII-5. Injection de sulfate d'alumine

### **VII-3-1-2. Permanganate de potassium**

Le permanganate de potassium  $\text{KMnO}_4$  est principalement utilisé pour la précipitation du manganèse si la qualité de l'eau brute le demande.

Le dosage théorique est 1,92 mg  $\text{KMnO}_4$ /mg Mn. Le dosage réel est plus faible parce que le dioxyde de manganèse ( $\text{MnO}_2$ ) formé a lui-même des propriétés d'adsorption du manganèse. L'efficacité de la réaction augmente avec le pH.

Il peut également être utilisé pour le contrôle des charges organiques, en remplacement de la préchloration. Contrairement au chlore, il ne forme pas de sous-produits et ne crée pas de problèmes de goût et d'odeur.

Le permanganate est livré sous forme de poudre en fûts de 50 kg.

Pour la préparation on projette deux cuves. Chaque cuve est équipée :

- Ø d'une trémie pour chargement manuel, de capacité 200L.
- Ø d'un agitateur:

Fournisseur : DMR  
 Type : VRT2082S220  
 Vitesse : 114,3rpm (poussée vers le haut)

Nombre : 2  
 Repères : 15BAG001A  
 Fonction : Mélange du permanganate

Ø d'une mesure de niveau ultrasonique.

Fournisseur : ENDRESS+HAUSER  
 Type : FMU 860 + FDU80  
 Repères : 15BALIT001A/B  
 Fonction : Mesure du niveau de solution

Le volume utile de chaque cuve est 10 m<sup>3</sup>.

Le dosage de permanganate se fait avec une pompe doseuse caractérisée comme suit :

Equipement : pompe doseuse à membrane avec variateur de vitesse  
 Fournisseur : DMR  
 Type : MB140K70P3.  
 Capacité : 70 à 1180 L/h  
 Nombre : 6, 3 pour chaque filière  
 Repères : 15BPO001A  
 Fonction : Dosage du volume de solution vers les points d'injection  
 Remarque : ventilateur associé 15BCV003A à F  
 Variateur de course manuel



figure VII-5. Injection de permanganate

### **VII-3-1-3. Acide sulfurique**

L'acide sulfurique H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> permet d'ajuster le pH après ajout de sulfate d'alumine, la coagulation étant optimale à un pH proche de 6,4 à 7.

L'acide sulfurique, de concentration 98% est livré liquide par citerne, pompé et stocké dans des réservoirs.

La préparation de réactif se fait dans 4 réservoirs de capacité de 145 m<sup>3</sup>

Le dosage de réactif se fait avec une pompe doseuse caractérisée comme suit :

Equipement : pompe doseuse à membrane avec variateur de vitesse  
 Fournisseur : DMR  
 Type : RA96G5P3/4.L.78.C5  
 Débit : 3,5 à 210 L/h  
 Nombre : 6, 3 pour chaque filière  
 Repères : 15CPO002A/B/C  
 Fonction : Dosage du volume de solution vers les points d'injection

Remarque : Ventilateur associé 15CCV004  
Variateur de course manuel



figure VII-5. Injection de l'acide sulfurique

Remarque :

L'acide sulfurique est un produit particulièrement dangereux, de par son pouvoir corrosif. Toute intervention à proximité de cuves ou de conduites contenant de l'acide obligera l'intervenant à porter les équipements de sécurité spécifiés dans la fiche de sécurité.

**VII-3-2. Ouvrages de traitement :**

**VII-3-2-1. Décanteurs :**

Les décanteurs choisis sont de type Densadeg dont les caractéristiques et le principe de fonctionnement sont comme suit :

Caractéristiques :

- Ø Capacité d'une seule unité ( $m^3/h$ ) : en béton (157 à 3470), en acier (24 à 2365)
- Ø Vitesses de décantation : 15 à 35  $m^3 / m^2/h$ .
- Ø Utilisation optimale des produits chimiques
- Ø Haut. des unités de 4,5 à 6,8 m
- Ø Volume de boues 10 fois moindre que les systèmes à floccs lestés
- Ø Pas d'équipement d'épaississement additionnel
- Ø Contrôle automatique des fonctions démarrage, arrêt et gestion des boues

Principe de fonctionnement :

L'eau flocculée est introduite dans la chambre à vide. Cette cloche est maintenue à une pression négative durant un certain temps, pendant lequel le niveau s'élève dans la cloche.

Lorsque le niveau dans la cloche atteint 60 à 100 cm au dessus de la surface du décanteur, le casse-vidé s'ouvre, libérant soudainement un volume d'eau pulsée, distribuée en fond de bassin.

Quand le niveau dans la cloche redescend à environ 20 cm au dessus de la surface du décanteur, le casse vide se ferme et un nouveau cycle démarre.

Par conséquent, le lit de boues est soumis à des mouvements verticaux alternés. Il se détend pendant les chasses, réalisées à vitesse élevée pendant un temps court (5 à 10 sec) et se compacte pendant le remplissage de la cloche (20 à 40 sec).

Le Densadeg ne comprend pas de système de brassage mécanique. C'est le lit de boue lui-même, en mouvement pendant le passage de l'eau, qui assure la formation rapide du floc par contact avec la boue déjà formée et la filtration du floc au travers du lit de boue.

La plupart des particules, agrégées en floccs, restent captives du lit de boue. Par conséquent, la hauteur du lit augmente régulièrement et se déverse dans les concentrateurs, dans lesquels le débit ascendant est nul. La boue concentrée est ensuite extraite de l'ouvrage à intervalles réguliers. Cet intervalle doit être ajusté pour garder une quantité de boue stable dans l'ouvrage, en prélevant une quantité de MES égale à la quantité entrante.

Les particules, échappées du lit de boues et entraînées par la vitesse ascendante de l'eau, se déposent sur les parois des modules lamellaires et s'y agrègent entre elles, jusqu'à ce que la masse des floccs formés soit suffisante pour qu'ils glissent et redescendent dans le lit de boue. Ces modules lamellaires, en améliorant la capture des particules, permettent de tolérer des vitesses ascendantes de l'eau sensiblement plus élevées, donc des débits nominaux plus élevés.

Du fait de la concentration élevée du lit de boues et de son rôle tampon, un mauvais ajustage du taux de traitement ou une variation brutale du pH de l'eau brute n'ont pas de conséquences néfastes immédiates. On constate dans ce cas une variation lente de la turbidité de l'eau décantée, ce qui donne à l'exploitant le temps de réagir.

#### **Application :**

Selon les données précédentes le produit choisi pour notre cas sera avec les caractéristiques suivantes :

- Ø Débit d'eau à traiter 5832 m<sup>3</sup>/h
- Ø Nombre de décanteur 2 x 1
- Ø Débit unitaire à traiter par appareil 2916 m<sup>3</sup>/h
- Ø Surface unitaire de décantation 200 m<sup>2</sup>
- Ø Vitesse de Hazen 1.74 m/h
- Ø Vitesse sur la surface projetée 14.58 m/h

Les caractéristiques des lamelles sont les suivantes:

- Ø Matériau :Polystyrène
- Ø Longueur :750 mm
- Ø Espacement :50 mm
- Ø Inclinaison :60°
- Ø Nettoyage :À l'eau par vidange partielle.

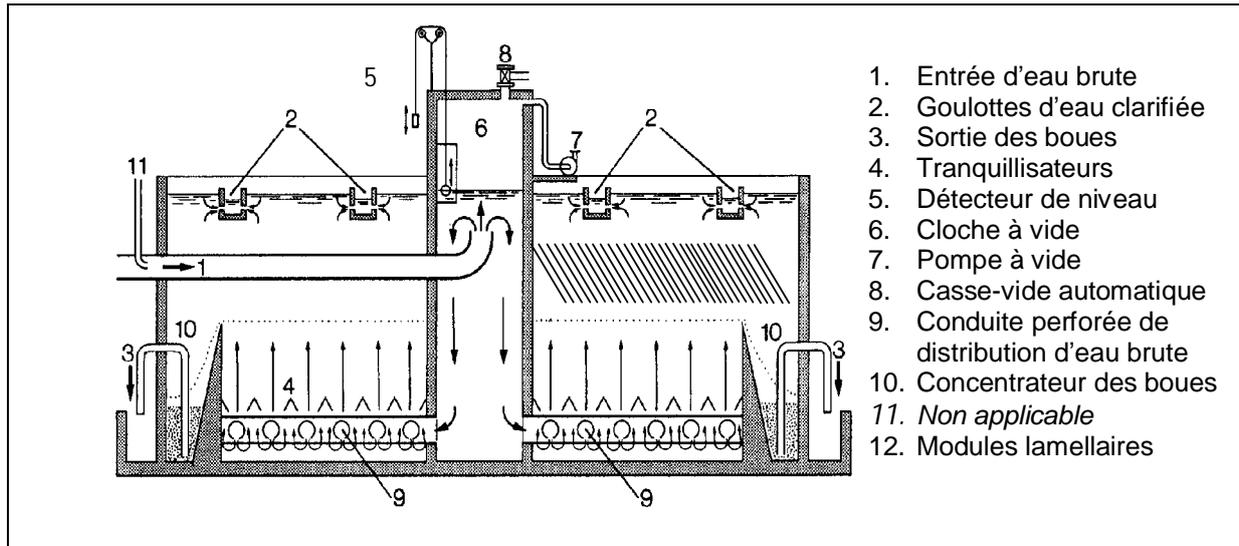


figure VII-6. Décanteur type Densadeg

**VII-3-2-2. Filtre:**

Le filtre choisi est de type Aquazur, qui est à sable de granulométrie homogène, fonctionnant par gravité, lavables simultanément à l'air et à l'eau. Ils peuvent fonctionner dans un domaine de vitesse de filtration de 7 à 20 m/h

Et les principales caractéristiques de ce type de filtre sont :

- Ø grande hauteur d'eau au-dessus du lit filtrant, dans la plupart des cas, égale à 1,20 m.
- Ø hauteur de matériau filtrant homogène comprise entre 0,8 et 1,5 m
- Ø une taille effective du matériau filtrant, en général de 0,95 mm ou 1,35 mm (fourchette extrême: 0,7 mm et 2 mm), et la composition chimique du sable est comme suit :

Tableau VI-4 . Caractéristiques du sable des filtres utilisés

SiO <sub>2</sub>	85,5 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,1 %
CaO	0,22 %
MgO	0,13 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,49 %
Na <sub>2</sub> O	1,35 %
K <sub>2</sub> O	4,34 %
SO <sub>3</sub>	0,1 %

### Fonctionnement en filtration

En filtration, l'eau est admise dans le filtre depuis le canal d'eau décantée. Un déversoir dénoyé permet l'équi-répartition des débits entre les filtres en service.

L'eau est ensuite filtrée gravitairement à travers un matériau filtrant (sable). Le matériau filtrant est de composition et de granulométrie homogène.

L'eau filtrée est ensuite collectée par des buselures traversant la dalle plancher qui supporte les matériaux filtrants.

Des vannes régulatantes augmentent ou diminuent le débit de manière à garder un niveau d'eau stable au dessus du filtre, quelque soit le niveau de colmatage. L'eau est ensuite dirigée vers le canal d'eau filtrée.

Ce fonctionnement est représenté par la figure suivante :

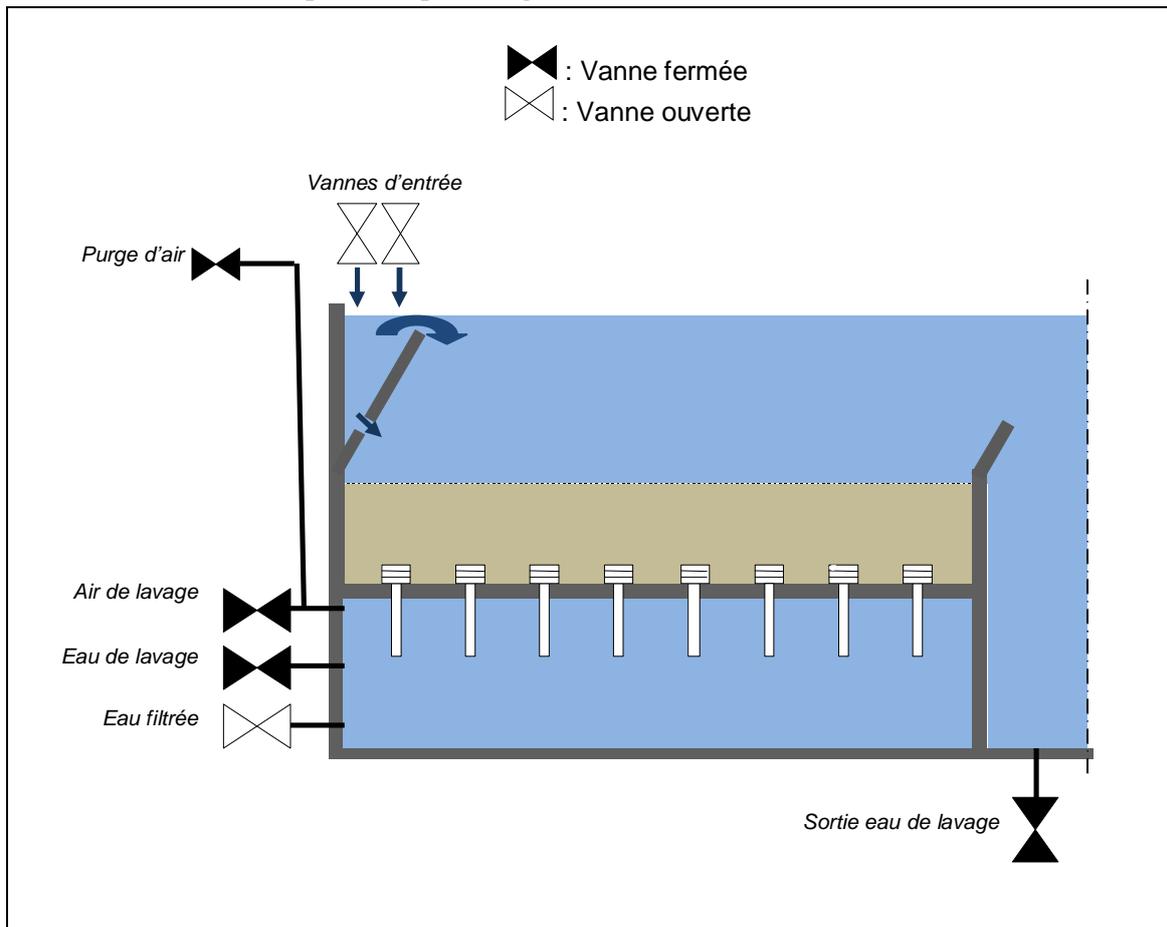


figure VII-7. Fonctionnement de filtre

### Fonctionnement en lavage

La perte de charge au travers du filtre est mesurée en permanence et indique le niveau de colmatage du filtre. Lorsque le filtre est colmaté, une demande de lavage automatique est générée.

Elle consiste principalement en l'injection d'air et d'eau au travers du filtre, à contre-courant.. L'air permet de fluidiser et de brasser la couche de sable. Un matelas d'air est formé sous le plancher de manière à distribuer uniformément l'air sur toutes les buselures. L'eau permet d'entraîner les particules capturées par le sable.

La procédure de lavage est représentée dans la figure suivante :

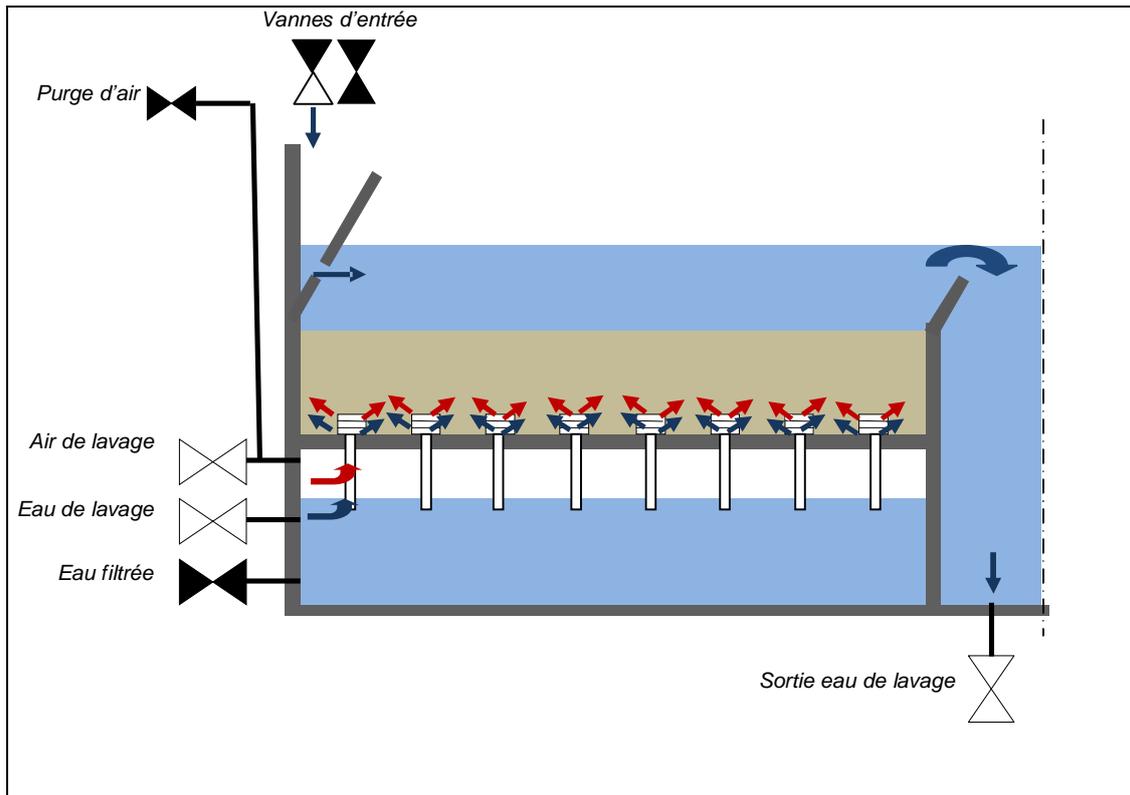


figure VII-8.lavage de filtre

**Dimensionnement :**

D'après les caractéristiques de produit Aquazur les dimensions et le nombre des filtres sont comme suit :

Ø Débit nominal total	5832 m <sup>3</sup> /h
Ø Nombre de filtre	6 (3 par ligne)
• Nombre de cellules	2
• Largeur	2 x 5 m
• Longueur	15,14 m
Ø Surface de chaque filtre	151,4 m <sup>2</sup>
Ø Débit unitaire nominal par filtre	972 m <sup>3</sup> /h
Ø Vitesse de filtration normale	6.42 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h
Ø Sable	
• Taille effective	0,98 mm
• Coefficient d'uniformité	1,6
• Épaisseur de la couche de sable	1,2 m

et pour éviter le colmatage des buselures on projette une couche de gravier au dessous de la couche de sable qui est caractérisée comme suit :

• Taille effective	5 mm
• Épaisseur	50 mm

La figure suivante présente les dimensions de filtre :

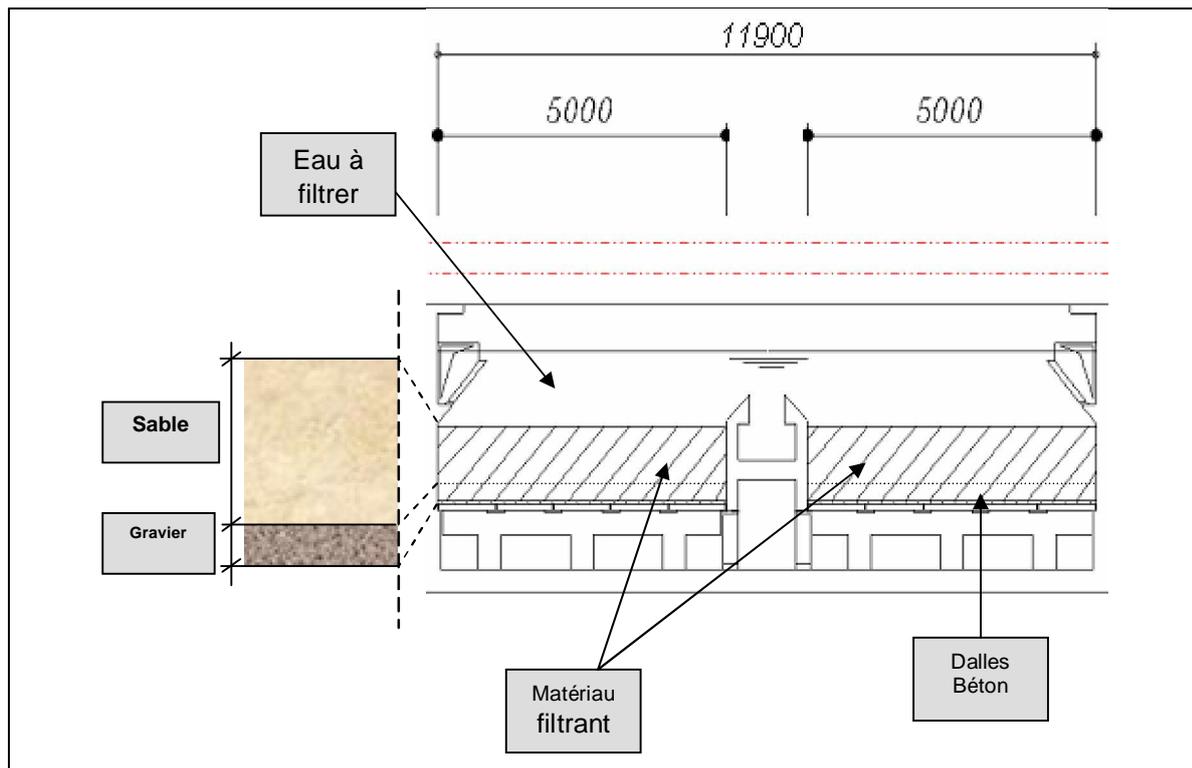


figure VII-9. Coupe transversale de filtre

### **VII-3-2-3. Installation pour la désinfection:**

Le désinfectant choisi pour notre cas est le chlore gazeux qui est stocké en conteneurs étanches sous pression, à l'intérieur desquels il est sous forme liquide. Les conteneurs de stockage (figure VII-10) et les appareils de distribution doivent être disposés dans des locaux indépendants conformément à la législation en vigueur. Le système de distribution le plus complexe comporte un évaporateur, un système de détente, de réglage et de contrôle du débit de gaz (appelé chloromètre) et un système de mise en solution du chlore gazeux (hydroéjecteur) dans de l'eau pour former une solution chlorée (figure VII-11).



figure VII-10. Vue d'un fût connecté en soutirage liquide

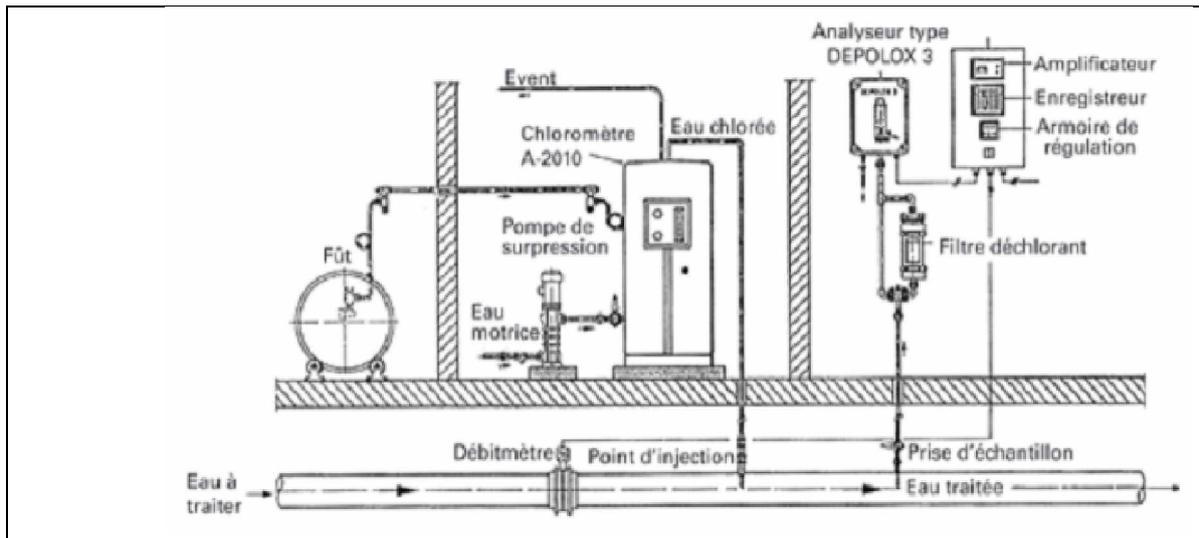


figure VII-11. Système de stockage et dosage de chlore à partir de fûts (500 kg ou 1 tonne) sans évaporateur

**Remarque :**

Le chlore est un produit dangereux, dont la manipulation et l'emploi réclament des précautions particulières.

On se référera :

1. Aux règlements de sécurité en vigueur dans l'Algérie.
2. Aux consignes générales d'utilisation du chlore de l'annexe 4.
3. Aux consignes particulières ci-après :

∅ Les stockages de chlore doivent être abrités du soleil, surtout dans les pays chauds. Vers 70°, en effet, la dilatation du liquide supprime l'espace libre à la partie supérieure du récipient, avec risque d'éclatement de ce dernier, puis vaporisation subite de chlore gazeux (mortel). Inversement, les locaux doivent en général être chauffés en hiver, car un apport extérieur de calories est nécessaire :

- pour le maintien du débit gazeux,
- pour éviter une liquéfaction dans les conduites, préjudiciables aux chloromètres,

∅ Les tuyauteries en acier destinées à véhiculer du chlore seront soigneusement asséchées avant utilisation. Toute trace d'humidité conduit en effet à la formation d'acide chlorhydrique, et donc à un risque de corrosion sévère des circuits.

**Conclusion :**

Ce chapitre à permet de déterminer les différentes caractéristiques de chaque compartiment la chaîne de traitement à savoir :

- ∅ Deux décanteurs de type Densadeg de capacité de traitement de 2916 m<sup>3</sup>/h chacun
- ∅ Six filtres à sable de type Aquazur de largeur de 5 m, de longueur de 15.14 m et d'une capacité de traitement de 972 m<sup>3</sup>/h chacun.
- ∅ Des futs de chlore de capacité 500 kg à 1 tonne avec une installation de dosage appropriée.

**Introduction :**

L'étude de dimensionnement d'une adduction d'eau potable n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

**VIII-1. Pose de canalisation :****VIII-1-1. Principe de pose de canalisations :**

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

**Ø Aménagement du lit de pose :**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

**Ø La mise en place des canalisations :**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

**Ø Assemblage des conduites :**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

**Ø Construction des regards :**

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des conduites. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;

- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

#### Ø Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

#### VIII-1-2. Pose de canalisation en pente :

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation 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'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, on retiendra qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne,
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau,
- en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

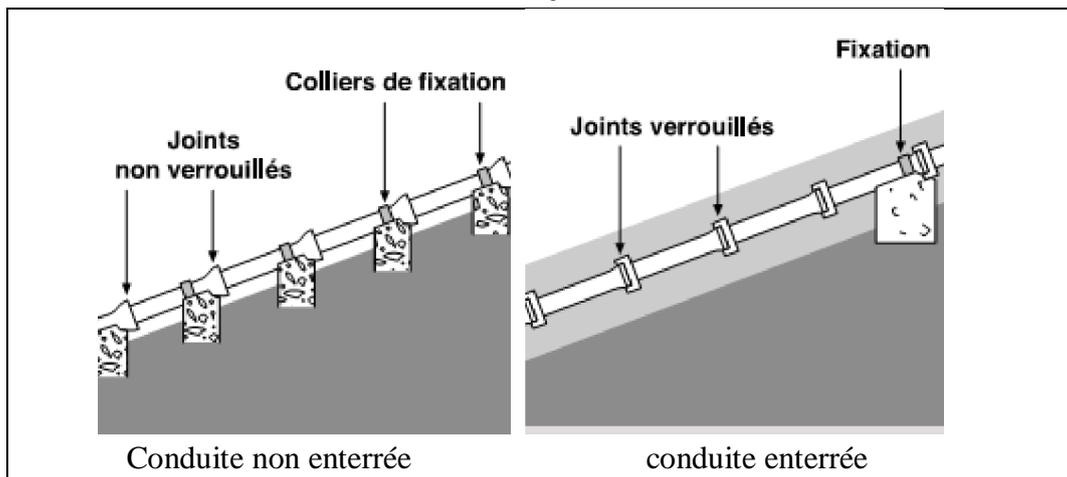


Figure VIII-1. Pose de canalisation en pente

#### VIII-1-3. Pose sans tranchée:

Ce type de pose est indiqué pour le franchissement d'obstacles, de rivières, d'autoroute, de voies ferrées, ... sans tranchée ouverte et sans perturbation de l'activité de surface.

La pose d'une canalisation en fonte par forage dirigé se fait en plusieurs étapes :

- a) reconnaissance soignée du sous-sol, faisant notamment appel à l'utilisation d'un géo radar,
- b) forage du trou pilote à l'aide d'une tête pilotée et orientable qui creuse le terrain. Elle entraîne derrière elle un train de tiges en rotation,
- c) alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte. Le train de tiges installé dans le forage à l'issue de l'étape b) est utilisé pour tirer (« au retour ») une tête d'alésage suivie des tuyaux en fonte, assemblés et verrouillés les uns aux autres au fur et à mesure de l'avancement. Cette opération, ainsi que la précédente s'accompagne d'une injection et d'une circulation permanente de bentonite.

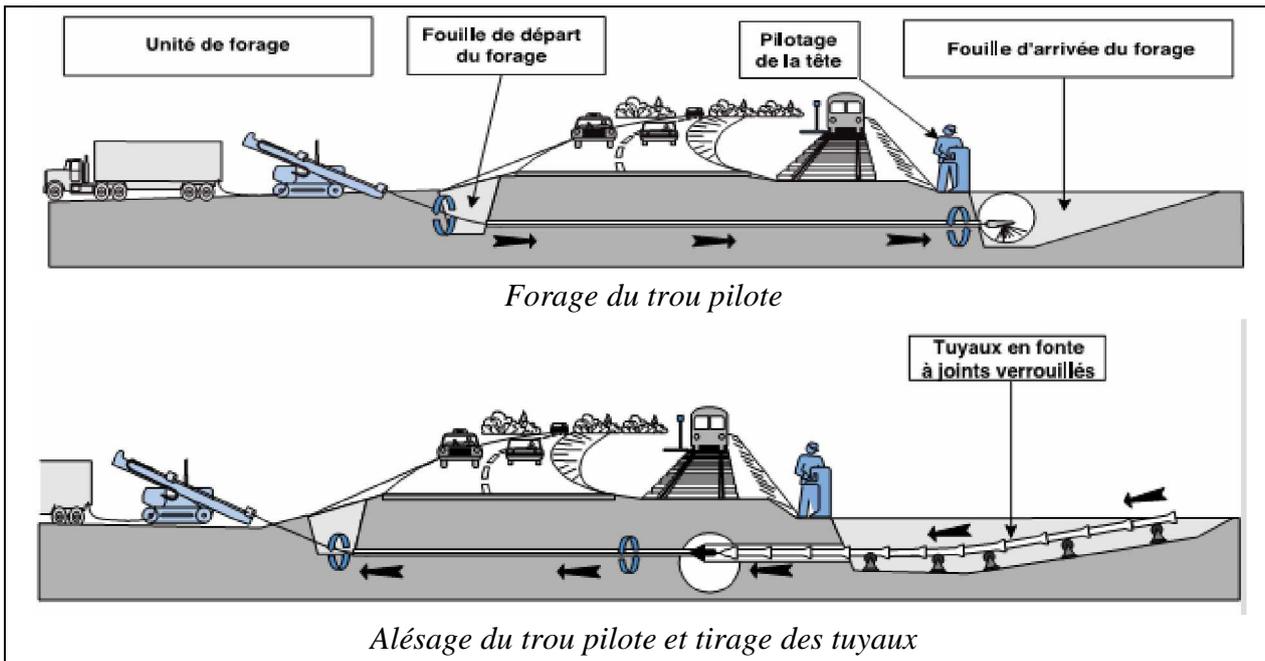


Figure VIII-2. Pose de canalisation sans tranchée

#### VIII-1-4. Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à  $1500 \Omega \cdot \text{cm}$  ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m .

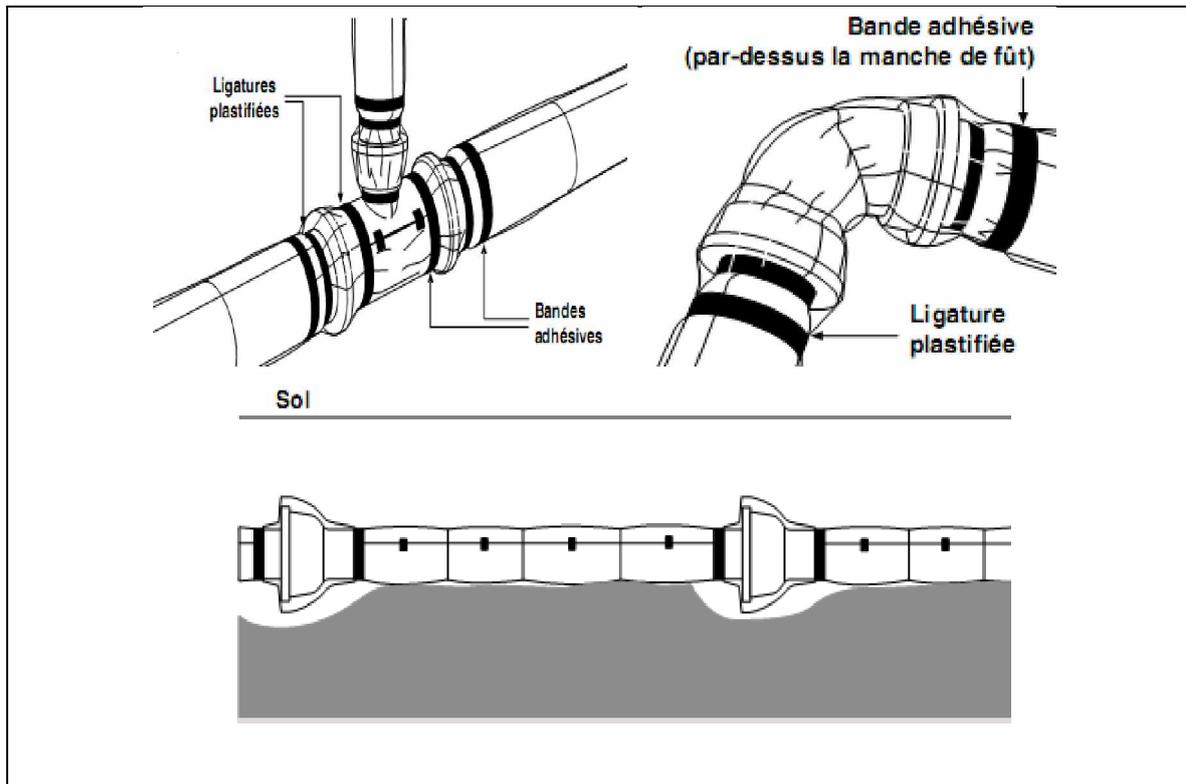


Figure VIII-3. Pose de canalisation sans tranchée

### VIII-2. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

#### VIII-2-1. Robinets vannes :

On distingue différents types de robinets vannes :

##### VIII-2-1-1. Robinets-vanne à opercule :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm.

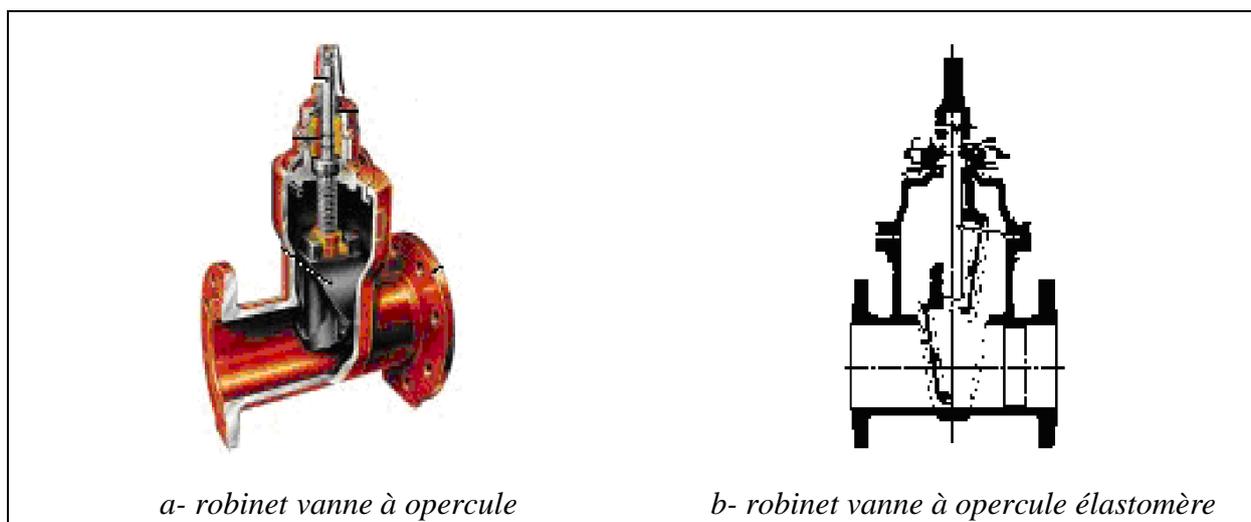
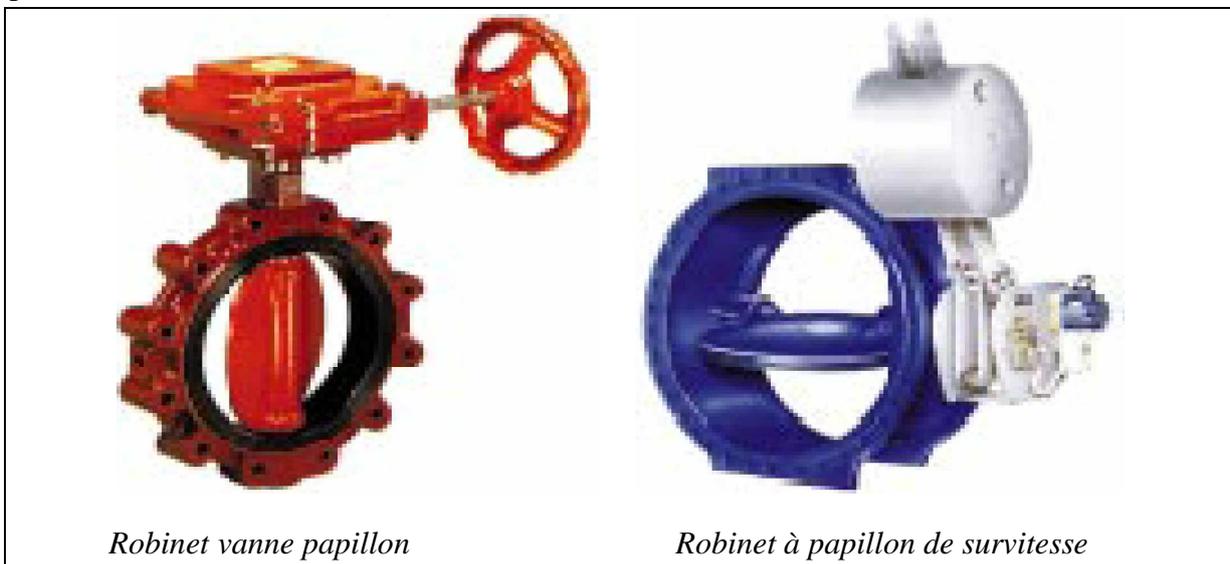


Figure VIII-4 . Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

**VIII-2-1-2. Vannes papillon:**

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



*Figure VIII-5. Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)*

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

Ø Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

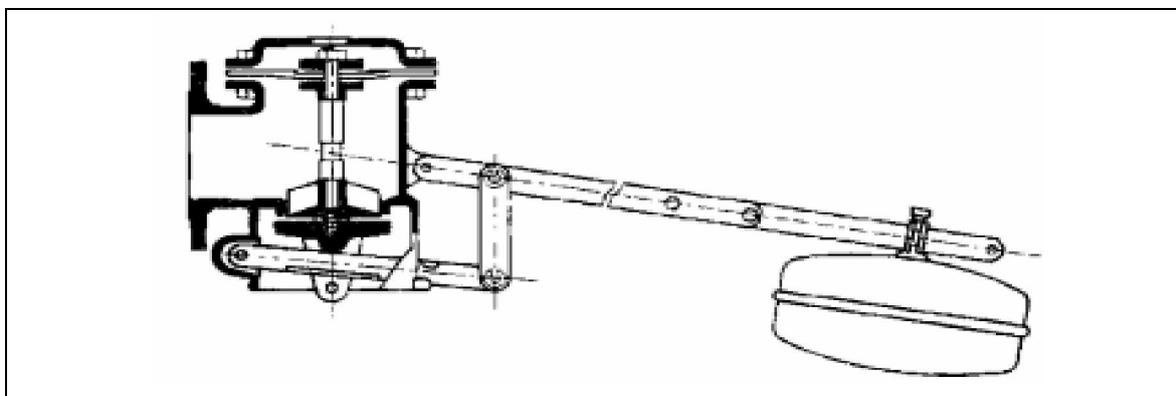
Ø Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

**VIII-2-1-3. Robinet à flotteur :**

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation.

La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.



*Figure VIII-6. Robinet à flotteur (d'après document Bayard)*

Remarque :

Pour notre cas, on prévoit des robinets à flotteur dans :

- Ø La bêche d'aspiration de la station de pompage.
- Ø L'alimentation des réservoirs.

**VIII-2-1-4. Vanne de régulation (avale):**

Fonctionne à action directe ou indirecte (hydraulique). Son but est de fournir une pression aval constante. La vanne à action directe est liée à un ressort : plus la course est grande et plus il faut de force. La vanne à action hydraulique possède une commande qui se situe hors appareil.

**VIII-2-1-5. Vanne de régulation (amont) :**

Elle maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et le débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En freinant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

**VIII-2-1-6. Vanne de régulation de débit :**

Elle limite et stabilise le débit à une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

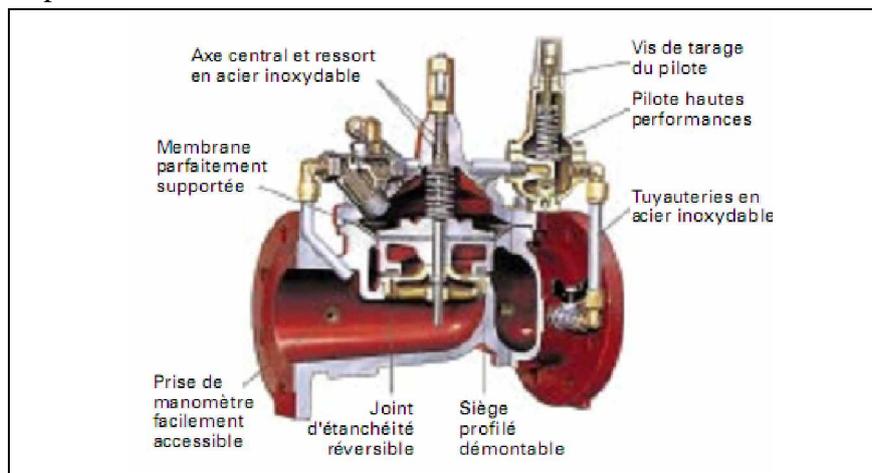


Figure VIII-7. Appareil de régulation modulaire (d'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas ce type de vanne est prévu dans la station de traitement, car elle est d'une grande utilité .

**VIII-2-2. Clapets de retenue :**

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

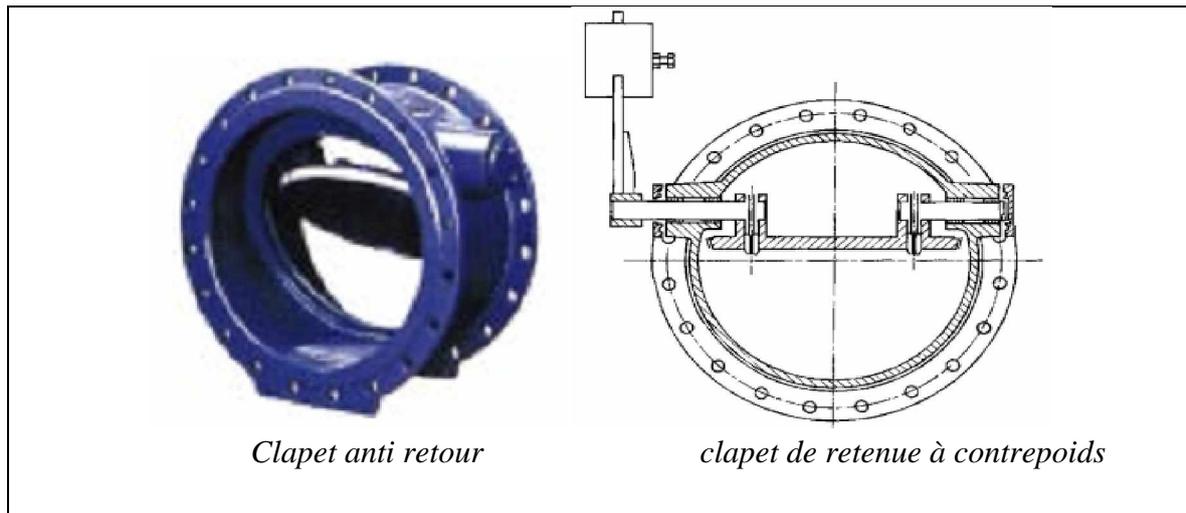


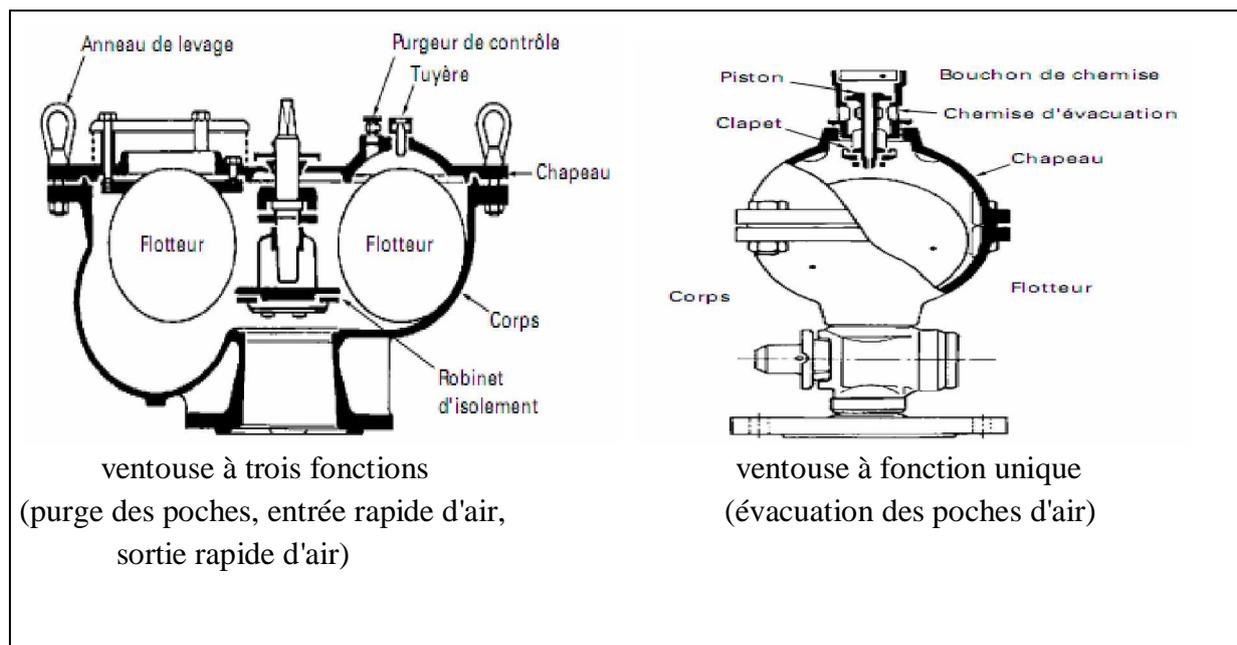
Figure VIII-8. Clapets de retenue (d'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti-retour à la sortie de chaque pompe

**VIII-2-3. Ventouses :**

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.



ventouse à trois fonctions  
(purge des poches, entrée rapide d'air,  
sortie rapide d'air)

ventouse à fonction unique  
(évacuation des poches d'air)

Figure VIII-9. Ventouses (d'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions.

**VIII-2-4. Moyens anti-bélier :**

Les différents moyens de protection anti-bélier sont :

Ø **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle n'est économique que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

Ø **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

Ø **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

Ø **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VIII-5).

Remarque :

Dans notre projet, la protection contre le coups de bélier est détaillée dans le chapitre VI.

**VIII-2-5. By-pass :**

Le by pass est utilisé pour :

- Û Faciliter la manoeuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Û Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Û Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

**VIII-2-6. Poteaux d'incendie**

Leur diamètre est normalisé à 100 ou 125 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doivent assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m<sup>3</sup>

Quand ils ne sont pas en service, les poteaux d'incendie sont mis hors gel par vidange de leur corps, commandée par la fermeture de leur vanne. Ils peuvent, dans certains cas, prendre la forme d'une bouche d'incendie et de lavage.

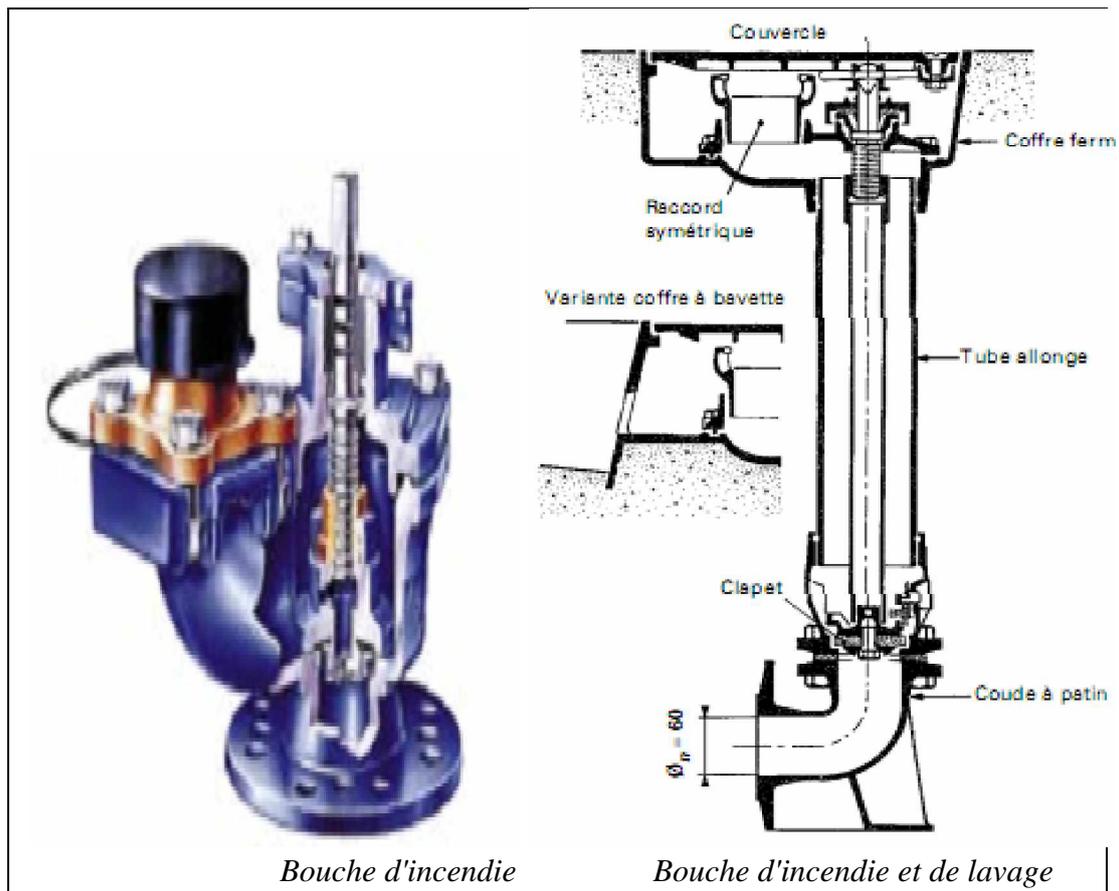


Figure VIII-10. Bouches d'incendies (D'après document Pont à Mousson)

Remarque :

Etant donné que la station de traitement et la station de pompage sont situées dans le même site un réseau de protection contre l'incendie peut être projeté.

### VIII-2-7. Crépines :

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à 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.

### VIII-2-8. Déversoirs de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

### VIII-2-9. Joints de raccordement :

Les tuyaux sont assemblés par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont:

- Ø le joint express (verrouillé ou non) ;
- Ø le joint standard (verrouillé ou non) ;
- Ø les joints automatiques verrouillés ;
- Ø le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

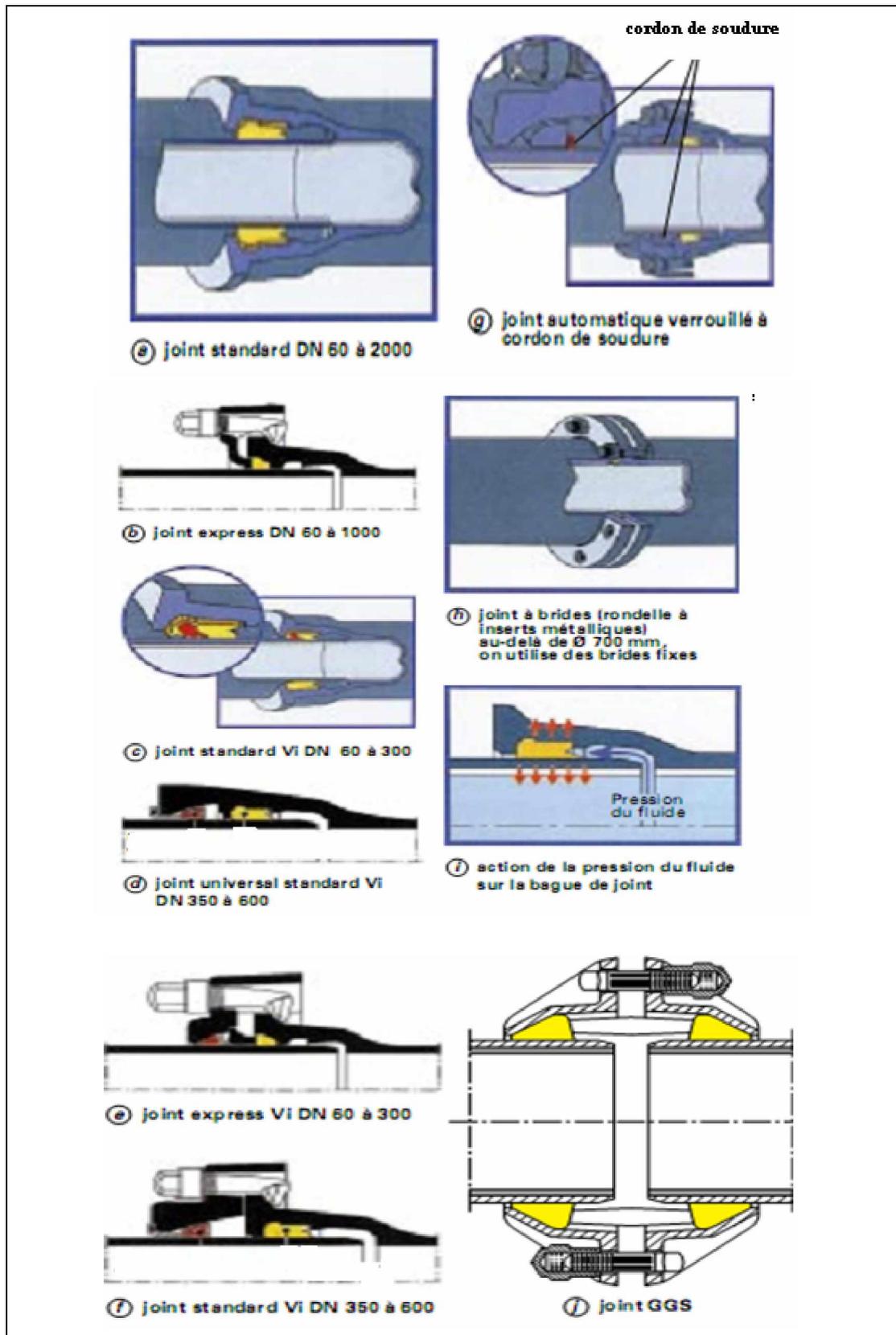


Figure VIII-11. Joints pour canalisations en fonte (d'après document Pont-à-Mousson)

## VIII-2-10. Organes de mesure :

## Ø Mesure de débit

Les différents dispositifs de mesure sont :

- ü Le diaphragme ;
- ü Le venturi ;
- ü La tuyère ;

Ces débitmètres de type manométrique sont les plus utilisés pour la mesure des débits de fluide. Ils exploitent la loi de BERNOULLI qui indique la relation existant entre le débit et la perte de charge résultante d'un changement de section de la conduite. Ces dispositifs sont utilisables que lorsque l'écoulement est turbulent. En partant de la relation  $Q = S \times V$  et en supposant une masse volumique constante (fluide incompressible), on peut écrire l'équation de continuité :  $Q = S_1 \times V_1 = S_2 \times V_2$

Celle ci montre qu'avec un écoulement régulier et uniforme, une réduction de diamètre de la canalisation entraîne une augmentation de la vitesse du fluide, donc de l'énergie potentielle ou de la pression de la canalisation.

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

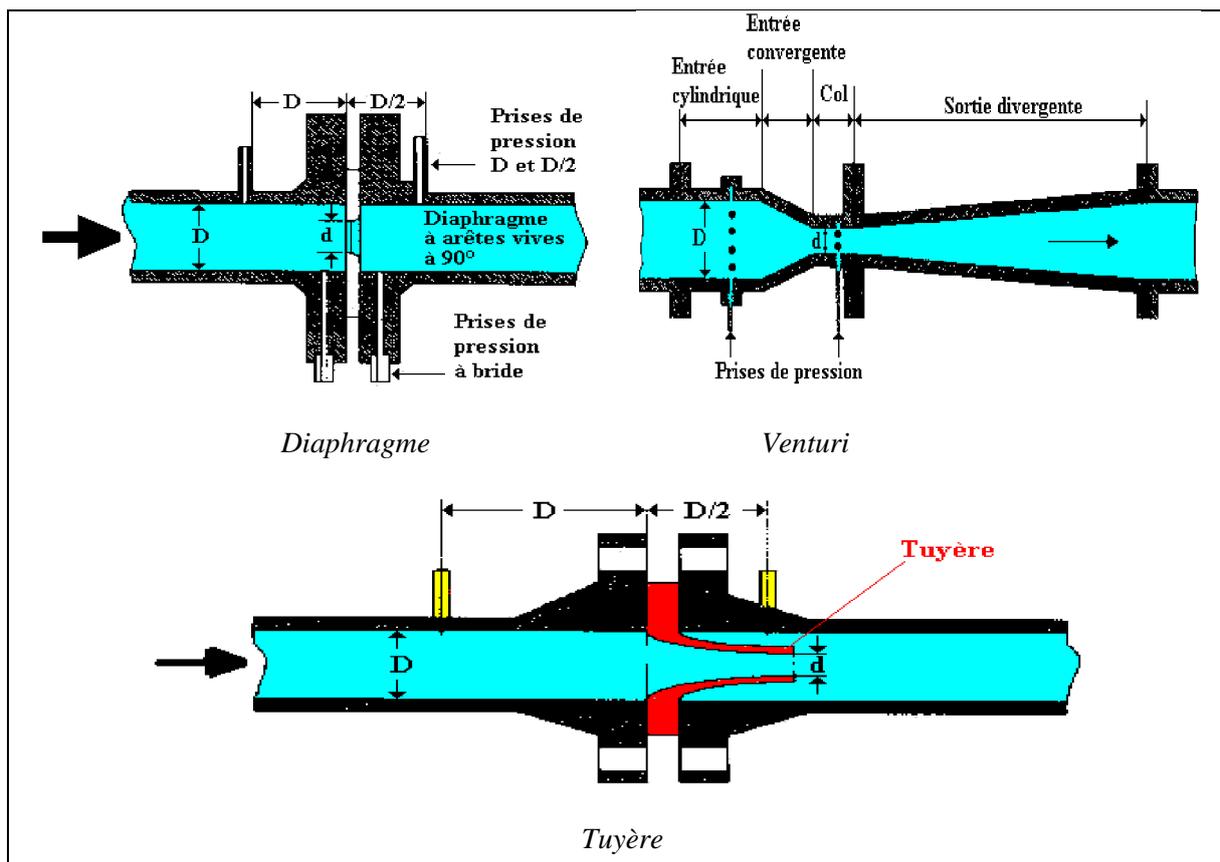


Figure VIII-12. Différents types de débitmètres

### Ø Mesure de pression :

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

#### Ø 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 usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

#### Ø manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

## VIII-2-11.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- Û La déviation d'une partie d'écoulement ;
- Û L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Û Le changement de diamètre de la conduite ;
- Û Le montage et le démontage des accessoires ;
- Û Le changement de direction de la conduite.

### Ø 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, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ 30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ 15'$ ).

### Ø Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Û Les cônes à deux emboîtements ;
- Û Les cônes à deux brides ;
- Û Les cônes a emboîtement et bride.

### Ø 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.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

### Ø Joints de démontage

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...) et au niveau de certains joints.

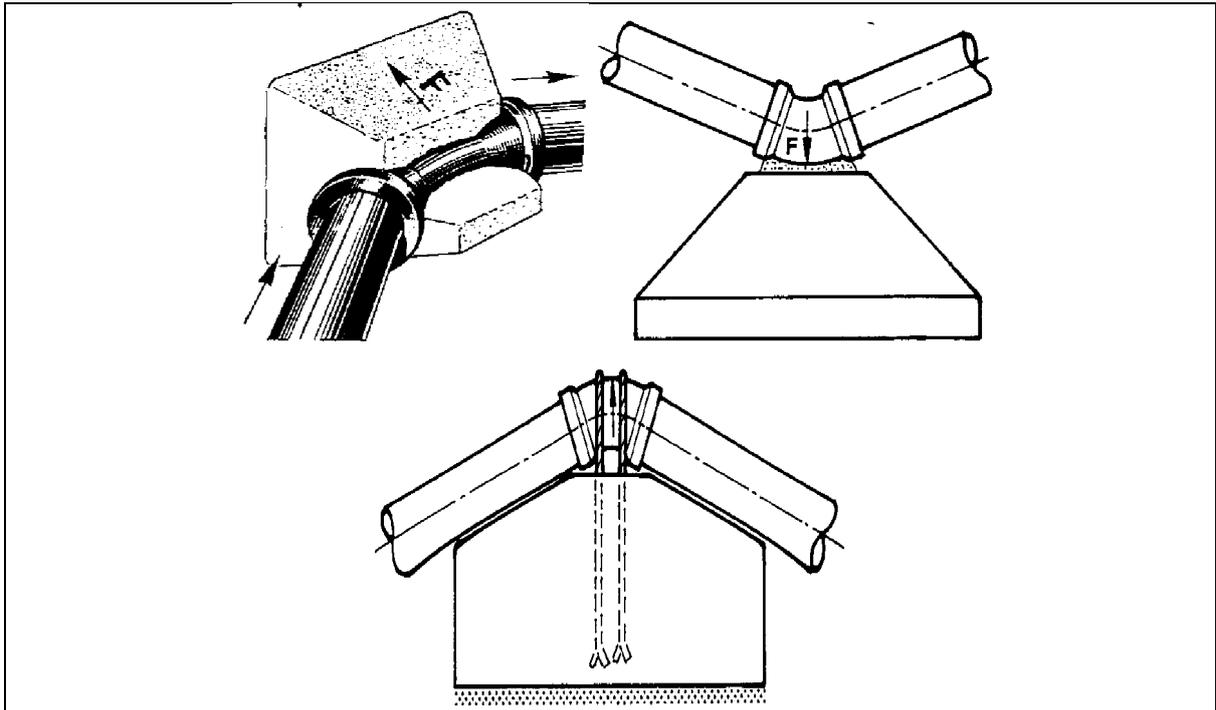


Figure VIII-12. Emplacement des coudes

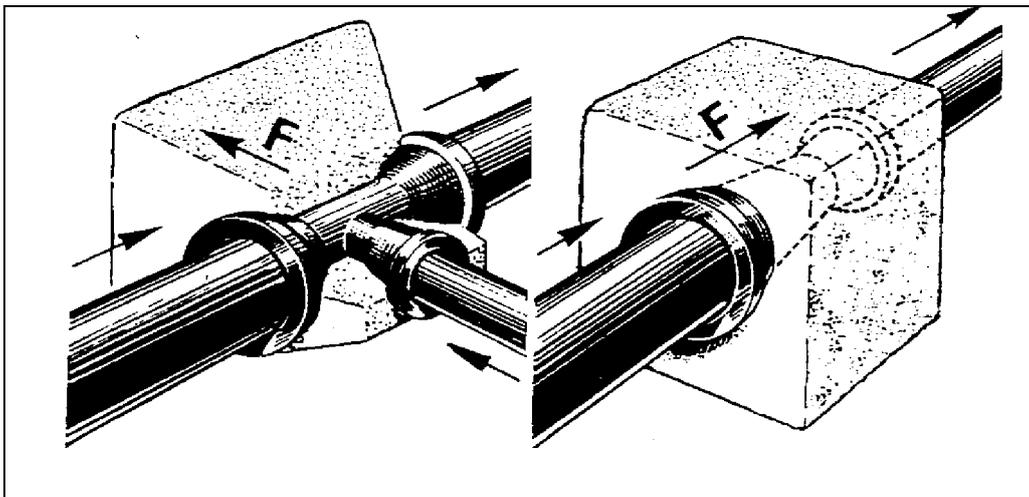


Figure VIII-13. Emplacement des Tés et des Cônes

**Conclusion :**

## Conclusion générale

A travers ce travail nous avons pu connaître les différentes étapes de dimensionnement d'une adduction d'alimentation en eau potable.

Pour notre cas l'adduction est caractérisée comme suit :

- Ø Premièrement l'eau non traitée s'écoule entre le barrage de Koudiet Acerdoune et la station de traitement de Djebahia sur deux tronçons : le premier de diamètre 1200 mm et d'une longueur de 12331.7 m et le deuxième est caractérisé par une succession de diamètres à savoir : un diamètre de 1400 mm une longueur de 3375.9m et autre de 1200 mm avec un linéaire de 1053.4 m.
- Ø A son arrivée à la station l'eau subit une amélioration de sa qualité sur une chaîne de traitement constituée de :
  - 2 décanteurs de type Densadeg
  - 6 filtres à sable de type Aquazur
  - Une désinfection assurée par des futs de chlore gazeux de capacité 500 kg à 1 tonne.
- Ø A la sortie de la station de traitement l'eau est refoulée par des pompes de type CAPRARI vers la ville de Kadiria le long d'une conduite de diamètre 300 mm et d'une longueur de 8377m avec un débit de 133.2 l/s.
- Ø Un réservoir de capacité 500 m<sup>3</sup> est installé pour l'approvisionnement en eau de la ville de Kadiria alimenté par un débit de 23.2 l/s
- Ø A son départ du réservoir de Kadiria l'eau s'écoule gravitairement dans une conduite de diamètre de 400 mm et de longueur 11456 m pour alimenter deux réservoir jumelés de capacité 750 m<sup>3</sup> chacun projetés dans le but d'alimenter la ville de Lakhdaria.

## *BIBLIOGRAPHIE*

[1] SOUHA BAHLOUS ELOUAFI –livre hydraulique-Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Radès-Pages 128-129-130

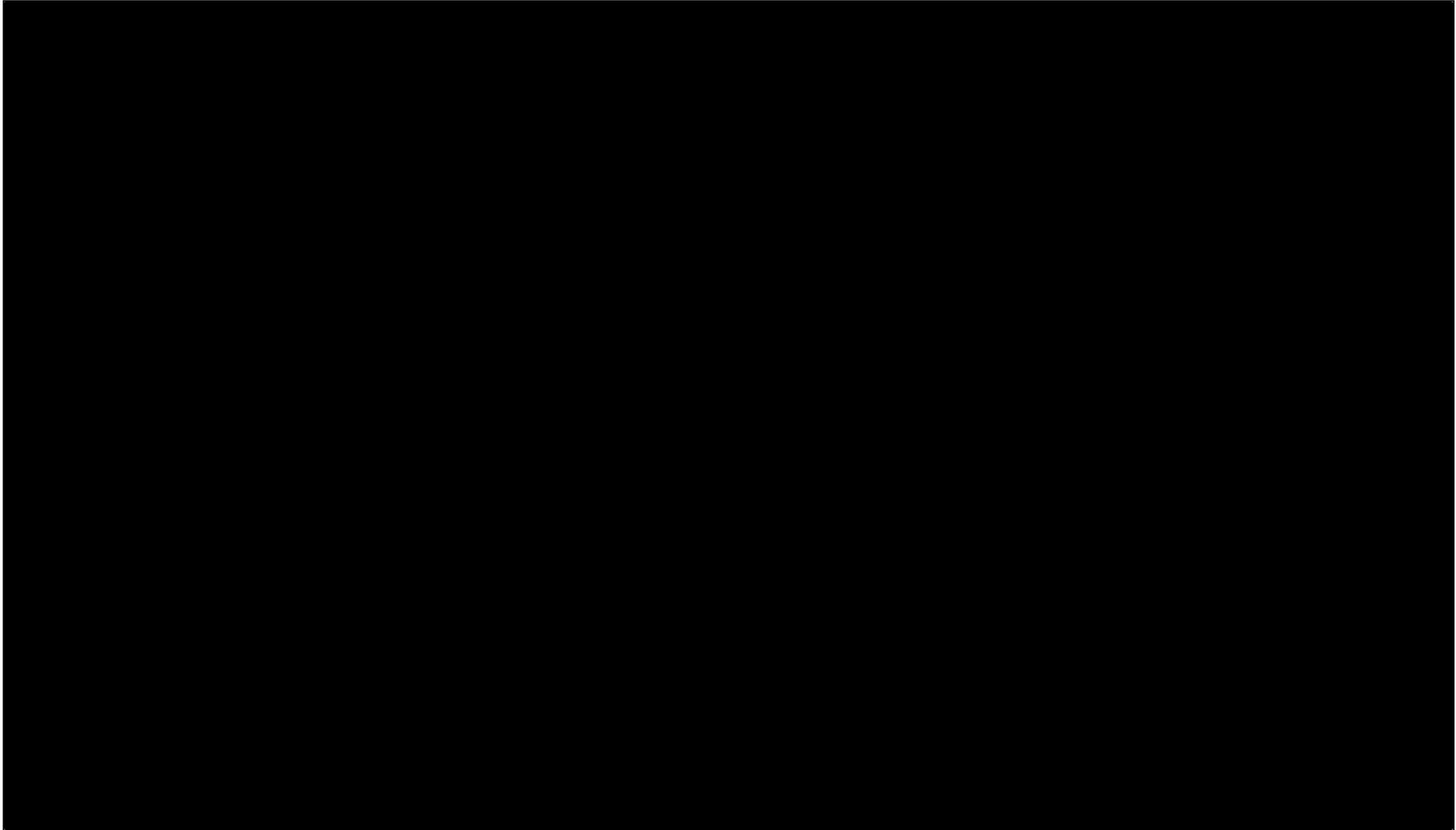
[2] SALAH BOUALEM –cours.

[3] Technique de l'ingénieur-Adduction et distribution d'eau-pages 9-37-40-195.

[4] François Brière Distribution et collecte des eaux 2<sup>ème</sup> édition-page 84

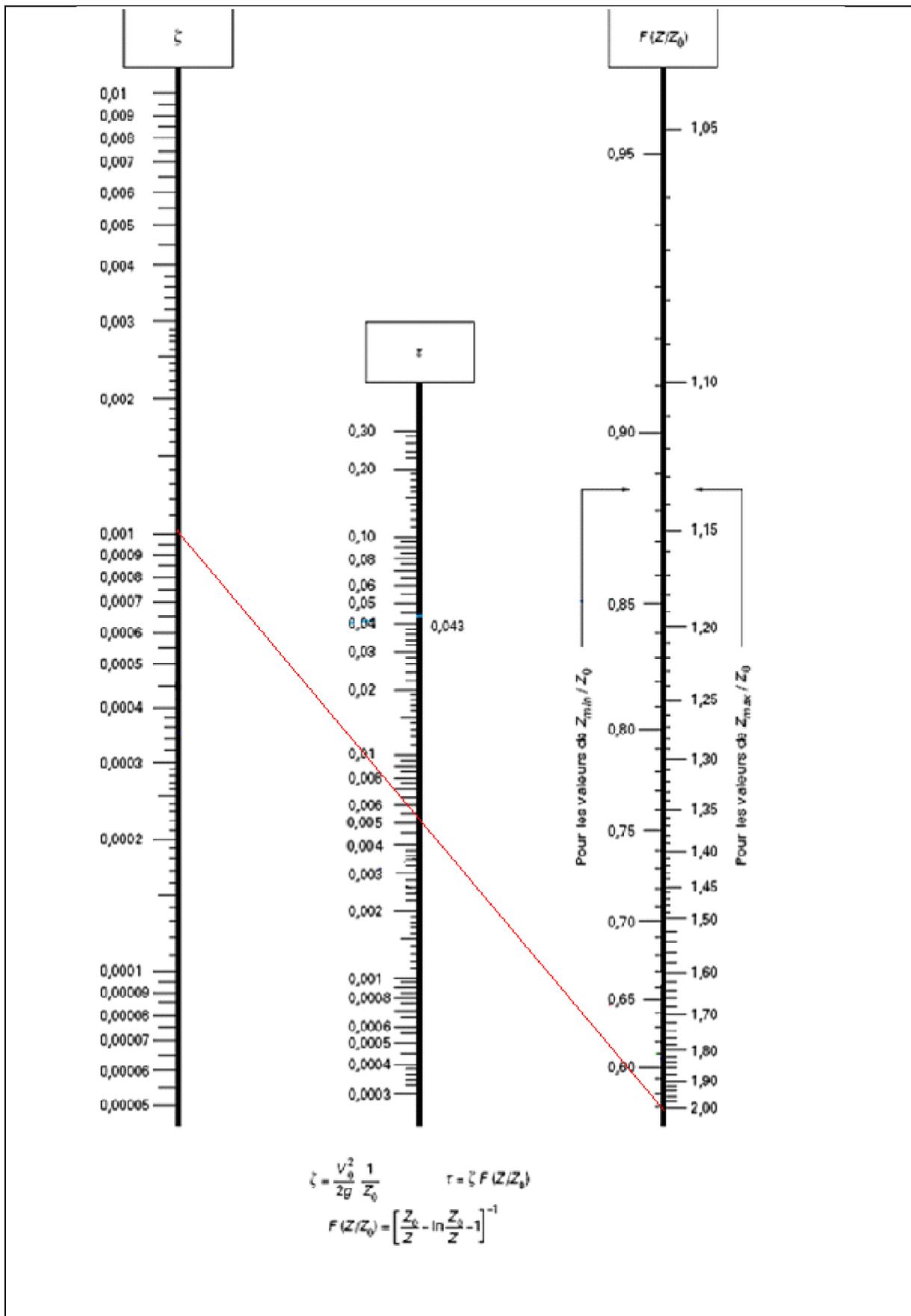
[5] Jean Loup Robert-Hydraulique urbaine –université de LAVAL,2004-page 143 à 148 et 163 à 165

*Annexe 1*



*Annexe 1: Carte pluviométrique de la zone d'étude*

Annexe 2: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air





Annexe 3.fiche de réactif (chlore gazeux)



**FICHE REACTIF**

Produit : **CHLORE GAZEUX**

Formule : Cl<sub>2</sub>

Synonyme(s) :

**Etiquetage**

**Degré de danger**

<b>Usage</b>	Désinfection des eaux, préparation des chloramines, élimination de l'ammoniac, oxydation des sulfures, du fer, du manganèse et des nitrites, préparation du bioxyde de chlore.
<b>Danger</b>	Gaz très irritant, vésicant et suffocant. Irritation des yeux, de la peau et des muqueuses. Inhalation dangereuse, voir même mortelle pour quelques inspirations à 30 mg de Cl <sub>2</sub> /l d'air. Risque d'œdème aigu du poumon (parfois après rémission des signes d'irritation pulmonaire).
<b>MESURES A PRENDRE EN CAS D'ACCIDENT</b>	
<b>Peau</b>	Laver immédiatement et abondamment à l'eau pendant 15 minutes. Se déshabiller en cas de projections importantes.
<b>Yeux</b>	Laver immédiatement et abondamment à l'eau pendant 15 minutes, paupières ouvertes.
<b>Inhalation</b>	Evacuer immédiatement la victime de la zone dangereuse. Mettre en position allongée dans un lieu abrité thorax et tête relevés et la protéger du froid. En cas d'arrêt respiratoire, respiration artificielle. Mise sous surveillance médicale et/ou hospitalisation. Consulter un médecin même en cas d'inhalation légère.
<b>Environnement</b>	Installation de neutralisation avec l'anhydride sulfureux, thiosulfate, soude.

**CARACTERISTIQUES**

Comment reconnaître le produit	Produit commercial	Conditionnement
Gaz plus lourd que l'air, de couleur vert-jaune. Irritant, suffocant.	Masse molaire : 70,9. Densité par rapport à l'air : 2,49. Liquéfaction à la pression atmosphérique : -34. VLE : 1 ppm.	Sous forme de chlore liquide dans des récipients en acier.

**PRECAUTION D'EMPLOI**

Manipulation	Stockage	Condition d'emploi Incompatibilité/Incendie
<p>Vêtements de protection (bottes, tabliers, gants de caoutchouc, lunettes de sécurité) et masques filtrant composés d'une face et d'un serre tête. Ne pas soumettre les récipients à manipulation brutale ou chocs. Ne jamais reserrer un accessoire (vanne, robinet, raccord...) d'un appareillage sous pression, ni lubrifier les robinets à l'aide de graisses, huiles, pétrole ou toute autre matière organique.</p>	<p>Locaux séparés, bien ventilés, secs et frais construits à l'épreuve du feu. Prévoir une ventilation puissante. Cuvette de rétention. Equipement électrique protégé contre la corrosion. Ne pas stocker avec des produits chimiques et des matières combustibles.</p>	<p>Gaz incombustible. Toutefois du fait de sa grande réactivité vis à vis de produits organiques et minéraux il peut être à l'origine d'explosions ou aggraver des incendies. Ne pas utiliser d'eau. Extincteurs à poudres. Si un réservoir est exposé au feu, vérifier l'absence de fuite et, dans ce cas refroidir à l'eau avec précaution.</p>