

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique & Technique des Eaux

Présenté par :

- BENDOKHAN E SEIF EDDINE
- HAFIENNE ZAHRA

---

**Thème : ALIMENTATION EN EAUX POTABLES DE LA ZONE OUEST  
DE ALI MENDJLI**

---

**Dirigé par:**

**M<sup>me</sup> Bouragbi Née Lekouaghet  
Nassima**

---

**Juin 2015**

---

# Remerciements

*Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.*

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

*Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.*

*Ma promotrice M<sup>me</sup> BOURAGBI . N pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.*

*Mes remerciements vont également à tout le personnel de  
- la direction de l'hydraulique de Canstantinne ;*

*Mes remerciements à Mr. Mezaini A. elhamid et Mr .Mounir.*

*Mon respect aux président de jury et les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

# Dédicace

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents, Qui m'ont soutenu durant toutes ces  
années de formation.*

*A ma sœurs, mes frères*

*A toute la famille*

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale a : Bouragbi housam*

# Dédicace

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

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

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

À mon père qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères et mes sœurs.

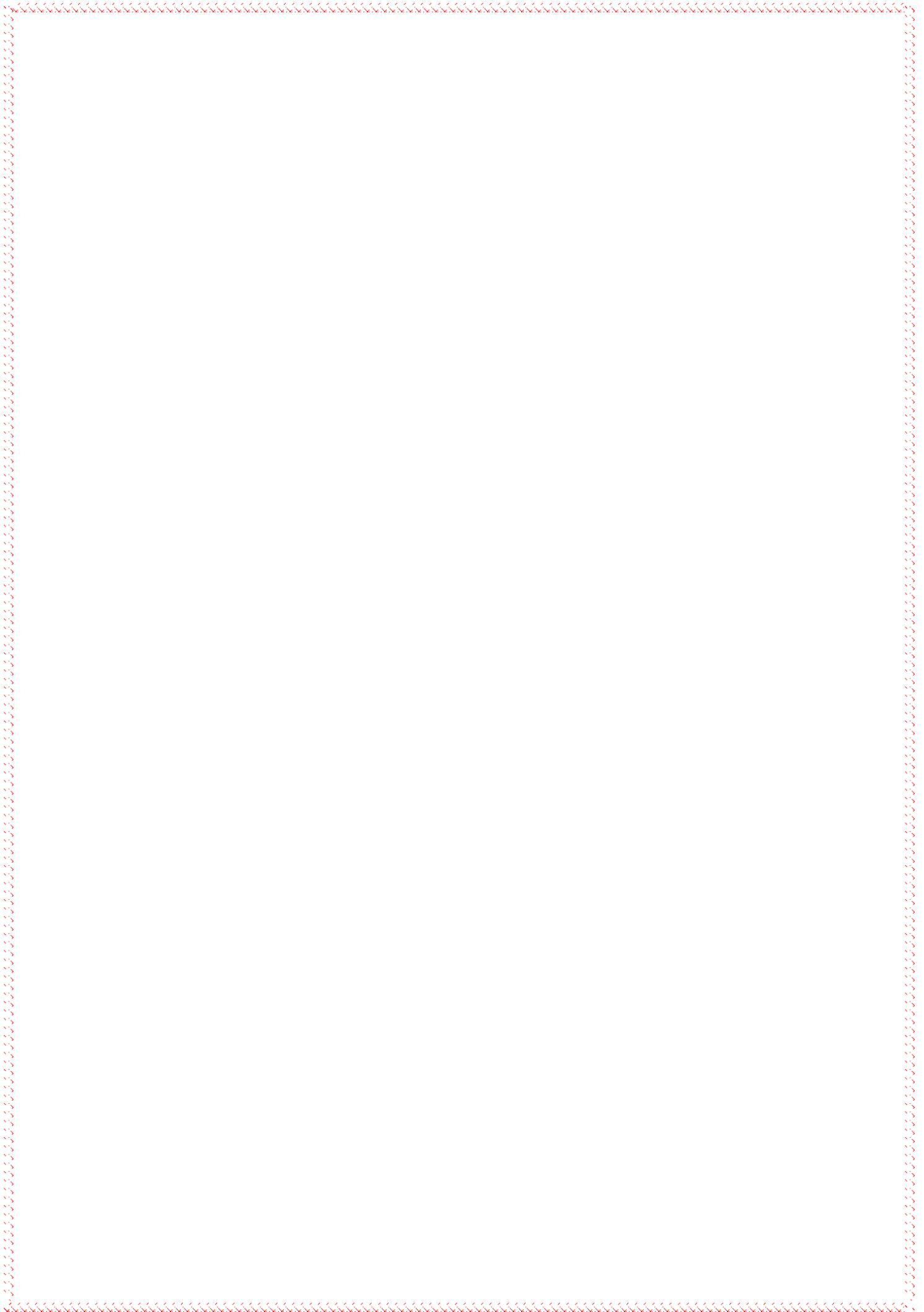
À mon neveu et ma nièce.

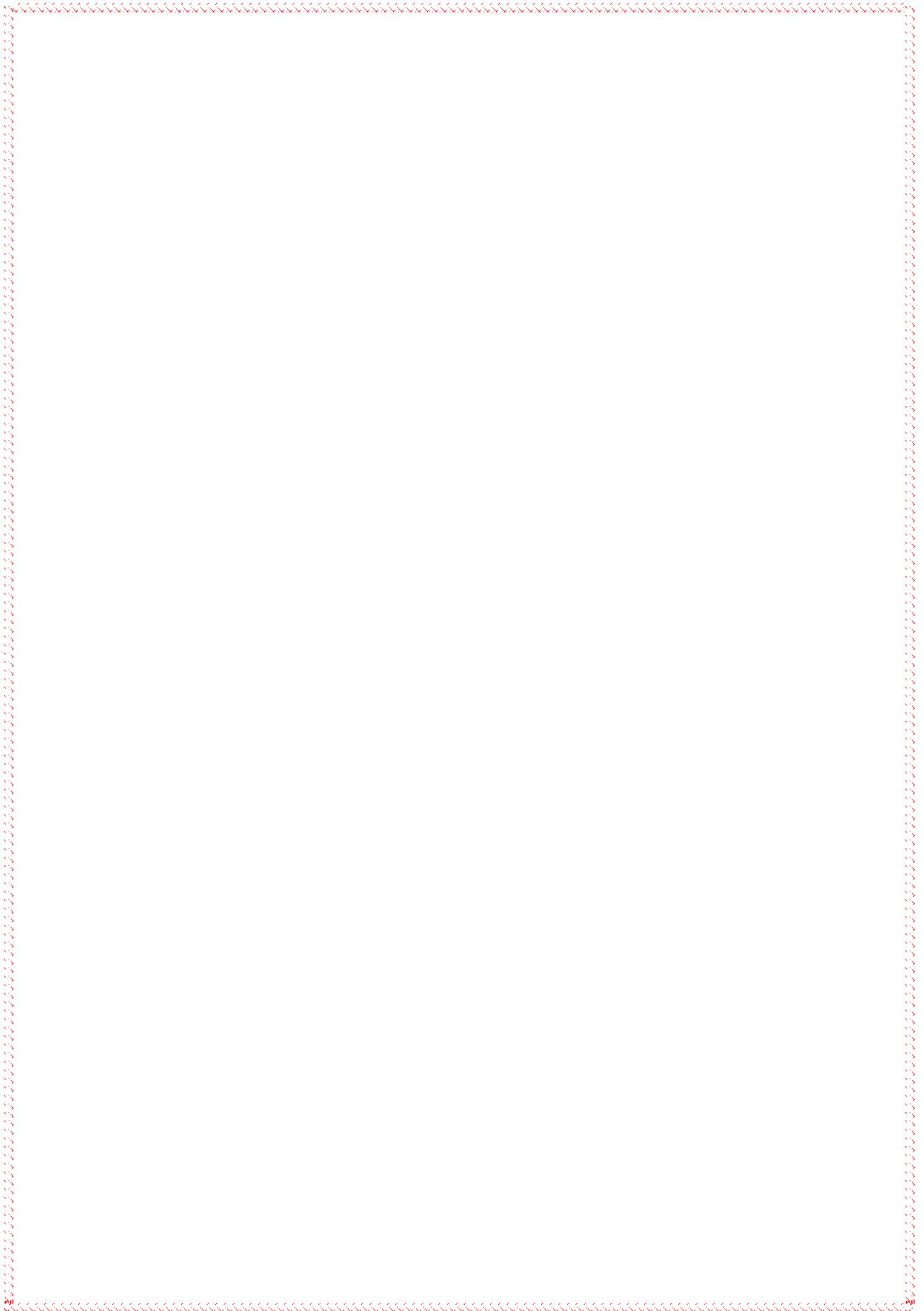
À tous les membres de la famille : HAFFIENE.

À mes très chères amies

À tous (tes) mes collègues

***Haffiene zahra***





## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	1
-----------------------------	---

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

Introduction.....	2
I.1. SITUATION DE LA NOUVELLE VILLE ALI MENDJELI .....	2
I.2. CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE .....	3
I.2.1. Topographie et pente .....	3
I.2.2. Hydrographie.....	4
I.2.3 Hydrologie .....	5
I.2.4 La climatologie .....	5
I.2.5 Relief et géologie.....	8

### **Chapitre II: Calcul des besoins en eau**

Introduction.....	10
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude .....	10
II.2. Estimation des besoins en eau potable .....	11
II-2-1.Les besoins domestiques .....	11
II.2.2 Les besoins scolaires .....	12
II.2.3 Besoins des équipements collectifs .....	13
II.3.Estimation des pertes .....	14
II.5.1.Variation de la consommation journalière .....	15
II.5.2.Variation de la consommation horaire .....	16
II.6.Variation des débits horaires (1 <sup>er</sup> méthode) .....	16
II.6.1 Variations du débit horaire (2 <sup>ème</sup> méthode).....	18

### **Chapitre III : Etude d'adduction**

Introduction.....	21
III.1. Types d'adduction .....	21
III.1.1. Adduction gravitaire .....	21
III.1.2. Adduction par refoulement .....	21
III.1.3. Adduction par refoulement .....	
III.2. Choix du tracé .....	21

III.3. Choix de type de canalisation .....	22
III.4. Etude de l'adduction .....	23
III.4.1. Les étapes du choix de l'emplacement .....	23
III.4.2 Etude technico-économique de l'adduction .....	23
Conclusion .....	31

## **Chapitre IV : Etude des réservoirs**

IV.1. Définition .....	32
IV.2. Classification des réservoirs .....	32
IV.3. Fonctions des réservoirs .....	32
IV.4. Emplacement des réservoirs .....	33
IV.5. Alimentation des réservoirs .....	33
IV.5. a Réservoirs alimentés gravitairement .....	33
IV.5. b Réservoirs alimentés par refoulement .....	33
IV.6. Equipement des réservoirs .....	34
IV.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction .....	34
IV.6.2 Conduite de départ ou de distribution .....	35
IV.6.3 Conduite de trop plein .....	35
IV.6.4 Conduite de vidange .....	35
IV.6.5 Conduite By-pass .....	35
IV.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	35
IV.7. Entretien et sécurité .....	36
IV.8. Hygiène et sécurité .....	37
IV.9. La capacité réservoir .....	38
IV.9.1 La méthode analytique .....	38
IV.9.2 La méthode graphique .....	38
IV.10. dimensionnement de la Bâche de la station de pompage .....	39
IV.11. Estimation de la capacité totale du réservoir .....	40
IV.12. Forme des réservoirs .....	41
Conclusion .....	42

## Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	43
V.1.Classification des pompes .....	43
V.2.Choix de l'emplacement de la station de pompage .....	43
V.3.parametres du choix d'une pompe .....	44
V.4.Les modes de couplage des pompes .....	44
V.5.Dimensionnements des stations de pompage .....	47
V.5.1.choix de la pompe .....	47
V.6.Point de fonctionnement .....	47
V.7.Courbe caractéristique de la conduite .....	47
V.7.1.Refolement .....	48
V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	49
V.8.1. Refoulement : SP - R .....	49
V.9.Etude de cavitation.....	55
V.9.1.Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe .....	55
V.9.2.Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement.....	55
V.9.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible .....	56
V.9.4.Calage de la pompe .....	57
V.10. Choix du moteur électrique.....	58
V.10.1. Critères de choix du moteur électrique .....	58
V.11. Encombrement des pompes choisies .....	60
V.12. choix du bâtiment.....	61
V.12.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage .....	61
V.13 Equipement auxiliaire .....	63
Conclusion .....	65

## Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Définition .....	66
VI.1. CAUSES DU COUP DE BELIER .....	66
VI.2. RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER.....	66
VI.2.1 Cas de la surpression .....	67
VI.2.2 Cas de dépression .....	67

VI.2.3 Fatigue de la canalisation .....	67
VI. 3. Description des phénomènes physiques .....	67
VI.3.1. Etat d'équilibre d'un système hydraulique .....	75
VI.3.2 Onde élastique et oscillation en masse .....	67
VI.3.3 Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions .....	68
VI.4 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	72
VI.4.1 Réservoir d'air .....	72
VI.4.2 Cheminée d'équilibre.....	72
VI.4.2 Soupape de décharge .....	73
VI.4.2 Volant d'inertie.....	73
VI.5 Calcul du réservoir d'air .....	73
VI.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	77
VI.7. Protection des conduites contre la corrosion .....	79
VI.7.1 Définition .....	79
VI.7.2. Facteurs de la corrosion .....	79
VI.7.3. Moyens de lutte contre la corrosion externe .....	80
VI.8. Protection des conduites contre la corrosion interne .....	81
Conclusion .....	81

## **Chapitre VII : Etude de distribution**

Introduction.....	82
VII.1 Définition de le reseau de distribution .....	82
VII.2. Caractéristique de réseau de distribution.....	82
VII.3. Classification des réseaux .....	83
VII.3.1 Le réseau ramifié: .....	83
VII.3.2 Les réseaux maillés .....	83
VII.3.3 Les réseaux étagés .....	83
VII.3.4 Les réseaux à alimentation distinctes .....	84
VII.4 CALCUL DES DEBITS .....	84
VII.4.1 Débits en route.....	84
VII.4 2 Le débit spécifique .....	85
VII.4.3 Le débit aux nœuds.....	86
VII.5. Calcul hydraulique .....	86
VII.5.1 Cas de pointe .....	87
VII.5.2 Cas de pointe + incendie .....	88
VII.5.3 Cas de transit .....	89
VII.5.4 Cas de la station a l'arrêt .....	90
VII.6. PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET.....	95

VII.6.1 Méthode de calcul .....	95
VII.6.2 Paramètres d'entrée du réseau .....	95
VII.7 DETERMINATION DES DIAMETRES DE CHAQUE TRONÇON .....	97
VII.8 CALCUL DES PARAMETRES HYDRAULIQUES.....	98
VII.8.1 Cas de pointe .....	99
VII.8.2 Cas de pointe + incedie .....	100
VII.8.3 Cas de transit .....	101
VII.8.4 Cas de la station a l'arret .....	102

### **Chapitre VIII : Gestion et pose de canalisation et accessoires**

Introduction.....	108
VIII.1 But de la gestion.....	108
VIII.2. Controle des ouvrages de stockage .....	108
VIII.3. Controle des reseaux d'adduction .....	88
VIII.4. Contrôle des pompes .....	88
Conclusion .....	94
Introduction .....	114
VIII.1 .Principe de pose de canalisations.....	114
VII.2 Pose de canalisation.....	117
VII.2.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	117
VII.2.3. Pose de canalisation en galerie .....	117
VII.2.4. Pose de canalisation en pente .....	117
VII.2.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant .....	118
VII.2.6. Traversée d'une rivière .....	118
VII.2.7. Traversée de route .....	119
VII.2.8. Passage de ponts .....	119
VII.2.9. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée) .....	119
VII.2. Butée et amarrage .....	119
VII.3. Accessoires .....	120
Conclusion .....	126.
CONCLUSION GENERALE.....	127

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I : Description et caractéristique de la zone d'étude**

Tableau I .1 : Pluie annuelle totale en (mm).....	6
Tableau I .2 : Précipitation moyennes mensuelle et saisonnière .....	6
Tableau I .3 : Température moyennes mensuelle et saisonnière .....	5
Tableau I .4 : Humidité moyenne mensuelle	
Tableau I .5 : Moyenne mensuelle de vaporisation	
Tableau I .6 : Variation de la vitesse de vent enregistrée	

### **CHAPITRE II : Calcul des besoins en eau**

Tableau II.1: Estimation de la population future de l'agglomération.....	10
Tableau II.2: Dotation unitaire moyenne .....	11
Tableau II.3: Détermination des besoins domestiques .....	12
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires .....	12
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins collectifs.....	13
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des consommations moyennes journalières.....	14
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ .....	16
Tableau II.8: Variation de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants .....	17
Tableau II.9 : Variation de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau II.10: Variations du débit horaire pour la commune.....	19
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des consommations journalières et horaires.....	20

### **CHAPITRE III : Etude d'adduction**

Tableau III.1: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyau .....	23
Tableau III.2: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire .....	24
Tableau III.3 :Frais d'investissement des conduites gravitaire.....	24
Tableau III.4:Calcul de la HMT du R-Sp .....	29
Tableau III.5: Calcul des frais d'amortissement du tronçon R-Sp .....	29
Tableau III.6:Calcul des frais d'exploitation du tronçon R-Sp .....	29
Tableau III.7: Bilan du tronçon : R-Sp .....	30
Tableau III.8: Bilan total .....	30

## **CHAPITRE IV : Etude des réservoirs**

Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.....	33
Tableau IV.2 : description des réservoirs existants .....	34
Tableau IV .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir .....	40
Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions de réservoir.....	42

## **CHAPITRE V : Etude du pompage**

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre dans la station .....	46
Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- R) .....	48
Tableau V.3: Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage .....	54
Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	56
Tableau V.7: Coefficient de correction en fonction de la puissance .....	59
Tableau V.8 : Encombrement de la pompe.....	60
Tableau V.9 : Choix du type de bâtiment .....	61
Tableau V.10: Les dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	63

## **CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion**

Tableau VI.1: caractéristiques de la conduite.....	75
Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite.....	78

## **CHAPITRE VII : Etude de distribution**

Tableau V.1: Calcul du débit spécifique et du débit en route en cas de pointe .....	84
Tableau V.2: Calcul des débits nodaux en cas de pointe .....	85
Tableau V.3: Calcul des spécifique et du débit en route Cas de pointe + incendie .....	86
Tableau V.4: calcul des débits nodaux en cas de pointe plus incendie.....	87
Tableau V.5 : Calcul du débit spécifique et du débit en route .....	89
Tableau V.6 : calcul des débits nodaux .....	90
Tableau V.7: Calcul du débit spécifique et du débit en route .....	92
Tableau V.8 : calcul des débits nodaux .....	93
Tableau V.9 : Détermination des Diamètres de chaque tronçon .....	97

Tableau V.10: calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe).....	99
Tableau V.11: calcul les résultats des paramètres hydrauliques (cas de pointe+ incendie .....	100
Tableau V.12: calcul des paramètres hydrauliques (cas de transit) .....	101
Tableau V.13: calcul des paramètres hydrauliques (cas d'arrêt de la pompe).....	102
Tableau V.14 : Calcul des pressions de service du réseau (au sol) en cas de pointe.....	103
Tableau V.15 : calcul de pression au sol en Cas de pointe + incendie .....	104
Tableau V.16: calcul de pression au sol en cas de transit .....	105
Tableau V.17: calcul de pression au sol en cas de transit .....	106

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I- 1 : Présentation géographique de la zone d' étude.....	3
--	---

### CHAPITRE III : Etude d'adduction

Figure III.1: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	30
--	----

### CHAPITRE IV : Etude des réservoirs

Figure III.1 : Schéma d'un réservoir.....	38
Figure III.2 : Diagramme de remplissage du réservoir.....	41

### CHAPITRE V : Etude de pompage

Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle .....	45
Figure V.2: Couplage de deux pompes en série .....	45
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe .....	47
Figure V.4: Point de fonctionnement des pompes .....	49
Figure V.5: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel KAPRARI.....	60
Figure V.6. Le pont roulant.....	64

### CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Figure VI.1 : Étapes d'un cycle de variation de pression. ....	69
Figure VI.2 : Deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau.....	71
Figure : VI.2 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir .....	72
Figure VI.3 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit .....	74
Figure VI.5 : L'encombrement du réservoir d'air .....	77

### CHAPITRE VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée .....	115
Figure VII.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant. ....	118
Figure VII.1 : traversée d'une rivière. ....	119
Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule.....	121
Figure VII.3 : Robinets vanne papillon.....	121
Figure VII.4 : Clapet anti-retour .....	122



## Nomenclature

P : précipitation moyennes annuelle (mm).

T : température moyennes annuelle (c°).

ACL : agglomération chef-lieu.

AS : agglomération secondaire (type rural).

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

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

N : Nombre de consommateurs (hab).

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

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

$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

$Q_{min,j}$  : Débit de consommation minimum journalier ( $m^3/j$ ).

$Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire ( $m^3/h$ ).

$V_1$  : volume utile de réservoir ( $m^3$ ).

$Q_a$  : débit horaire disponible ( $m^3/h$ ).

$T_f$  : temps de fonctionnement de la pompe (20h).

$K_p$  : coefficient de pointe.

$V_{bach}$  : volume de la bache d'eau de la station de pompage ( $m^3$ ).

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $m^3$ ).

D : diamètre de la cuve (m).

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend  $R= 0.34m$ .

h : hauteur utile optimale d'eau (m).

$K_s$  : la rugosité absolue exprimée en ( mm).

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

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

I:gradient hydraulique en (m/m).

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

$\Delta H_s$  : Pertes de charge singulières (m).

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

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).

Nm : vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

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

$P_m$  : puissance du moteur (watt).

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

$\eta_p$  : rendement de la pompe (78.6%) .

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

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

$K$  : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.

$H_p$  : hauteur de la pompe (m).

$H_s$  : hauteur du socle (m).

$H_r$  : hauteur de réserve (m).

$S_f$  : surface d'une seule fenêtre ( $\text{m}^2$ ).

$C$  : la capacité de portée du pont roulant (kg).

$a$  : la célérité d'onde (m/s).

$H_0$  : pression minimal (m).

$U_0$  : le volume d'air comprimé ( $\text{m}^3$ ).

$t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation (s).

$t$  : le temps de fermeture du robinet vanne(s).

$Re$  : Nombre de Reynolds.

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

$V_{inc}$ : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ .

(C'est un volume minimum).

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ).

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

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

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

## INTRODUCTION GENERALE

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

L'Algérie est conduite à étudier et à développer divers procédés permettant d'obtenir de l'eau potable à partir des eaux de la mer, des chotts et la réalisation de gros projets hydrotechniques : barrages, retenues (dans des conditions admissibles techniquement et économiquement).

Parmi ces projets, l'alimentation en eau potable de la zone ouest d'Ali mendjli

Cette étude consiste à transférer de l'eau à partir du réservoir de 5000 m<sup>3</sup> vers un réservoir de 2500 m<sup>3</sup> après on la distribue. Afin de satisfaire leur besoin en eau.

L'étude comporte Cinq (5) parties définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de la zone d'étude.
- Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour l'ensemble des agglomérations afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre système de transfert.
- Une étude de conception du système de transfert afin de pouvoir projeter un transfert adéquat.
- Une étude de conception des systèmes annexes pour dimensionner les différents systèmes qui peuvent être projeté tel que : réservoir, station de pompage, anti bélier etc.
- Une étude de conception du système de distribution afin d'étudier les quatres cas de variation de débit

## INTRODUCTION:

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aménagement, telle qu'on abordera les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique de la nouvelle ville Ali Mendjeli

Notre étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et des équipements nécessaires pour assurer l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville Ali Mendjeli.

### 1.1 SITUATION DE LA NOUVELLE VILLE ALI MENDJELI :

Nouvelle ville Ali Mendjeli (carte n° 01) est située sur le plateau d'Ain Bey. Elle se localise à une quinzaine de kilomètres au sud de la ville de Constantine, à une douzaine de kilomètres à l'ouest de la ville du Khroub, et à une dizaine de kilomètres à l'est d'Ain Smara. Son altitude moyenne est de 800 m. Elle est implantée sur site vierge et vaste. Son assiette foncière est à cheval entre la commune du Khroub (1002 ha) et celle d'Ain Smara (498 ha). Le site de cette ville a été retenu suivant les recommandations du PUD (plan directeur d'urbanisme) dont les études qui ont été achevées en 1982 et approuvées par arrêté interministériel n°16 du 18 Janvier 1988. Cette ville est d'un seul tenant de 1 500 ha. Les Terrains sont de bonne consistance (argiles et formations calcaires en position subhorizontale). Les études géotechniques ont conclu à une bonne portance et à l'absence de glissements de terrain et les problèmes d'humidité. Sur le plan foncier, les autorités disposaient déjà de près de 1200 ha (terres domaniales) et elles rachetèrent les 300 autres hectares à des privés. Celles-ci n'avaient pas de hautes potentialités agricoles. Ainsi que la nouvelle Ali Mendjeli occupe un site assez exceptionnel par rapport à la ville de Constantine puisqu'elle a une position remarquable :

- Au Nord - Est, se situe l'aéroport international «Mohamed Boudiaf » qui d'ailleurs est une zone interdite à toute construction.

- Le chemin de wilaya N° 101 qui relie la ville de Ain Smara à celle du Khroub est une transversale qui traverse et divise la ville nouvelle en deux grandes parties nord et sud.

- La route nationale N° 79 qui passe à proximité relie la ville nouvelle à celle de Constantine.

- L'autoroute nationale Est - Ouest (en réalisation) passe au nord de la ville.

En définitive ce site dispose de plusieurs atouts favorables tant au niveau local, régional que national.



Figure 1.1 : situation géographique d'Ali mendjeli

## 1.2 CARACTÉRISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE:

### 1.2.1 Topographie et pente :

**A) la topographie :** la commune d'EL-KHROUB appartient, comme le reste de la wilaya de Constantine, au domaine des hautes plaines constantinoises ou le relief est très varié mais essentiellement montagneux, composé de chaînes calcaires et de marno-calcaires dont les principaux sont :

- Djebel Zouaoui :(1316m)
- Djebel Kerkara :(1186m)
- Djebel Ouahch :(1281m)

### **B) les pentes :**

Les paliers des pentes retenus sont :

- Pentes inférieures à 8% : ce sont des petites surfaces, des terrains pratiquement plats et les pentes sont largement inférieures à 8%, ne permettant pas un bon écoulement naturel donc un bon drainage des eaux superficielles et surtout pluviales. Ceci a pour conséquence des inondations plus ou moins importantes lors des périodes pluviales.

- Pentes de 8 à 12 % :

Elle permettant d'urbaniser à condition :

-d'éviter les vastes terrassements qui nécessiteraient des murs de soutènement

-d'installer les constructions en banquettes perpendiculairement à la direction de

La plus grande pente

-d'éviter les voies primaires sur les pentes supérieures à 8%. La possibilité d'exécuter les Voies secondaires.

•Pentes de 12à15% :

Les constructions isolées seront installées en gradins perpendiculairement à la ligne de Plus grande pente, afin de minimiser les terrassements et d'éviter les murs de soutènements .le coût de la construction devient important.

Le tracé de la voirie devient difficile, les routes primaires et secondaires seront évitées Car elles sont très difficiles à réaliser et très onéreuses.

•Pentes de15à 25% :

Ces pentes couvrent une grande partie de l'agglomération D'Ali mendjeli, l'urbanisation et la réalisation des réseaux et des constructions deviennent délicates, le coût de la réalisation devient important.

Les constructions seront installées séparément les unes des autres, les terrassements nécessiteront des murs de soutènement importants et onéreux, les routes carrossables proscrites, les liaisons feront par des chemins piétonniers.

•Pentes supérieures à 25% :

C'est une petite surface isolée se trouvant au niveau de l'extrémité Nord-Est, de l'agglomération d'Ali mendjeli et sur lesquelles l'urbanisation devient délicate et très onéreuses.

### **1.2.2 Hydrographie**

Les principaux cours d'eau qui traverse Constantine sont d'ouest en est : oued el Mellah, Rhumel et Boumerzoug. Ces deux derniers qui sont les plus confluent à l'entrée sud de tissu Urbain ancien.

La configuration spatiale de ce réseau hydrographique liée à la structure tectonique :

•A l'ouest el Mellah et son affluent : chabaat et Merdja, coulent dans la zone axiale d'une structure synclinale faillée, orientée N10 à N20°.

•Au sud, le Rhumel et le Boumerzoug s'écoulent suivant les directions respectives : N20 et N130°, à la faveur des grandes directions de failles biens visibles dans les terrains compétents situé plus au Nord (le rocher).

### 1.2.3 Hydrologie :

On regroupe sur cette rubrique les roches réservoirs calcaires, les formations quaternaires et les formations gréseuses. Elles ont pour caractère commun, une capacité de rétention plus ou moins élevée, surtout en ce qui concerne les massifs calcaires donnant lieu à des résurgences Karstiques.

#### A) Les réservoirs calcaires :

Il s'agit des série calcaires qu'un des formations de calcaires marneux ou à alternances marneuse. Les faciès exclusivement calcaires se rapportant en majorité à la nappe néritique constantinoise qui constitue une lithologique, la puissance de ces couches est importante, le cénoomanien du rocher de Constantine atteint épaisseur de 250m.

#### B) Les formations quaternaires :

Ce sont les alluvions récentes formées le long du Rhumel et du Boumerzoug ; les terrasses, glacis et. Leurs épaisseur généralement faible, ces formations ont une extension spatial considérables, ce qui détermine des nappes phréatiques plus ou moins continues elles sont largement répandues dans la zone amont du Rhumel et Boumerzoug.

#### C) formation gréseuses :

Il s'agit des grés numidiens d'âge oligocène, il correspondant à d'épaissees barres gréseuses, parfois à des dragées de quartz alternant, alternant de minces niveaux argileux leur épaisseur atteint 400m au djebel Ouahch

### 1.2.4. La climatologie :

Les facteurs climatiques ont un impact permanent sur la vie sociale et économique d'une région ; dans le contexte de cette étude, il a été juge de révéler aux travaux de l'agence Nationale de ressources hydraulique (A.N.R.H)

L'office national métrologique Constantine (O.N.M) : les données des précipitations et températures, ainsi que des paramètres secondaires pour la station d'Ali mendjeli pour une période d'observation de 15 ans (1988\_2005)

#### 1.2.4.1. Précipitation :

la précipitation est la totalité de la lame quantifiée par la pluviométrie ; elle est d'origines divers : pluie, neige etc .

##### A) précipitation moyennes annuelles

La carte pluviométrique de (A . N . R . H) (Edition 1993) montre globalement une répartition décroissante des précipitations du nord vers le sud, et d'ouest vers l'est. En effet dans le groupement des communes la précipitation varient entre 450mm et 500mm ; et le tableau

suivant mentionne les variations annuelles des précipitations de la station d'Ali mendjeli pour une période (1988\_2005) :

**Tableau 1.1 : pluie annuelle totale en (mm) :**

Année	p (mm)	Année	p (mm)	Année	p (mm)
1988	360,8	1994	512	2000	390,5
1989	419,8	1995	264,1	2001	463,5
1990	347,8	1996	426,4	2002	485,2
1991	392,8	1997	506,5	2004	34,6
1992	256,6	1998	570,3	2005	391,4
1993	536,9	1999	514,2		

**B) Précipitations moyennes mensuelle et saisonnière**

**Tableau 1.2 : précipitations moyennes et saisonnière :**

saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			
Moi	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOUT	Année
p	40,51	35,27	63,39	65,11	72,7	59,5	38,65	45,14	35,91	21,74	4,83	10,69	2002
(mm)	139,17			197,35			119,7			37,26			

## 1.2.4.2. Les températures

Tableau 1.3 : Températures moyennes mensuelles et saisonnières :

saison		Automne			Hiver			Printemps			Eté		
station	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	MA	JU	J	At
ALI mendjeli	Tmax(°C)	23,1	20,2	12,7	9,6	9,1	9,7	14,3	14,7	21	24,9	27,1	28,8
	Tmin(°C)	19,3	14,5	10	0	4,6	5,5	8,8	10,3	16,2	19,4	24,6	24,5
	Tmoy(°C)	21,2	17,35	11,35	4,8	6,85	7,6	11,45	12,5	18,6	22,3	25,85	26,65
	Tsais(°C)	16,6			6,417			14,18			25		

## 1.2.4.3. Relation : precipitation-temperature

La température et précipitation sont les facteurs déterminants du climat. La détermination des périodes sèches et humides est importante pour prévoir le changement des besoins en eau d'irrigation et potable aussi le régime climatique de la région étudiée.

## 1.2.4.4. Autres paramètres climatiques

## A) Humidité :

L'humidité moyenne est définie comme étant un mélange de vapeur d'eau et de gaz dont les proportions sont définies aux mêmes conditions de température exprimé en « % ».

Elle joue un rôle très important dans le cycle hydrologique, car non seulement elle indique l'état plus ou moins proche de la condensation de l'atmosphère mais également elle contrôle le taux d'évaporation du sol et la couverture.

Le tableau (1.4) montre que le maximum de l'humidité est observé au mois de janvier et décembre (79%) et le minimum au mois de juillet (50%).

**Tableau 1.4 : Humidité moyenne mensuelle :**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	MA	JU	J	At
humidité (%)	63	68	75	79	79	77	77	72	68	58	50	51

**B) L'évaporation :**

C'est la transformation d'un liquide en vapeur ; elle en (mm). Et pour la région de Constantine, le maximum d'évaporation est enregistré au mois de juillet (188mm), et le minimum au mois de décembre (43mm).

**Tableau 1.5 : Moyenne mensuelle de l'évaporation :**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	MA	JU	J	At
Evaporation (mm)	125	87	59	43	45	47	59	72	101	142	188	168

**C) Les vent :**

Les vents résultant des mouvements des masses d'air dans l'atmosphère, ils influent directement sur le climat ; la région de Constantine est soumise aux actions des vents dominants du nord-ouest qui sont responsables surtout des pluies.

**Tableau 1.6 : variation de la vitesse du vent enregistrée :**

moi	S	O	N	D	J	F	M	A	MA	JU	J	AT
vitesse du vent(m /s)	2,1	2,2	2,6	2,7	2,7	2,8	2,8	2,3	2,3	2,4	2,2	2,5

**1.2.5. Relief et géologie :**

La ville s'étale sur un terrain caractérisé par une topographie très accidentée, marquée par une juxtaposition de plateaux, de collines, de dépressions et de ruptures brutales de pentes donnant ainsi un site hétérogène.

Elle s'étend sur un plateau rocheux à 649 mètres d'altitude, coupé des régions qui l'entourent par des gorges profondes où coule l'oued Rhummel qui l'isole, à l'est et au nord, des djebels Ouahch et Sidi Mcid, dominant de 300 mètres, à l'ouest, le bassin d'El-Hamma. Le choix de

cet emplacement est avant tout une stratégie de défense. Aux alentours, la région est dotée de terres fertiles.

## INTRODUCTION

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

### 3.1. TYPES D'ADDUCTION

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

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

#### 3.1.1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. 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.

#### 3.1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques (pompes + moteurs). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source de captage se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée

#### 3.1.3 Adduction mixte [2]

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

## 3.2. CHOIX DU TRACE [2]

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.
- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.
- Choisir un terrain stable le long du tracé.

- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux

### 3.3. CHOIX DE TYPE DE CANALISATION

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

•**Sur le plan technique** : Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- ❖ Diamètre et pression de service ;
- ❖ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- ❖ Adaptation aux terrains de pose ;
- ❖ Bonne étanchéité ;
- ❖ Facilité d'entretien et de mise en service.

•**Sur le plan économique** : cette faisabilité dépend essentiellement :

- ❖ Du prix de la fourniture et du transport ;
- ❖ De leur disponibilité sur le marché local (de préférence) ;

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- ✓ **Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- ✓ **A base de ciment** : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;
- ✓ **En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol et le terrain dans lequel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le terrain est accidenté (d'après la Subdivision de l'hydraulique de Constantine)

On adopte pour l'utilisation de **la fonte ductile** pour toute l'adduction, pour les raisons suivantes:

- Une longue vie ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Déviation angulaire des tubes jusqu'à 5 degrés suivant les diamètres ;
- économie de pièces de raccord ;
- Montage simple.

### 3.4. ETUDE DE L'ADDUCTION

#### 3.4.1. Etapes du choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement de la station de pompage doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de longueur de la conduite de refoulement.

débit (Q)	cote de réservoir (C <sub>res</sub> )	diamètre de la conduite	la longueur	perte de charge linéaire Δh <sub>p</sub>
m	m	m	m	m
370,44	787,79	0,650	2122	8,49

Donc la cote de la station de pompage (C<sub>st</sub>) sera :

$$C_{st} = C_{res} - \Delta h_p^{lin} = 787,79 - 8,49 = 779,3$$

On va dessiner la ligne piézométrique (voir annexe N° :1) et son intersection avec le terrain ça va être

La cote du plan d'eau de notre bêche de station de pompage.

#### 3.4.2. Etude technico-économique de l'adduction

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de station de pompage, et l'emplacement des réservoirs.

Notre projet d'étude consistera à l'alimentation de l'extension ouest de la ville nouvelle Ali Mendjeli, commune d'EL KHROUB. Le projet consiste à une conduite gravitaire et l'autre par refoulement début de la station de pompage au réservoir.

##### 3.4.2.1. Etude de l'adduction gravitaire

###### a. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{----- (3-1)}$$

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

- ΔH<sub>t</sub> : Perte de charge totale (m) = 1.1 × ΔH<sub>p</sub><sup>lin</sup> donc : L<sub>eq</sub> = 1,1 × L<sub>g</sub>
  - ΔH<sub>p</sub><sup>lin</sup> : Perte de charge linéaire (m).
- K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \text{-----} (3-2)$$

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

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

➤  $Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/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 on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  qui sont donnés dans le tableau 3.1

**Tableau 3.1. 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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} \text{-----} (3-3)$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5.3$  (matériaux : fonte).

**b. La vitesse d'écoulement**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie **de 0,5 à 1.25 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi:} \quad V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \text{-----} (3-4)$$

Avec :

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

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

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : diamètre nominal de la conduite (m) ;

### c. Charge disponible

$$\Delta H_d = Cot_R - Cot_S$$

$$\Delta H_d = 787.79 - 779.3 = 8.49m$$

**Tableau 3.2: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :**

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	Dcalculé (mm)	vitesse m /s
370.447	2122	2334.2	8.49	601.38	0,963

Donc le diamètre avantageux est : 700 mm

### d. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau 3.3

**Tableau 3.3: Frais d'investissement des conduites gravitaires :**

Tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>R 5000- station de pompage</b>	700	3687,22	2122	7824280.84

#### 3.4.2.2. Etude de l'adduction par refoulement. [4]

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

- ✓ Choix de la gamme des diamètres

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

- ✓ La formule de BRESS

$$D=1,5 \times \sqrt{Q_j^{\max}} \text{-----} (3-5)$$

- ✓ La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q_j^{\max}} \text{-----} (3-6)$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

**Remarque**

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite inférieure 1 Km)  
 Donc le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt{Q_j^{\max}}$$

On fait le calcul à partir d'une gamme de diamètres normalisé disponibles sur le marché.

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

**a/.Calcul des pertes de charge**

**a .1. Pertes de charge linéaires :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires se calcul par la formule :

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * L \text{-----} (3-7)$$

- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH<sub>l</sub> : Pertes de charge linéaires en (m)
- I:gradient hydraulique en (m/m)
- λ Le coefficient est obtenu par les formules suivantes :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \text{----- (3-8)---(Formule de Colebrook)}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \text{----- (3-9) --- (Formule de Nikuradzé)}$$

❖ Re: nombre de Reynolds. calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\vartheta} \text{----- (3-10)}$$

❖  $\vartheta$ : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\vartheta = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \text{-----(3-11)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C:  $\vartheta=0.01$  Stocks =  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

❖  $K_s$ : La rugosité absolue déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

0.03 mm pour les conduites en fonte ductile;

0,01 mm pour les conduites en PEHD .

**a.2. Pertes de charge singulières**

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, Branchements, ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15%des pertes de charge linaires donc :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \text{----- (3-12)}$$

**a.3.Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )**

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned} \text{----- (3-13)}$$

**b/. Calcul de la hauteur manométrique total**

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + H_r \text{----- (3-14)}$$

- Hg: la hauteur géométrique
- $\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration
- $\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

**c/.Puissance absorbée par la pompe**

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \text{ ----- (3-15)}$$

- $\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=82\%$ ) ;
- Q: débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ ) ;
- g: pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )
- 

**d/.Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh] ----- (3-16)}$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

**e/.Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA] ----- (3-17)}$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ( $e=4,67DA$ )

**f.Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc * A \text{ [DA] ----- (3-18)}$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \text{ ----- (3-19)}$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 21ans$

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{21} - 1} + 0,08 = 0,0998 = 9.98$$

A=9.98 %

**g/.calcul hydraulique**

Le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt{Q_J^{\max}} = \sqrt{0,370447} \text{ donc : } D_{\text{éc}} = 608,64 \text{ mm}$$

$$H_g = 75.04 \text{ m}$$

Les résultats de calcul technico-économique du tronçon R - Sp sont regroupés dans les tableaux : **3.4, 3.5, 3.6, 3.7**

**Tableau 3.4: Calcul de la HMT du tronçon R- SP :**

L=2787m,		H <sub>g</sub> =75,04		, Q= 0,370447		
D(mm)	V(m/s)	λ	Δ Hi(m)	I(m/m)	Δ Ht(m)	HMMT M
500	1,887628025	0,011	11,13508354	0,003995365	12,2485919	87,2885919
600	1,310852795	0,01	4,068127581	0,00145968	4,474940339	79,51494034
700	0,963075523	0,01	1,882177668	0,000675342	2,070395435	77,11039543
800	0,737354697	0,009	0,86884717	0,00031175	0,955731887	75,99573189

**Tableau 3.5: Calcul des frais d'amortissement du tronçon R- SP :**

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)
500	1752,3	2787	4883660,1
600	2695,38	2787	7512024,06
700	3687,22	2787	10276282,14
800	5702,32	2787	15892365,84

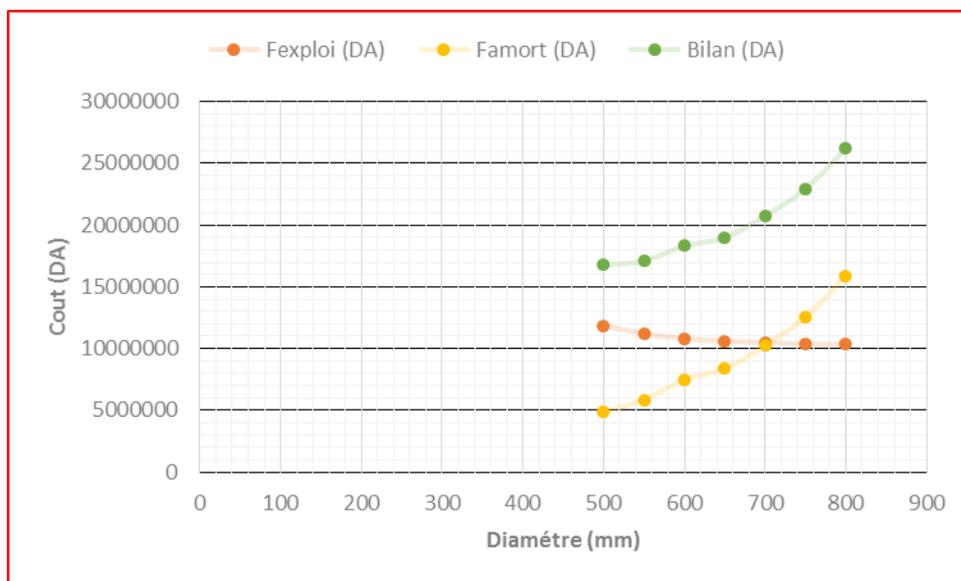
**Tableau 3.6 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon R- SP :**

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexplo (DA)
500	386,8465471	2541581,814	11869187,07
600	352,3951921	2315236,412	10812154,04
700	341,7387034	2245223,281	10485192,72
800	336,7987252	2212767,624	10333624,81

Tableau 3.7 : Bilan du tronçon :R – SP :

D(mm)	Fexploit (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
500	11869187,07	4883660,1	16752847,17
600	10812154,04	7512024,06	18324178,1
700	10485192,72	10276282,14	20761474,86
800	10333624,81	15892365,84	26225990,65

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure 3.1



Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 700mm, avec une vitesse de  $V = 0.963\text{m/s}$

Tableau 3.8 : bilan total Ø 700 mm :

Bilan (exploitation+ amortissement) (DA)	Investissement (DA)	ilan total (DA)
20761474,86	7824280.84	28585755.7

**Conclusion**

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis d'opter :

- ❖ pour l'adduction par refoulement : une longueur de conduite de 2787 m et de diamètre de  
700 mm
- ❖ pour l'adduction gravitaire : une longueur de conduite de 2122 m et de diamètre de  
700 mm

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal

## 4.1. DEFINITION

Le rôle des réservoirs diffère au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à réparer à un accident survenu dans l'adduction, et ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, ils disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace,

## 4.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS [2]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des **matériaux de construction**, on distingue :
  - Les réservoirs métalliques
  - Les réservoirs en maçonnerie
  - Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint
- D'après la **situation des lieux**, ils peuvent être :
  - Enterrées.
  - Semi-enterrés.
  - Surélève.
- D'après leurs **formes** :
  - Circulaires ;
  - Rectangulaires ;
  - Ou d'une forme quelconque.

## 4.3. FONCTIONS DES RESERVOIRS

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples.

- Du point de vue économique.
- Du point de vue technique.

Ces fonctions sont résumées dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1 : Fonctions d'un réservoir :**

Fonctions techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Régulation du débit</li> <li>➤ Sécurité d'approvisionnement</li> <li>➤ Régulation de la pression</li> <li>➤ Simplification de l'exploitation</li> <li>➤ Réacteur participant au traitement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Réduction des investissements sur les ouvrages de production</li> <li>➤ Réduction des investissements sur le réseau de distribution</li> <li>➤ Réduction des dépenses d'énergie</li> </ul>

#### **4.4. EMLACEMENT DES RESERVOIRS**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines conditions à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fait gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;

Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

#### **4.5. ALMENTAION DES RESERVOIRE**

##### **4.5. a. Réservoirs alimentés gravitairement**

Les réservoirs alimentés en gravitaire, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs a disques aut centrées qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

##### **4.5 .b .Réservoirs alimentés par refoulement**

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charges de ces derniers, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation.

Notre région d'étude est alimentée à partir d'un réservoir, ayant les caractéristiques représentées dans le tableau 4.2.

*Tableau 4.2 : description des réservoirs existants :*

Type d'ouvrage	Capacité (m <sup>3</sup> )	Cote radié(m)	Cote trop plein(m)
Réservoir Semi enterré	5000	854.34	868.34

## 4.6EQUIPEMENT HYDRAULIQUE DES RESERVOIRS

Les réservoirs doivent être équipés de : (voir figure 4.1)

### 4.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

#### a. Par le haut (chute libre)

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

#### b. En bas (siphon noyé)

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. On peut remédier en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

#### 4.6.2. Conduite de départ ou de distribution [2]

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville.

#### 4.6.3 .Conduite de trop plein

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir, lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionné afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

#### 4.6.4 .Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

#### 4.6.5. Conduite By-pass

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

#### 4.6.6 .Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon. (Figure 4.1)

**a. Système à deux prises**

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

**b. Système à siphon**

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

**4.7. Entretien des réservoirs**

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- ❖ L'isolement et vidange de la cuve
- ❖ Élimination des dépôts sur les parois
- ❖ Examen des parois et réparations éventuelles
- ❖ Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés.
- ❖ Remise en service.

#### 4.8. HYGIENE ET SECURITE

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

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel)
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épais plaques de verre
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau
- Etre aérés par les orifices de grillage.

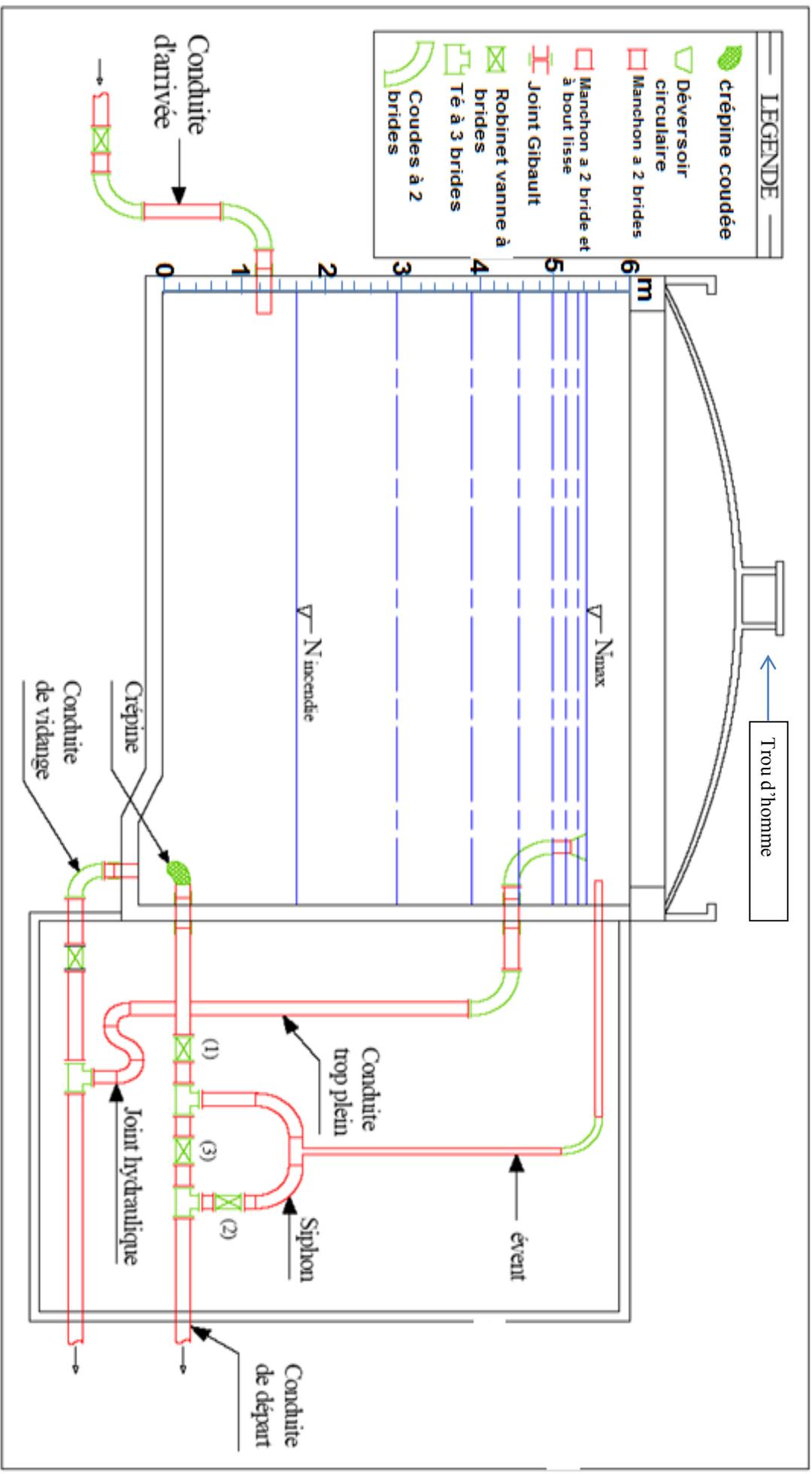


Figure 4.1 : Schéma d'un réservoir

### 4.9. CAPACITE DE RESERVOIRS [2]

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

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

#### 4.9.1. La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \quad \text{-----} \quad (4-1)$$

- $V_r$ : capacité résiduelle ( $m^3$ ) ;
- $a$ : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;
- $Q_{max,j}$ : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ) ;

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

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad \text{-----} \quad (4-2)$$

- $V_T$ : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).
- $V_{inc}$ : volume d’incendie estimé à  $120 m^3$ .

#### 4.12.1 .Méthode graphique

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

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{max,j} * R_{max}}{100} \quad \text{-----} \quad (4-3)$$

Pour notre projet, concernant la détermination de la capacité des réservoirs, nous utilisons la méthode graphique.

**4.10. DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE DE LA STATION DE POMPAGE**

Le volume de la bache de est :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j*t}}}{20} \text{----- (4-4)}$$

$$V_{\text{bache1}} = \left( \frac{32006.598}{20} \right) * \left( \frac{1}{4} \right) = 400.08 \text{ (m}^3\text{)}$$

On choisit un volume normalisé de 450 m<sup>3</sup>

**4.11. ESTIMATION DE LA CAPACITE TOTALE DU RESERVOIR**

*Tableau 4.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir :*

Heurs	Coef horaire	Volume (m <sup>3</sup> )		Volume cumulé(m <sup>3</sup> )		Différence (m <sup>3</sup> )	
		Q <sub>h</sub> .Dt	Q <sub>h</sub> .Dt.coef.24/100	Q <sub>h</sub> .Dt	Consommé	+	-
0_1	3,35	1333,6083	1072,221	1333,6083	1072,221	261,387217	
1_2	3,25	1333,6083	1040,2144	2667,2165	2112,4355	554,781032	
2_3	3,3	1333,6083	1056,2177	4000,8248	3168,6532	832,171548	
3_4	3,2	1333,6083	1024,2111	5334,433	4192,8643	1141,56866	
4_5	3,25	1333,6083	1040,2144	6668,0413	5233,0788	1434,96248	
5_6	3,4	1333,6083	1088,2243	8001,6495	6321,3031	1680,3464	
6_7	3,85	1333,6083	1232,254	9335,2578	7553,5571	1781,70062	
7_8	4,45	1333,6083	1424,2936	10668,866	8977,8507	1691,01526	
8_9	5,2	1333,6083	1664,3431	12002,474	10642,194	1360,28042	
9_10	5,05	1333,6083	1616,3332	13336,083	12258,527	1077,55547	
10_11	4,85	1333,6083	1552,32	14669,691	13810,847	858,843713	
11_12	4,6	1333,6083	1472,3035	16003,299	15283,151	720,148455	
12_13	4,6	1333,6083	1472,3035	17336,907	16755,454	581,453197	
13-14	4,55	1333,6083	1456,3002	18670,516	18211,754	458,761238	
14-15	4,75	1333,6083	1520,3134	20004,124	19732,068	272,056083	
15-16	4,7	1333,6083	1504,3101	21337,732	21236,378	101,354227	
16-17	4,65	1333,6083	1488,3068	22671,34	22724,685		-53,34433
17-18	4,35	1333,6083	1392,287	24004,949	24116,972		-112,02309
18-19	4,4	1333,6083	1408,2903	25338,557	25525,262		-186,70515
19-20	4,3	1333,6083	1376,2837	26672,165	26901,546		-229,38061
20-21	4,3	1333,6083	1376,2837	28005,773	28277,829		-272,0560
21-22	3,95	1333,6083	1264,2606	29339,382	29542,09		-202,7084
22-23	3,95	1333,6083	1264,2606	30672,99	30806,351		-133,3608
23-24	3,75	1333,6083	1200,2474	32006,598	32006,598	0	
Total	100	32006.598	-	-			

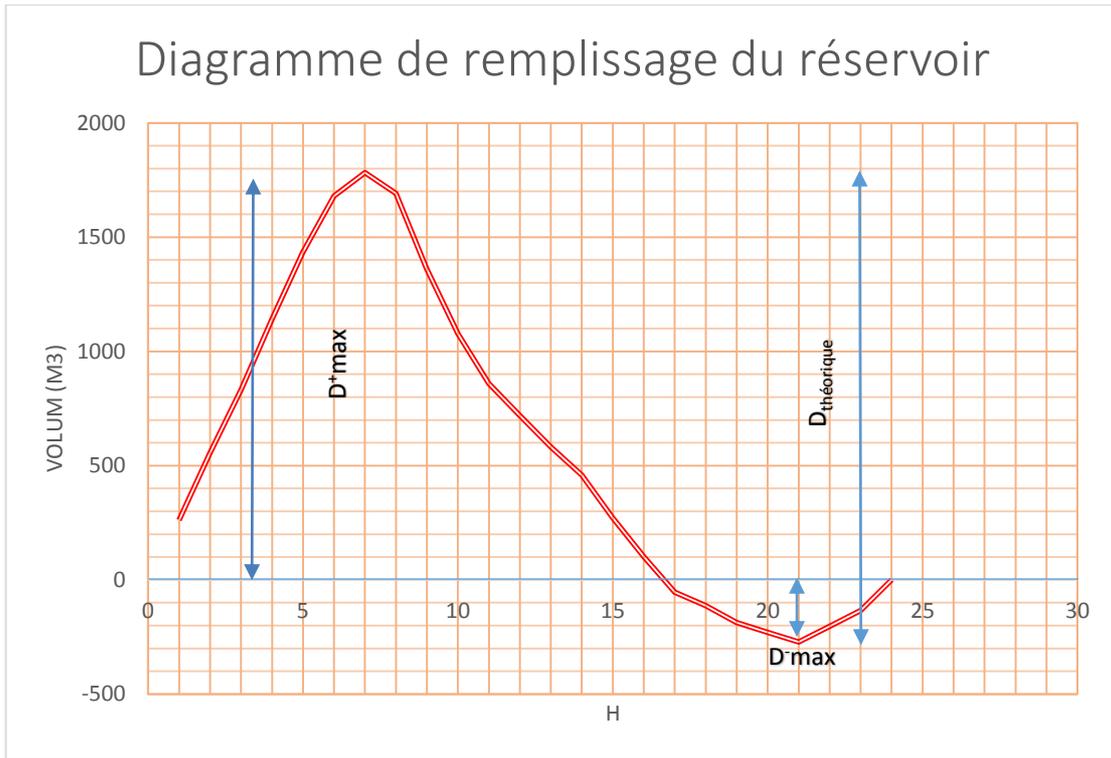


Figure 4.2: Diagramme de remplissage du réservoir.

Donc  $V_r = |DV^+max| + |DV^-max| = |1781,70| + |272,56|$

Le volume résiduel sera : = 2053.76 m3

La capacité totale sera :  $V_t = 2053.76 + 120 = 2173.756 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 2500 \text{ m}^3$

### 4.12. FORME DE RESERVOIR

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour le réservoir de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres ,l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, elle se situe le plus souvent à un hauteur de 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

- Le diamètre D de la cuve se calcul par :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \text{ ----- (4.5)}$$

- Vn : capacité normalisée du réservoir (m3) ;
- S : section du réservoir (m2) ;
- D : diamètre de la cuve (m) ;

➤ h : hauteur utile optimale d'eau (m) ;

**-La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$H = h + R \quad \text{-----} \quad (4.7)$$

Avec :

- H : hauteur totale du réservoir (m)
- h: hauteur d'eau (m)
- R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

**-La hauteur de la réserve d'incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{-----} \quad (4.8)$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m)

**Tableau 4.4: Tableau donnant les dimensions de réservoir :**

Réservoirs	Volume	h	S	D	h inc	R	H
	(m <sup>3</sup> )	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
Bâche de la station (sp)	2500	5	500	25.5	0.24	0,5	5,5

**Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de calculer le volume de réservoir d'alimentation avec un volume de 2500 m<sup>3</sup>, et une bâche d'aspiration de 450 m<sup>3</sup>.

## INTRODUCTION

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

### 5.1 CLASSIFICATION DES POMPES :

Il existe plusieurs variétés des pompes, les plus universellement utilisés sont :

- ❖ Les pompes centrifuges ;
- ❖ Les pompes volumétriques ;
- ❖ Les pompes à piston ;

### 5.2. CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
  - Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
  - Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.
  - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage) .
  - Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m.
  - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### 5.3. PARAMETRES DU CHOIX D'UNE POMPE

#### ❖ Choix de type de pompe

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

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

#### ❖ Choix du nombre de pompes

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

- ❖ Nombre de pompes minimal.
- ❖ Meilleur rendement.
- ❖ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale .
- ❖ Nombre d'étage minimal.
- ❖ Puissance absorbée minimale.
- ❖ Dans la présente étude on opte pour les pompes centrifuges italiennes de marque CAPRARI.

### 5.4. LES MODES DE COUPLAGE DES POMPES

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

#### ❖ Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

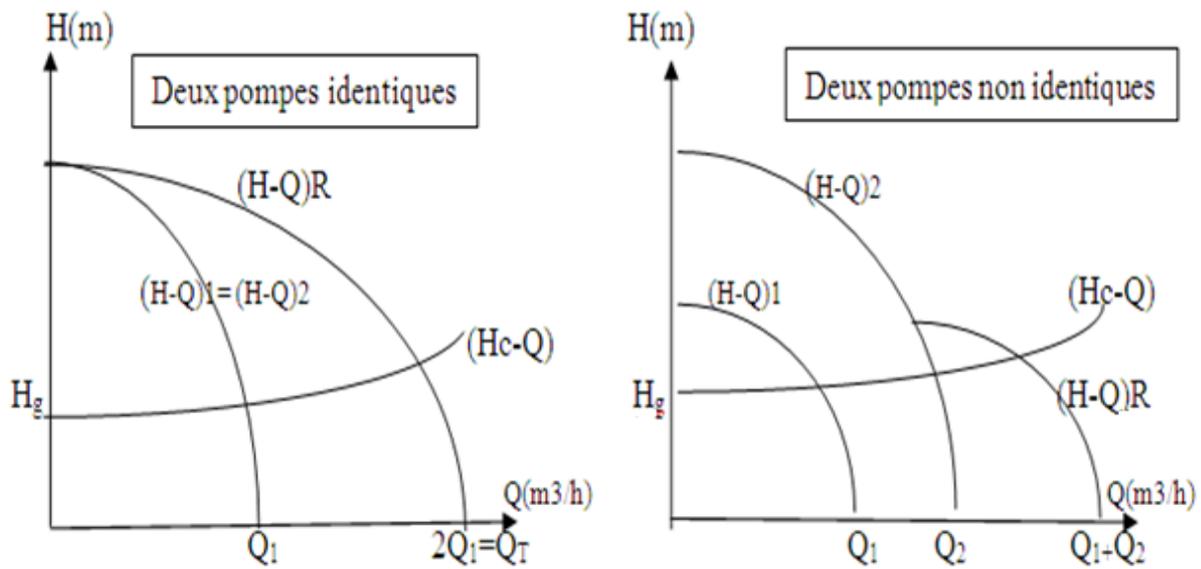


Figure 5.1: Couplage de deux pompes en parallèle

❖ Couplage en série

Dans ce cas :

- 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.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

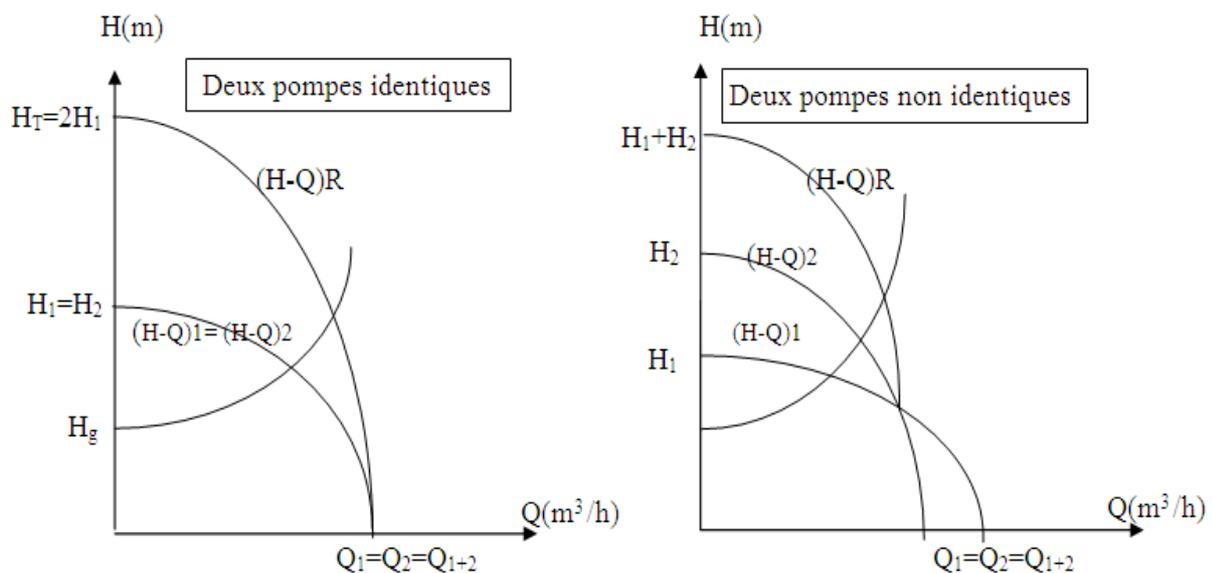


Figure 5.2: Couplage de deux pompes en série.

## 5.5. DIMENSIONNEMENTS DES STATIONS DE POMPAGE

### 5.5.1. Choix de la pompe

$$Q_j^{\max} = 370.447 \text{ l/s} \quad \text{HMT} = 77.11 \text{ m}$$

D'après le logiciel (CAPRARI) il nous donne les pompes des caractéristiques suivantes

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau 5.1

**Tableau 5.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre dans la station (SP) :**

N <sup>br</sup> des pop	Q Réal (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT Réal (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	354	77.11	P18C	82.9	70.08	1740	2	296	9.07
2	375	77.11	E22S55	82	79.3	3600	2	387	5.09
3	335	77.11	E8P13	71.4	76	3500	5	432	13.6
4	312	77.11	E6P58	72.3	74	3600	7	498	9.88
5	356.2	77.11	E6SX53	74.3	72.8	3500	4	535	5.24
6	365.8	77.11	E6SX5	74.1	75.5	3500	8	678	4,99

D'après le tableau 5.1 on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue : nombre d'étage, rendement et la puissance absorbée.

On adopte pour un nombre de pompe de quatre y compris deux pompes de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type E22S55 . CAPRARI.

Les courbes caractéristiques de la pompe Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

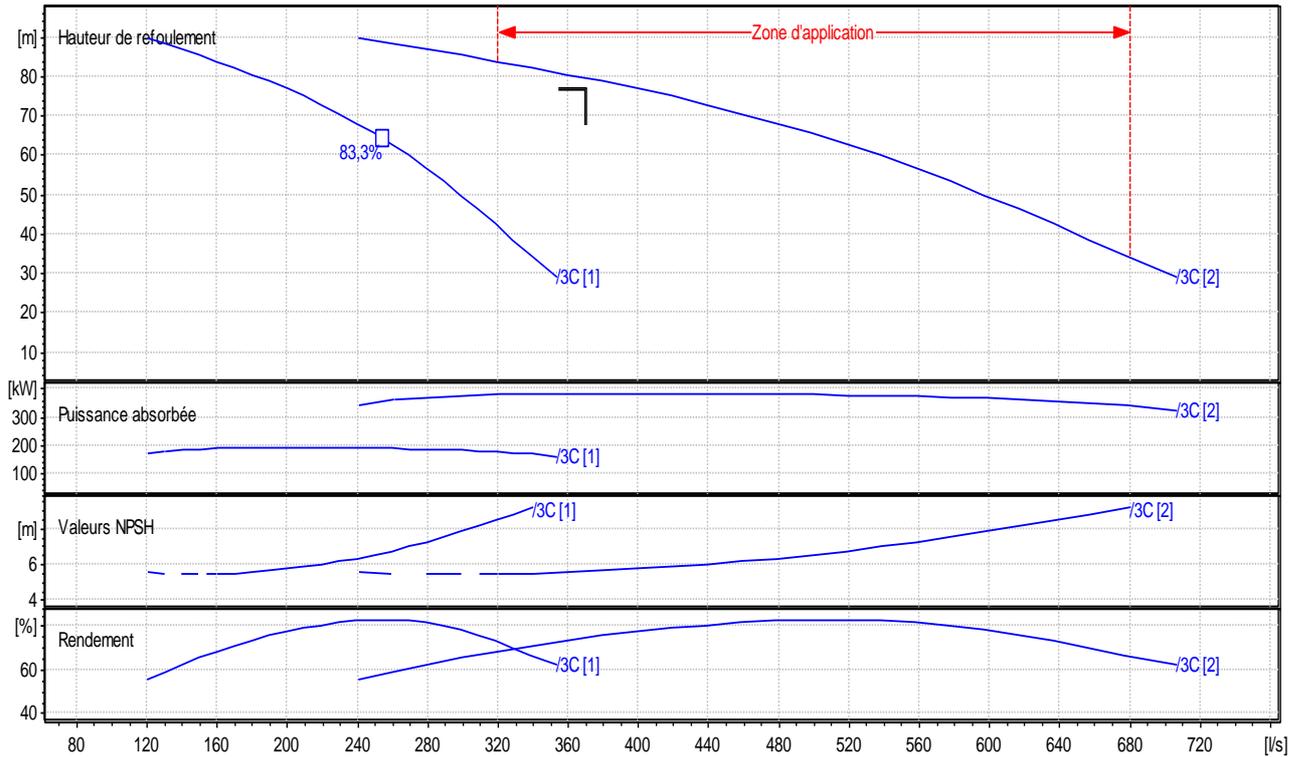


Figure 5.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type E22S55. CAPRARI.

### 5.7. POINT DE FONCTIONNEMENT

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

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

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

### 5.8. COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \text{ ----- (5-1)}$$

Avec :

- ❖  $H_g$  : hauteur géométrique (m)

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \text{ ----- (5-2)}$$

Avec :

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

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

- ✓  $\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;
- ✓  $L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- ✓  $Q$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;
- ✓  $D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- ✓  $g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

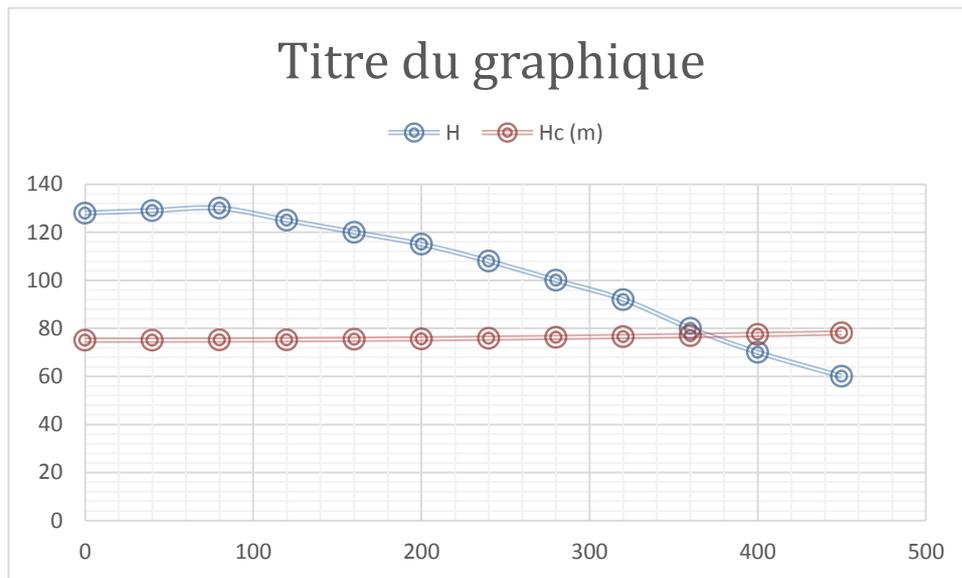
### 5.8.1. Refoulement

Les caractéristiques de la conduite de refoulement **L= 2787 m** et **D = 0.700 m**

**Tableau 5.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP- R)**

<b>Q</b>	<b>Hc</b>
<b>(l/s)</b>	<b>(m)</b>
0	75,04
40	75,064139
80	75,136556
120	75,257252
160	75,426226
200	75,643478
240	75,909008
280	76,222816
320	76,584903
360	76,995267
400	77,45391
450	78,095105

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure 4.5.



*Figure 5.4: Point de fonctionnement des pompes de la station*

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

$$\begin{cases} Q_A = 376 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 370.447 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 77.5 \text{ m} > H_{app} = 77.11 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

## 5.9. ADAPTATION DES POMPES AUX CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DONNEES

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

### a) Débit disponible > Débit appelé

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

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

**Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \text{ ----- (5-4)}$$

Où :

- ✓  $\eta_{ap,van}^{inst}$  : 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.

$$h_v = H^c - H_{app} \text{ ----- (5-5)}$$

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

**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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \text{ ----- (5-6)}$$

- $t$  : 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<sup>3</sup>/h) ;

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

**b) Débit disponible < Débit appelé**

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

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

**Changement de type de pompe.**

**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 ;
- ❖ rognage ;
- ❖ Diminution de temps de pompage ;
- ❖ Diminution de la vitesse de rotation ;

**5.9.1. Refoulement : SP - R****a) Vannage**

$$H_c = 77.5 \text{ m}$$

$$h_v = 77.5 - 77.11 \Rightarrow h_v = 0.39 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 82\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 82 * \frac{77.11}{77.11 + 0.39} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 81.57\%$$

Apartir de la formule 4.10 (chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

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

que :

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle .

$$Q = \frac{370.447}{2} \Rightarrow Q = 185.223 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 \times 185.223 \times 10^{-3} \times 77.11}{0,8157} \Rightarrow P_{abs} = 171.7 \text{ Kw.}$$

On adopte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

**b) Mode de réglage par rognage**

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  $Q=V \times S$ .

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

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude

**b.1.Détermination du rendement de rognage**

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_B}{Q_{App}} = \lambda^2 \\ \frac{H_B}{h_{App}} = \lambda^2 \end{array} \right. \quad \text{-----(1)}$$

$$\text{-----(2)}$$

$Q_{App}$  : Débit appelé par la pompe

$Q_B$  : Débit du point de fonctionnement

$$H_A = \frac{h_{App}}{Q_{App}} \cdot Q_A$$

De (1) et (2) on aura :

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_A = a \cdot Q_A$$

En outre

$$\frac{Q_{App}}{Q_A} = \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{App}}{Q_A}}$$

Avec :

- ❖ q : débit appelé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;
- ❖ Q : débit du point de fonctionnement (m<sup>3</sup>/s) ;
- ❖ d : diamètre de la roue à rogner (mm) ;
- ❖ D : diamètre de la roue après rognage (mm) ;

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R%<15 : c'est bon, sinon il faut adopter pour une autre solution.

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

L'équation de la droite de rognage est telle que :

$$H = \frac{77.11}{370.447} \times Q \Rightarrow H = 38.55[m]$$

Avec :

Q : le débit refoule par une seule pompe en (m<sup>3</sup>/h).

Le débit de point d'intersection 'E' est Q<sub>A</sub> = 376 l/s (d'après Figure 4.05).

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$D = 700 \times \sqrt{\frac{370.447}{376}} = 694.81 \text{ [mm]}.$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{370.447}{376}} = 0.992$$

Le rendement de rognage est : R = (1-0,992) × 100 = 0.008 % < 15%

⇒ Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 81.992%

La puissance absorbée

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 185.22 \times 10^{-3} \times 77.11}{81.992 \times 10^{-2}} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 170.88 \text{ kw}$$

### c) Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_A} \times t$$

- ❖ t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)
- ❖ t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20 h/j.
- ❖ Q<sub>A</sub>: débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).
- ❖ Q<sub>app</sub> : débit appelé ou demandé (m<sup>3</sup>/h)

$$t' = \frac{370.447}{376} \times 20 = 0.992 \times 20 = 19\text{h } 50' 36''$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est

$$Q = \frac{370.447}{2} = 185.22 \text{ l/s} \Rightarrow Q = 185.22 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 185.22 \times 10^{-3} \times 77.11}{82 \times 10^{-2}} = 170.86 \text{ kw}$$

#### d) Réglage par diminution de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$n = 3600 \times \sqrt{\frac{77.11}{77.5}} \Rightarrow n = 3590.93 \text{ tr/mn.}$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{\text{ap}} = \eta_{\text{av}} \times \frac{H_{\text{app}}}{H_A} = 82 \times \frac{77.11}{77.5} = 81.58 \text{ \% .}$$

La puissance absorbée est :

$$P_{\text{abs}} = \frac{9,81 \times 185.22 \times 10^{-3} \times 77.11}{81.58 \times 10^{-2}} = 171.74 \Rightarrow P_{\text{abs}} = 171.74 \text{kw.}$$

**Tableau 5.3: Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage.**

Mode de réglage	$\eta$ (%)	Pab (Kw)	Prix d'énergie
Par vannage	81.99	170.88	5242923.07
Par diminution	82	170.86	5242309.43
Par rognage	78.44	178.62	5480400.97
Par diminution	81.58	171.74	5269309.5

A partir du tableau 5.3, on déduit que le mode de réglage par diminution de temps de pompage est le meilleur

## 5.10. ETUDE DE CAVITATION

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

### 5.10.1. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe

La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.

- ❖ vibrations anormales ;
- ❖ bruit anormal ;
- ❖ destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations ;
- ❖ chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation ;

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

- $(NPSH)_d > (NPSH)_r$
- $(NPSH)_r$  : 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.

Pour notre calculs, on prend :  $r = 0,3$  m.

### 5.10.2.Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$Da = (1,2-1,5)$  da

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 275 mm .

$Da=1,5*275 = 412.5\text{mm}$ . Le diamètre normalisé est égale à 450 mm.

Vérification de la vitesse :

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par les fourchettes suivantes :

$$Va = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4*0.18522}{\pi*0.45^2} = 1.17\text{m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifié.

### 5.10.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

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

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,3$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,3$$

Va : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s)

Patm : pression atmosphérique (mce) .

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H .$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

Tv : tension de vapeur d'eau (mce) .

Tableau 5.4: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (mce)	0,09	0,12	0.24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

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

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

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration.

En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \text{-----(5-7)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m .

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da=450mm

Q : débit refoulé (m<sup>3</sup>/s) .

#### 5.10.4. Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration :

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

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) .

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

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) .

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

$C_p$  : 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).

#### Calculs

La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)<sub>r</sub> = 5.09 m.

La pression atmosphérique :  $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 779.3 \Rightarrow P_{at} = 9.246 \text{ mce.}$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216 \text{ mce.}$

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 450 mm.

Diamètre du collecteur d'aspiration :

Pour Da = 450 mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 1.17 \text{ m/s (cette vitesse est admissible).}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,0154 \text{ m.}$$

**La perte de charge totale à l'aspiration**

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,0154 = 0,017 \text{ m.}$$

**La hauteur d'aspiration admissible :**

$$h_{asp}^{adm} = 9.246 - 0.216 - 0.017 - \frac{1.17^2}{2 \times 9,81} - 5.09 - 0.3 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3.553 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp}$$

$$(NPSH)_d = 9.246 - 0.216 - 0.017 - 0.0698 - 3.55 = 5.393 \text{ m}$$

Notre pompe est loin de risque de cavitation

-Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 777.3 \text{ m.}$$

-La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 777.3 + 3.61 + 0,3 = 781.21 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 781.21 \text{ m. NGA}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 781.21m. pour éviter la cavitation.

**5.11. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE**

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

**5.11.1. Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

Puissance absorbée minimale .

Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale .

Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

**❖ Vitesse de rotation du moteur**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 .$$

Où:

- $N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)
- $N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

Pour notre cas  $N_p = 3600$  tr/mn donc  $N_m = 3600 \pm 200$  tr/mn

**- Puissance fournie par le moteur**

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times HMT \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m}$$

Où :

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

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

HMT: hauteur manométrique totale minimum (m).

$\eta_p$  : rendement de la pompe.  $\eta_p = 82\%$

$\eta_{acc}$  : rendement d'accouplement,  $\eta_{acc} = 93 \%$ .

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

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

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe.

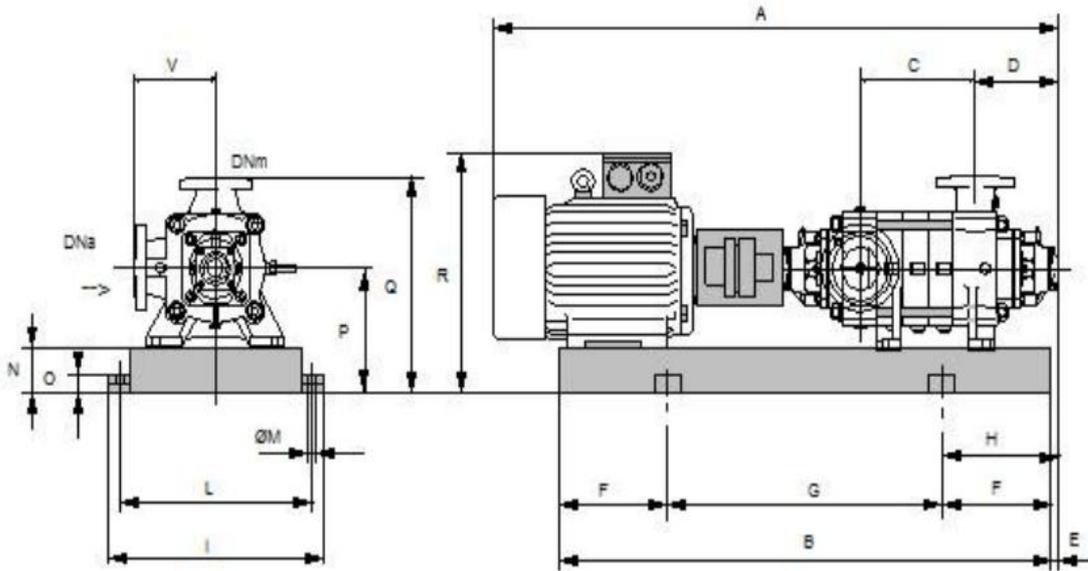
**Tableau 5.5: Coefficient de correction en fonction de la puissance**

P (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

$$P_m = \frac{9810 \times 0.18522 \times 77.11 \times 1.07}{0.82 \times 0.93 \times 0.93} = 211.38 \text{ Kw}$$

**5.12. ENCOMBREMENT DES POMPES CHOISIES**

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel CAPRARI dans la figure 5.5.



**Figure 5.5: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI**

**Tableau 5.6 : Encombrement de la pompe de type E6P55.CAPRARI.**

Dimensions (mm)			
A=3067	DNm=700	I=870	P=475
B=2467	E=241	L=820	Q=845
C=860	F=400	M=20	R=941
D=751	G=1667	N=160	V=670
DNa=450	H=641	O=42	

## 5.12. CHOIX DU BATIMENT

Les critères de choix sont représentés dans le tableau :(5.7)

**Tableau 5.7 :** *Choix du type de bâtiment*

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m3/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.

Dans notre cas on a optée pour le type bâtiment de surface

### 5.12.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage (1)

#### a. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \text{ ----- (5-8)}$$

Où :

$$\text{➤ } H_5 = H_p + H_s + H_r \text{ ----- (5-9)}$$

- $H_p$  : hauteur de la pompe,  $H_p = 0.781\text{m}$
- $H_s$  : hauteur du socle  $= (0.3 - 05)\text{m}$ ,  $H_s = 0.3\text{m}$
- $H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5\text{m}$ .

$$\text{A.N : } H_5 = 0.781 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.581 \text{ m}$$

- $H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6 = 2,2 \text{ m}$ .
- $H_7$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3\text{m}$ .
- $H_8$  : hauteur profilée,  $H_8 = 0,8 \text{ m}$ .
- $H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5\text{m}$ .

$$\text{A.N : } H_b = 1.581 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.381\text{m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 -9.6 -12.6 -14 m) on prend comme hauteur du bâtiment  **$H_b = 8.4 \text{ m}$** .

**b. Longueur du bâtiment**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4 \text{ -----(5-10)}$$

- n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte les deux pompes de secours).
- L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$L = 4 \times 3.067 \Rightarrow L = 12.27 \text{ m.}$$

- $L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines,  $L_{int} = (0,8-2) \text{ m}$ ,

On prend :  $L_{int} = 1.5 \text{ m}$ .

- $L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 2.5 \text{ m}$ .
- $L_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $L_1 = 0,5 \text{ m}$ .
- $L_3$  : longueur des accessoires d'aspiration .
- $L_4$  : longueur des accessoires de refoulement .

$$L_3 + L_4 = l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \text{ -----(5-11)}$$

Où :

- $l_{tr}$  : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 \times D_r$

$$\text{A.N : } l_{tr} = 2 \times 700 \Rightarrow l_{tr} = 1.4 \text{ m .}$$

- $l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,  $l_{tasp} = 2 \times D_a$ .

$$\text{A.N : } l_{tasp} = 2 \times 450 \Rightarrow l_{tasp} = 0.9 \text{ m .}$$

- $l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = (3.5-4)(D_a - d_a) = 3.5 \times 700 = 2.45 \text{ m}$ .
- $l_{div}$  : longueur du divergent,  $l_{div} = (3.5-4)(D_r - d_r) = 3.5 \times 450 = 1.575 \text{ m}$ .

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 6.325 \text{ m .}$$

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$\text{A.N : } L_b = 12.27 + 1.5 + 2.5 + 0.5 + 6.325 \Rightarrow L_b = 23.095 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une **longueur de 24 m**.

**C. Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_P \text{ -----(5-12)}$$

- $l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 1.5 \text{ m}$
- $l_2$  = distance entre mur et dernière organe de la pompe,  $l_2 = 1.2 \text{ m}$ .
- $L_r$  : longueur de l'armoire électrique,  $L_r = (2-3) \text{ m}$  ; On prend :  $L_r = 2 \text{ m}$ .
- $L_b$  : longueur du bureau du personnel, On prend :  $L_b = 3.0 \text{ m}$  .
- $L_P$  : largeur de la pompe et le moteur

On prend :  $L_p = 0.87\text{m}$  .

A.N:  $l_b = 8.57$  La station de pompage aura **une largeur de 9 m**

*Tableau 5.8: Les dimensions du bâtiment de la station de pompage*

### 5.13. EQUIPEMENTS AUXILIAIRE

N° de la station	Dimensions du bâtiment de la station de pompage						
	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes (m)	
						secondaire	principale
1	24	9	8.4	40	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et de la personne un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage .
- Un système de commande automatique et de contrôle .
- Un système de ventilation .
- Un système de d'alimentation en énergie .
- Un système d'éclairage .
- Un système anti-incendie.

#### 5.13.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement est à l'air libre.



**Figure 5.6.** Le pont roulant

### 5.13.1.1. Dimensionnement du pont roulant

La formule (5.19) va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant

$$C = P + 20\%P \text{ -----(5-13)}$$

Avec :

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

Le poids d'une seule pompe est de 219 kg → C=262.8

Donc d'après les résultats trouvés, on devra choisir des ponts roulants qui satisferont cette charge.

### 5.13.2. Système de ventilation

Le rôle essentiel de la ventilation c'est d'évacuer la chaleur dégagée par l'ensemble des équipements de la station, évacuer gaz en chaud en cas d'incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l'air et le remplacé par l'air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d'utiliser les méthodes suivantes

#### 5.13.2.1. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation

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

$$Q = V.K \text{ (5.8)}$$

Avec : Q : débit d'air en (m<sup>3</sup>/h) .

K : taux de renouvellement par heure (h-1), salle de machines (20-30)

V : volume de la station

A . N

$$V = (24 \cdot 9 \cdot 8.4) = 1814.4 \text{ m}^3$$

$$K = 20 \text{ h}^{-1}$$

$$\text{Donc : } Q = 1814.4 \cdot 20 = 36288 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 5.13.3. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais,

### 5.13.4. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

### 5.13.5. Système d'éclairage

Pour que l'équipe de gestion de la station travail dans bonne condition, il faut lui assuré un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

## Conclusion

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI pour la stations de pompage.

la station de pompage sera équipée de deux pompes de type CAPRARI E22S55 et deux autre identique de secours

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

## DÉFINITION :

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

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

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

### 6.1. CAUSES DU COUP DE BELIER :

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

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

### 6.2. RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

#### 6.2.1 Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite

d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

### **6.2.2. Cas de dépression :**

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

### **6.2.3 Fatigue de la canalisation :**

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

## **6.3 DESCRIPTION DES PHÉNOMÈNES PHYSIQUES :**

### **6.3.1 État d'équilibre d'un système hydraulique**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. 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 équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le 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.

### **6.3.2 Onde élastique et oscillation en masse**

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression ; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en

masse.

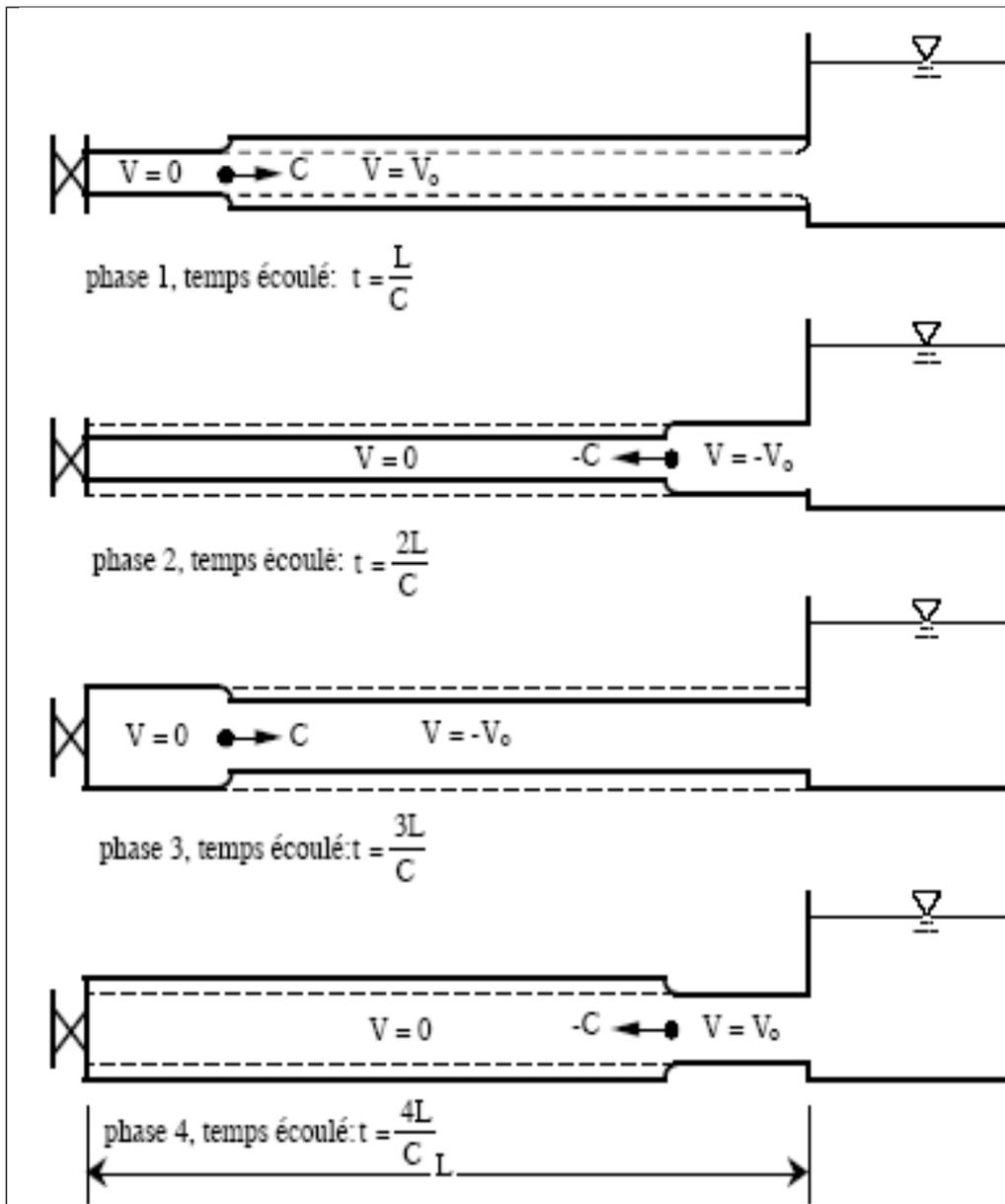
### 6.3.3 Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. 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 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.6.1, peut être décrit en cinq phases.



**Figure 6.1 :** Étapes d'un cycle de variation de pression.

**Phase 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'

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.

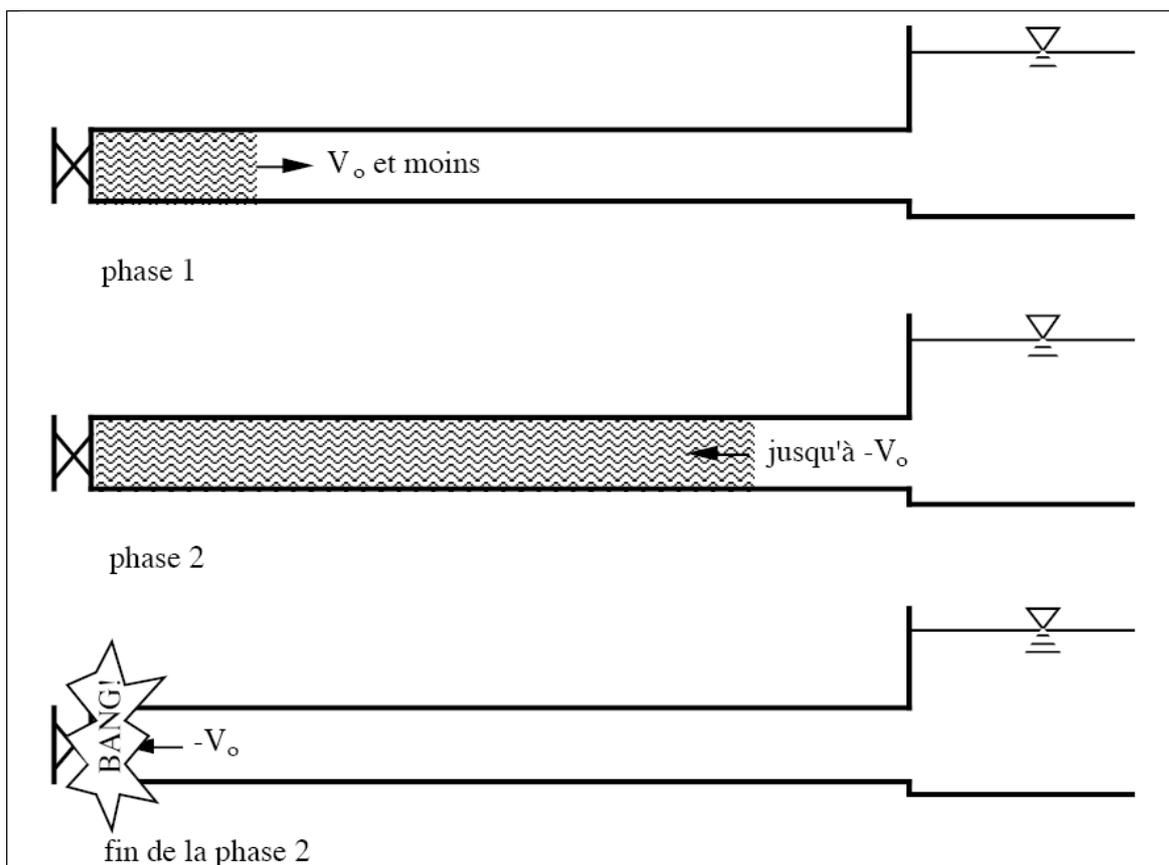
**Phase 2 :** Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau 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.

**Phase 3 :** Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir- il a 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.

**Phase 4 :** 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 6.2 :** 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

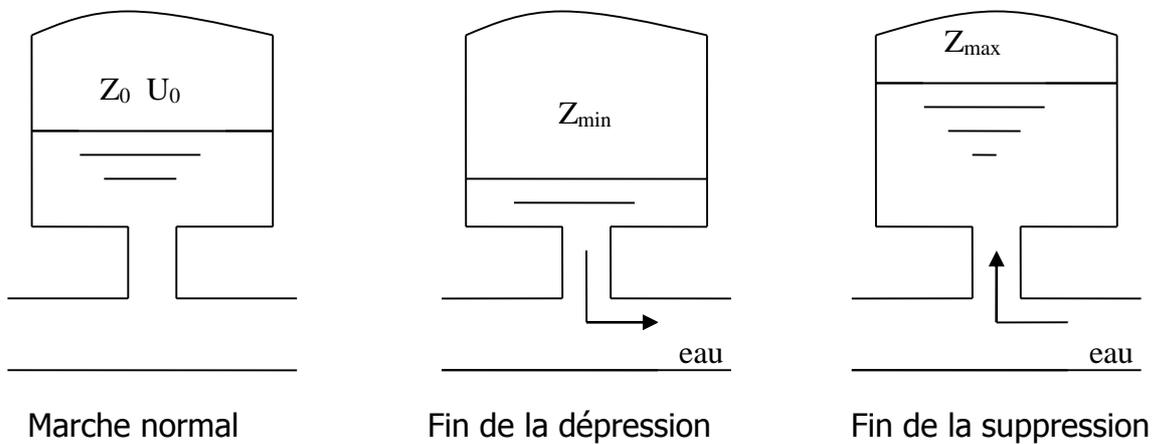
## 6.4. PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

### 6.4.1. Réservoirs d' air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.



**Figure : 6.3** Variation du volume d'air au cours ds phases de fonctionnement du réservoir.

### 6.4.2. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

#### 6.4.2. Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

#### 6.4.4 Volant d'inertie :

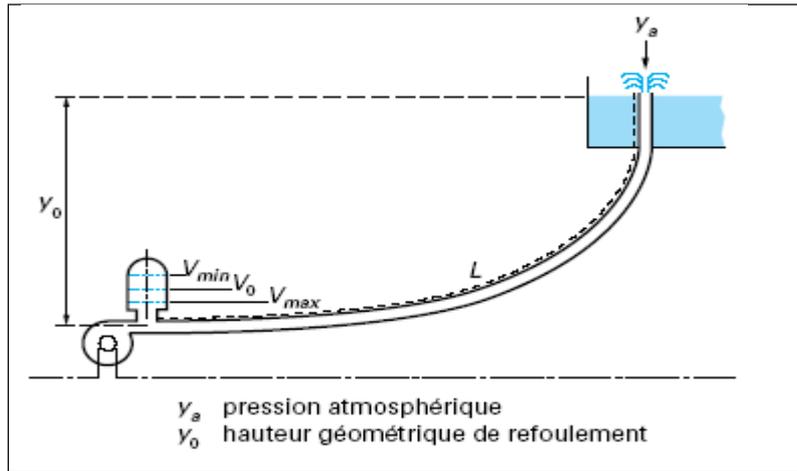
Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble,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

#### *Remarque :*

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

#### 6.5. CALCUL DE RÉSERVOIR 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 qui suit. Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :



**Figure 6.4 :** Emplacement d'un réservoir anti-bélier Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

- ✓ **Méthode de Vuibert :**
- ✓ **Méthode de Bergeron :**

**Remarque :** Nous optons pour la méthode de Vuibert

**Application de la méthode de Vuibert :**

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$B = \frac{cV_0}{g} \quad \text{(m)} \quad \text{----- (6-1)}$$

**La surpression :**  $H_{\max} = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad \text{(m)} \quad \text{----- (6-2)}$

**La dépression :**  $H_{\min} = Hg - \frac{cV_0}{g} \quad \text{(m)} \quad \text{----- (6-3)}$

Avec :

- $V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 0.963 m/s.

- g : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .
- Hg : hauteur géométrique (m).
- C : Célérité de l'onde (m/s).

La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule ( 6-4 ) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{K}}{\rho} \sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}} \text{----- (6-4)}$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  Pascal ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$  ;

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite,  $E_m = 1 * 10^{11}$  (Fonte Ductile)

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 * 10^8$  Pascal ;

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau,  $\nu_m = 0,3$  (Fonte Ductile)

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite,  $\nu_s = 0,33$  ;

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m),  $e_m = 0,0072\text{m}$ ;

a : rayon intérieur de la conduite 0.3428m

Application numérique :

Q (m <sup>3</sup> /s)	N (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	L <sub>ref</sub> (m)	e (mm)	Hg (m)	HMT(m)
0,370447	700	0.963	2787	7.2	75.04	77.11

on

trouve pour des conduites en aciers une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de

$$C = 893.63 \text{ m/s.}$$

$$\text{D'ou : } B = \frac{CV_0}{g} = 87.72 \text{ m}$$

Donc :

$$H_{\max} = 75.04 + 87.72 = 162.76 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 75.04 - 87.72 = -12.86 \text{ m}$$

Principe de la méthode de Vuibert :

- $Z_0$  : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à :  $Z_0 = Hg + 10$

- U0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \text{ ----- (6-5)}$$

L : longueur de canalisation (m)

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

$$F(Z/Z_0) = (Z_0/Z_{\min})^{-1} - \log(Z_0/Z_{\min})$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} * \frac{1}{Z_0} * \frac{1}{f(Z/Z_0)} \text{ -----(6-6)}$$

On pose  $h_0 = V_0^2/2g$

V<sub>0</sub> : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} * \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Par conséquent :

$$U_0 = LS * \frac{h_0}{Z_0} * \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Application :

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 85.04 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :  $Z_{\max} = H_{\max} + 10 = 162.76 + 10 = 172.76 \text{ m}$

On aura donc :  $Z_{\max}/Z_0 = 2$

$$h_0 = V_0^2/2g = 0.0473 \text{ d'où : } h_0/Z_0 = 5.55 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert (annexe II) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 2.9 * 10^{-3} \quad , \quad \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.57$$

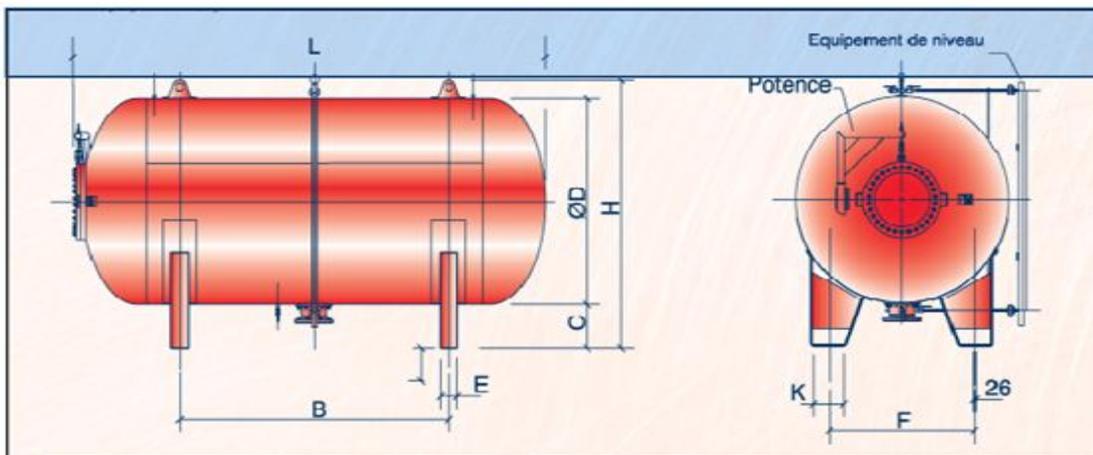
Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

$$\text{Alors : } U_0 = L * S * 2.9 * 10^{-3} = 3.11 \text{ m}^3$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \quad \text{D'où } U_{\max} = U_0 * Z_0 / Z_{\min} = 5.5 \text{ m}^3$$

Et  $U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans la **figure 6.5**



Volume litre	B	C	E	F	G	H	L	Poids(Kg)
2000	1200	475	1000	80	100	750	1800	994
3000	1500	475	1000	80	100	750	2100	11253
4000	2100	475	1250	80	120	850	2600	1475
5000	2400	475	1250	100	120	850	3000	1596
6000	2800	475	1500	100	140	950	3400	1702

Figure 6.5 : L'encombrement du réservoir d'air

## 6.6. PROTECTION DE LA CONDUITE GRAVITAIRE CONTRE LE COUP DE BELIER

Les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement sauf, qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

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.

Notre conduite gravitaire de longueur  $L= 2122$  m, elle a un diamètre  $D = 700$  mm. Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de transfert et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente

**Application**

*Tableau 6.1 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.*

Conduite	D (mm)	e (mm)	L(m)	$V_0$ (m/s)
R <sub>RES</sub> -sp1	700	6.9	2122	0.963

Donc :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(2,07 * 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,07 * 10^9 \cdot 2.0,350 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot (1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) \cdot 0,350 \cdot 2 * 10^8 + 10^{11} \cdot 0,0069 \cdot (1 - 0,33)}}} = 986.15 m / s$$

Et donc :  $B = \frac{cV_0}{g} = 96.80 m$

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c} \quad (6.7)$$

A.N  $tr = \frac{2 \cdot 2122}{986.15} = 4.30$  secondes

- Si  $t' \leq \frac{2L}{c}$  le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau :  $b = \frac{cV}{g}$

- Si  $t' > \frac{2L}{c}$  le coup de bélier est moins important et a pour valeur(en mètre d'eau) :

$$b = \frac{2LV}{gt'} \quad (\text{formule de méchaud})$$

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de

10 minutes (600sec) : on a :  $\frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 2122}{986,15} = 4,30s$

$t' > \frac{2L}{c}$  donc:  $b = \frac{2 \cdot 2122 \cdot 0,963}{9,81 \cdot 600} = 0,694 m$

Elle est donc suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la conduite gravitaire.

## 6.7. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION

### 6.7.1. Définition

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

### 6.7.2. Facteurs de la corrosion

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- **Les eaux distribuées** : les eaux ne sont jamais dans des conditions d'équilibre parfait. Les eaux sont soit agressives, soit incrustantes
- **le pH de l'eau** dépend de la teneur en gaz dissout tels que le  $\text{CO}_2$  et le  $\text{H}_2\text{S}$ , nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- **température** : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de  $30^\circ\text{C}$ , le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.
- **nature du sol** : la détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.
- **La vitesse de l'eau** : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

### 6.7.3. Moyens de lutte contre la corrosion externe

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

Protection par revêtement

Protection cathodique

#### a. Protection des conduites avec revêtement bitumeux

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ❖ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2.5 mm et 3mm
- ❖ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm.
- ❖ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.

Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

#### Remarque :

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

#### b. Protection cathodique

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0,85 volt pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) ; cette méthode peut se faire de deux façons :

1. soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
2. soit à constituer avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

Il existe deux cas de protection cathodique :

### ❖ Protection cathodique par anode réactive

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer, zinc ou magnésium, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.

### ❖ Protection cathodique par soutirage de courant

C'est le deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par deux vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite. Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

## 6.2. Protection des conduites contre la corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Éviter les faibles vitesses d'écoulement ;
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement ;
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation ;
- La pose doit se faire avec soin.

### Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie de station de pompage, un réservoir d'air d'une capacité de 6000 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.









## INTRODUCTION

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piquée en vue de l'alimentation des abonnés. Les conduites devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés on tenant compte du débit de pointe.

### 7.1 DEFINITION DE RESEAU DE DISTRIBUTION.

Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs.

Pour cela, il faut ajouter les accessoires du réseau qui permettent une bonne exploitation et un bon entretien de ce dernier.

Parmi ceux-ci on peut citer :

- ✓ les vannes de sectionnement
- ✓ les vannes de réduction de pression
- ✓ les poteaux d'incendie
- ✓ les compteurs
- ✓ les ventouses etc.

### 7.2 CARACTéristIQUE DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Parmi les caractéristiques essentielles de réseau de distribution on site :

- ❖ Le système d'alimentation de ce réseau doit permettre de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante
- ❖ Le réseau d'alimentation en eau potable doit présenter une bonne sécurité d'approvisionnement de toutes les parties de l'agglomération
- ❖ Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal
- ❖ Dans les tronçons sur lesquelles il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera 0,100 m ou mieux encore 0,150m
- ❖ Les vitesses de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1,20 m/s on peut aller jusqu'à 2m/s en cas d'incendie
- ❖ Il faut éviter en ville les pressions supérieures à 40m qui risquent d'abord des désordres (fuite, bruit dans l'installation intérieure).

### 7.3 CLASSIFICATION DES RESEAU

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- ❖ Les réseaux ramifiés
- ❖ Les réseaux maillés
- ❖ Les réseaux étagés
- ❖ Les réseaux à alimentation distinctes.

#### 7.3.1. Le réseau ramifié:

Dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

#### 7.3.2. Les réseaux maillés :

Permet au contraire une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est bien entendu, plus coûteux d'établissement.

#### 7.3.3. Les réseaux étagés :

Avec le réseau étagé, il est possible ainsi que l'avons vu, de constituer des réseaux indépendantes avec une pression limitée aux environs de 40 m d'eau.

#### 7.3.4. Les réseaux à alimentation distinctes :

Ces réseaux distribuent, l'un l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavages et arrosages des rues et plantations. Ces ne justifient que des installations extrêmement importantes.

## 7.4 CALCUL DES DEBITS

Le calcul des débits se fait pour les différents types de fonctionnement sus-cités :

#### 7.4.1 Débits en route :

Ce débit est le débit réparti uniformément le long d'un réseau. Il est différent pour chaque cas de calcul :

##### a/ cas de pointe :

Le débit maximal journalier  $Q_j^{\max} = 32006,598 \text{ m}^3/\text{J}$

$$Q_h^{\max} = 484,544 \text{ l/s}$$

- $Q_{ch}$ : débit de réservoir (château d'eau)
- $Q_{ST}$ : débit de station
- $Q_{cons}^{min}$ : débit de consommation minimal

$$Q_{Station} = (32006,598 * 5)/100 = 1600.3299 \text{ m}^3/\text{h} = 444,536 \text{ L/S}$$

$$Q_{ch} = Q_{pte} - Q_{st} = 40 \text{ L/S} \quad Q_R = (Q_{ch} + Q_{st}) = 484,544 \text{ L/S}$$

#### b/ Cas de pointe plus incendie :

$$Q_{ch} = 40 + 17 = 57 \text{ L/s}$$

$$Q_{st} = 444.536 \text{ L/s.}$$

$Q_{conc}$  = le débit de concentration ( usine , ferme , boite d'incendie )

Dans notre cas 17 L/s

$$Q_R = (Q_{ch} + Q_{st}) - Q_{conc}$$

Avec :

D'où on trouve la même valeur du débit route que lors du cas de pointe

$$Q_R = (Q_{ch} + Q_{st}) - Q_{conc} = 484.544 \text{ L/s}$$

#### c/ Cas de transit :

$$Q_{st} = 444.536 \text{ L/s}$$

$$Q_{tr} = Q_{st} - Q_{cons}^{min}$$

$$\text{Or que } Q_{cons}^{min} = 1024.21 \text{ m}^3/\text{h} = 284.5 \text{ (du tableau 2.10 chapitre II)}$$

$$\text{donc : } Q_R = Q_{st} - Q_{tr} - Q_{cons} = 284.5 \text{ l/s}$$

#### d/ Cas de la station à l'arrêt :

Sachant que la station de pompage travail 20h/24h et q' elle démarre de 4h jusqu'à 00h  
donc :

$$Q_{ch} = 40 \text{ l/s}$$

$$Q_{conc} = 0 \text{ l/s}$$

$$Q_r = 40 \text{ l/s}$$

#### 7.4.2. Le débit spécifique : ( $Q_{sp}$ )

$$Q_{sp} = Q_R / \sum L_i.$$

Avec :  $\sum L_i$  = la somme des longueurs des tronçons du réseau.

### 7.4.3 Le débit aux nœuds : ( $Q_{nd}$ )

On utilise les formules suivantes :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \cdot L_i$$

$$Q_{nd} = 0.5 \sum Q_{ri} + Q_{conc}$$

- ❖  $L_i$  = longueur en (m) du tronçon numéro (i)
- ❖  $Q_{ri}$  = débit en route (l/s) du tronçon numéro (i)
- ❖  $Q_{conc}$  = débit concentré (l/s)

## 7.5. CALCUL HYDRAULIQUE

### 7.5.1. Cas de pointe :

#### a / : Calcul du débit spécifique et du débit en route :

Les résultats sont exprimés dans les tableaux (7.1) :

**Tableau 7.1 : Calcul du débit spécifique et du débit en route en cas de pointe :**

Tronçons	Longueur (m)	Q <sub>spécifique</sub> (l/s/ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)
1 -2	80	0.13	10.4
1 -7	105	0.13	13.65
1 -3	168	0.13	21.84
2- 4	83.93	0.13	10.9109
4 -3	104.03	0.13	13.5239
3 -8	172.72	0.13	22.4536
3 -5	101.8	0.13	13.234
4 -6	141.18	0.13	18.3534
7-8	162	0.13	14.95
8 -9	115	0.13	23.79
5 -6	183	0.13	31.4886
5 -9	242.22	0.13	29.6309
5 -10	227.93	0.13	10.4
10-11	180.87	0.13	23.51
9- 11	195.55	0.13	25.4215

---

9 -12	95.77	0.13	12.4501
11- 13	50.5	0.13	6.565
12 -13	107.61	0.13	13.9893
12 -14	70	0.13	9.1
13 -15	74.87	0.13	9.7331
14 -15	119.8	0.13	15.574
14 -16	101.8	0.13	13.234
16- 17	300	0.13	39
16 -18	158	0.13	20.54
15 -17	170.8	0.13	22.204
17 -19	196.23	0.13	25.5099
18 -19	100.57	0.13	13.0741

**b /Calcul des débits nodaux :**

*Tableau 7.2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe :*

Nœud	Tronçons	Q <sub>ri</sub> (l/s)	Q <sub>ri</sub> (l/s)	Nœud	Tronçons	Q <sub>ri</sub> (l/s)	Q <sub>ri</sub> (l/s)		
1	1 - 2	45.89	23	10	10-5	33.91	17		
	1- 7				10 -11				
	1- 3			11	11- 9	55.4965	28		
2	2 - 1	21.3109	10.8		11 -10				
	2 -4	3	71.0515		36			12 - 9	35.5394
3 -1	12 -14								
3 -4	13			13 -15		30.2874	15.2		
3 -5				13- 11					
4	4-2	42.7882	21.5	14	14 -12	37.908	18.32		
	4- 3				13- 12				
	4- 6				5			98.1435	49.07
5 -3	15	15- 13	47.5111	23.6					
5 -9		15 -17							
6	6-5	42.1434	21.1	16	15 -14	72.774	36.5		
	6- 4				16- 17				
7	7-1	28.6	14.5	17	16 -14	86.7139	43.49		
	7-8				16 -18				
8	8-7	61.1936	30.6	18	17- 16	33.6141	16.8		
	8- 3				17 -15				
	8- 9				17- 19				
9	9-8	84.3102	42.2	19	18 -16	38.584	19.5		
	9-5				18 -19				
	9-11			19 -17					
	9- 12								

## 7.5.2. Cas de pointe + incendie :

## a/Calcul du débit spécifique et du débit en route :

Tableau 7.3 : Calcul des spécifique et du débit en route Cas de pointe + incendie :

Tronçons	Longueur (m)	Q spécifique (l/s/ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)
1- 2	80	0.13	10.4
1 -7	105	0.13	13.65
1 -3	168	0.13	21.84
2 -4	83.93	0.13	10.9109
4 -3	104.03	0.13	13.5239
3 -8	172.72	0.13	22.4536
3 -5	101.8	0.13	13.234
4 -6	141.18	0.13	18.3534
7 -8	162	0.13	14.95
8 -9	115	0.13	23.79
5 -6	183	0.13	31.4886
5 -9	242.22	0.13	29.6309
5 -10	227.93	0.13	10.4
10- 11	180.87	0.13	23.51
9 -11	195.55	0.13	25.4215
9 -12	95.77	0.13	12.4501
11- 13	50.5	0.13	6.565
12 -13	107.61	0.13	13.9893
12 -14	70	0.13	9.1
13 -15	74.87	0.13	9.7331
14 -15	119.8	0.13	15.574
14 -16	101.8	0.13	13.234
16 -17	300	0.13	39
16 -18	158	0.13	20.54
15- 17	170.8	0.13	22.204
17 -19	196.23	0.13	25.5099
18 -19	100.57	0.13	13.0741

**b/Calcul des débits nodaux :**

Les débits nodaux sont récapitulés dans le tableau( 7.4) :

**Tableau 7.4 : calcul des débits nodaux en cas de pointe plus incendie :**

Nœuds	Tronçons	Q <sub>ri</sub> (l/s)	0.5 × Q <sub>ri</sub> (l/s)
1	1 - 2 1 - 7 1 - 3	45.89	23
2	1- 2 2 - 4	21.3109	10.8+17 (incendie)
3	1 - 3 3 - 4 3 - 8 3 - 5	71.0515	36
4	4-2 4 - 3 4- 6	42.7882	21.5
5	5-3 5 - 9 5 - 10 5- 6	98.1435	49.07
6	6-5 6- 4	42.1434	21.1
7	7-1 7-8	28.6	14.5
8	8-7 8 - 3 8 - 9	61.1936	30.6
9	8-9 9-5 9- 11 9- 12	84.3102	42.2

10	10-5 10-11	33.91	17
11	11 -9 11 -10 11 -13	55.4965	28
12	12 - 9 12 -14 12 - 13	35.5394	17.36
13	13 -15 13 -11 13 -12	30.2874	15.2
14	14 -12 14 -16 14- 15	37.908	18.32
15	15- 13  15- 17 15 -14	47.5111	23.6
16	16- 17 16 -14 16 -18	72.774	36.5
17	17 -16 17 -15 17 -19	86.7139	43.49
18	18 -16 18 -19	33.6141	16.8
19	19 -18 19- 17	38.584	19.5

$$\Sigma Q_h = 501,544 \text{ l/s} = Q_h^{\max} + 17 \text{ l/s}$$

### 7.5.3. Cas de transit

a /Calcul du débit spécifique et du débit en route :

Les résultats sont exprimés dans le tableau :(7.5)

Tableau 7.5 : Calcul du débit spécifique et du débit en route en cas de transit :

Tronçons	Longueur (m)	Q spécifique (l/s/ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)
1- 2	80	0.075	6
1 -7	105	0.075	7.875
1- 3	168	0.075	12.6
2- 4	83.93	0.075	6.29475
4- 3	104.03	0.075	7.80225
3- 8	172.72	0.075	12.954
3- 5	101.8	0.075	7.635
4- 6	141.18	0.075	10.5885
7- 8	162	0.075	12.15
8- 9	115	0.075	8.625
5 -6	183	0.075	13.725
5- 9	242.22	0.075	18.1665
5 -10	227.93	0.075	17.09475
10- 11	180.87	0.075	13.56525
9 -11	195.55	0.075	14.66625
9 -12	95.77	0.075	7.18275
11 -13	50.5	0.075	3.7875
12 -13	107.61	0.075	8.07075
12 -14	70	0.075	5.25
13 -15	74.87	0.075	5.61525
14 -15	119.8	0.075	8.985
14 -16	101.8	0.075	7.635
16 -17	300	0.075	22.5
16- 18	158	0.075	11.85
15 -17	170.8	0.075	12.81
17 -19	196.23	0.075	14.71725
18 -19	100.57	0.075	7.54275

**b/Calcul des débits nodaux :**

Les débits nodaux sont récapitulés dans le tableau (7.6) :

**Tableau (7.6) : calcul des débits nodaux en cas de transit:**

Nœud	Tronçons	$Q_{ri}(l/s)$	$0.5 \times Q_{ri}(l/s)$
1	1 - 2	26.475	13.2
	1 - 7		
	1 - 3		
2	2 - 1	12.29475	6.13
	2 - 4		
3	3-1	40.99125	20.5
	3-4		
	3- 8		
	3 - 5		
4	4-2	24.6855	12.34
	4- 3		
	4 -6		
5	5-3	56.62125	28.31
	5- 9		
	5-10		
	5- 6		
6	6- 5	24.3135	12.16
	6 -4		
7	7-1	20.025	10.01
	7-8		
8	8 -7	33.729	16.86
	8- 3		
	8- 9		
9	8 -9	48.6405	24.32
	9-5		
	9-11		
	9 -12		

10	10-5 10- 11	30.66	15.33
11	11- 9 11- 10 11 -13	32.019	16.01
12	12 - 9 12 - 14 12 - 13	20.5035	10.15
13	13 -15 13- 11 13- 12	17.4735	8.5
14	14 -12 14 -16 14- 15	21.87	10.84
15	15 -13  15 -17 15- 14	27.41025	13.61
16	16 -17 16 -14 16 -18	41.985	20.89
17	17 -16 17- 15 17 -19	50.02725	25.01
18	18- 16 18 -19	19.39275	9.2
19	19 -18 19 -17	22.26	11.13

$$\sum Q_n = 284.5 \text{ L/s} = Q_{\text{con-min}}$$

## 7.5.4. Cas de la station à l'arrêt :

## a/Calcul du débit spécifique et du débit en route :

*Tableau (6.7) : Calcul du débit spécifique et du débit en route en cas de la station à l'arrêt :*

Tronçons	longueur	Q spécifique (l/s/ml)	Q <sub>r</sub> (l/s)
1- 2	80	0.01	0.8
1- 7	105	0.01	1.05
1- 3	168	0.01	1.68
2- 4	83.93	0.01	0.8393
4 -3	104.03	0.01	1.0403
3 -8	172.72	0.01	1.7272
3- 5	101.8	0.01	1.018
4 -6	141.18	0.01	1.4118
7 -8	162	0.01	1.62
8- 9	115	0.01	1.15
5 -6	183	0.01	1.83
5 -9	242.22	0.01	2.4222
5 -10	227.93	0.01	2.2793
10- 11	180.87	0.01	1.8087
9 -11	195.55	0.01	1.9555
9 -12	95.77	0.01	0.9577
11- 13	50.5	0.01	0.505
12- 13	107.61	0.01	1.0761
12 -14	70	0.01	0.7
13- 15	74.87	0.01	0.7487
14- 15	119.8	0.01	1.198
14- 16	101.8	0.01	1.018
16- 17	300	0.01	3
16 -18	158	0.01	1.58
15- 17	170.8	0.01	1.708
17 -19	196.23	0.01	1.9623

18 -19	100.57	0.01	1.0057
--------	--------	------	--------

**b/Calcul des débits nodaux :**

*Tableau (7.8) : Calcul des débits nodaux :en cas de la station à l'arrêt*

Nœud	Tronçons	$Q_{ri}(l/s)$	$0.5 \times Q_{ri}(l/s)$
1	1 - 2		
	1- 7	3.53	1.76
	1 -3		
2	2-1	1.6393	
	2 - 4		
3	3-1		
	3- 4		
	3 - 8	5.4655	2.73
	3 - 5		
4	4-2		
	4 -3	3.2914	1.64
	4 -6		
5	5-3		
	5 - 9		
	5 - 10	7.5495	3.77
6	5 -6		
	6-5		
7	6- 4	3.2418	2
	7-1	2.67	1.34
8	7-8		
	8-7		
	8- 3	4.4972	2.25
	8 -9		

9	9-8		
	9-5		
	9-11	6.4854	3.25
	9 -12		
10	10-5		
	10 -11	4.088	2.04
11	11- 9		
	11 -10	4.2692	2.13
	11 -13		
12	12 - 9		
	12 - 14	2.7338	1.4
	12 - 13		
13	13 -15		
	13 -11	2.3298	2.1
	13 -12		
14	14 -12		
	14 -16	2.916	1.85
	14 -15		
15	15 -13		
	15 -17	3.6547	1.82
	15 -14		
16	16 -17		
	16- 14	5.598	3
	16 -18		
17	17 -16		
	17- 15	6.6703	3.33
	17 -19		
18	18 -16		
	18 -19	2.5857	1.29

19	19 18	2.968	1.48
	19 17		

$$\sum Q_n = 40L/s = Q_{ch}$$

## 7.6. PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET

EPANET version 2.00 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes de Distribution d'eau, d'un point de vue hydraulique mais également d'un point de vue qualité d'eau.

Il est distribué gratuitement par l'E.P.A. depuis le mois de septembre 1993. Depuis il Est largement utilisé dans le monde.

### 7.6.1 Méthode de calcul.

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer les équations de perte de charge et de Conservation de masse qui caractérise l'état hydraulique du réseau est décrit par l'approche de Todini ou encore le méthode du gradient.

Cette méthode commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyau qui peut ou non répondre à l'équation de conservation de la masse.

A chaque itération de la méthode, les nouvelles charges aux nœuds sont obtenues en résolvant l'équation matérielle suivante:

$$AH=F$$

Avec :

- ❖ A : est une matrice jacobienne (NxN) ;
- ❖ H : est un vecteur (Nx1) représentant les charges inconnues aux nœuds ;
- ❖ F : un vecteur (Nx1) contenant les termes du coté droit, dus au déséquilibre de flux en un nœud et à un facteur de correction.

Ainsi qu'Epanet calcule :

- ❖ le débit dans chaque tuyau ;
- ❖ la pression à chaque nœud ;
- ❖ le niveau de l'eau dans les réservoirs ;
- ❖ la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

### 7.6.2. Paramètres d'entrée du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds.

Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle.

Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

#### a/ Les nœuds de demande

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit.

Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :

- ❖ L'altitude du nœud
- ❖ La demande en eau (qui peut varier dans le temps)

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique)
- La pression au niveau du nœud
- On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de demande.

Après avoir déterminé les débits nodaux des différents cas de fonctionnement du système, maintenant on doit passer à la répartition arbitraire des débits au long du réseau maillé pour le dimensionner et la rectification des diamètres se fera par l'intermédiaire de l'logiciel de simulation EPANET

**7.7. DETERMINATION DES DIAMETRES DE CHAQUE TRONÇON :**

A l'aide d'un catalogue de la conduite on a trouvé

*Tableau (7.9) : Détermination des Diamètres de chaque tronçon*

TRANCON	QPOINTE	Qpointe + Inc	Q Tran	Q Arret	Qmax	DIAMETRE
1- 2	130	130	50	0.27	130	450
1 -3	70	70	50	1.37	70	300
1 -7	221.53	221.53	171.3	0.66	221.53	550
2 -4	119.2	136.2	43.87	0.55	119.2	400
7 -8	207.03	207.03	161.22	2	207.03	550
3 -8	70.4	70.4	44.43	1.1	70.4	350
3 -4	47.7	30.7	10.53	1	47.7	300
4 -6	50	50	21	1.19	50	300
3 -5	152.1	135.1	84.46	4	152.1	450
8 -9	106.03	106.03	100	5.35	106.03	450
6 -5	28.9	28.9	8.84	3.19	28.9	200
9 -5	20	20	20	8	20	200
5 -10	151.93	134.93	84.99	2.96	151.93	450
9 -11	20	20	20	2.87	20	200
11- 10	134.93	117.93	69.66	5	134.93	450
9 -12	23.83	23.83	35.68	13.73	35.68	300
11- 13	126.93	109.93	73.65	10	126.93	450
14 -12	66.47	66.476	55.53	4	66.47	300
12 -13	60	60	30	11.13	60	300
13 -15	51.73	51.73	35.15	23.23	51.73	300
14 -15	30	30	20	2.15	30	250
14 -16	18.15	18.156	24.69	8	24.69	200
15 -17	58.13	41.13	41.54	22.9	58.13	300
16 -17	25.15	7.64	8.53	7.71	25.15	250
16 -18	6.8	10.7	12.33	18.71	18.71	200
17 -19	10.5	10	8	18.52	18.52	200
18 -19	10	27.5	3.13	20	20	200

## 7.8. CALCUL DES PARAMETRES HYDRAULIQUES

Pour une raison de complexité de notre réseau, nous avons utilisé un logiciel (EPANET) permettant de modéliser le réseau d'AEP et de calculer les paramètres hydrauliques ainsi que les pressions sur tous les nœuds du réseau

### 7.8.1. Cas de pointe.

*Tableau (7.10) : calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe)*

ID Arc	Longueur	Diamètre	Vitesse
Tuyau 1	80	450	0.8
Tuyau 2	105	500	1.14
Tuyau 3	162	500	1.06
Tuyau 4	115	450	1.09
Tuyau 5	95.77	450	0.73
Tuyau 6	70	400	0.68
Tuyau 7	101.8	250	1.27
Tuyau 8	158	200	0.35
Tuyau 9	100.57	300	0.28
Tuyau 10	196.23	350	0.25
Tuyau 11	170.8	200	0.45
Tuyau 12	74.87	250	0.67
Tuyau 13	50.5	300	0.48
Tuyau 14	180.87	300	0.55
Tuyau 15	227.93	300	0.79
Tuyau 16	183	150	0.41
Tuyau 17	141.18	250	0.58
Tuyau 18	83.93	400	0.92
Tuyau 19	168	300	1.01
Tuyau 20	101.8	400	0.84
Tuyau 21	104.03	300	0.93
Tuyau 22	172.72	250	0.29
Tuyau 23	242.22	200	0.25
Tuyau 24	195.55	200	0.73

Tuyau 25	107.61	150	0.78
Tuyau 26	783.7	150	0.29
Tuyau 27	300	250	0.3
Tuyau 29	200	200	1.27
Tuyau 28	350	700	1.16

### 9.8.2. Cas de pointe+ incendie

*Tableau (9.11) : calcul les résultats des paramètres hydrauliques (cas de pointe+ incendie*

ID Arc	Longueur	Diamètre	Vitesse
Tuyau 1	80	450	0.87
Tuyau 2	105	500	1.09
Tuyau 3	162	500	1.02
Tuyau 4	115	450	1.02
Tuyau 5	95.77	450	0.66
Tuyau 6	70	400	0.6
Tuyau 7	101.8	250	1.06
Tuyau 8	158	200	0.27
Tuyau 9	100.57	300	0.16
Tuyau 10	196.23	350	0.27
Tuyau 11	170.8	200	0.22
Tuyau 12	74.87	250	0.53
Tuyau 13	50.5	300	0.4
Tuyau 14	180.87	300	0.5
Tuyau 15	227.93	300	0.74
Tuyau 16	183	150	0.37
Tuyau 17	141.18	250	0.56
Tuyau 18	83.93	400	0.88
Tuyau 19	168	300	0.98
Tuyau 20	101.8	400	0.8
Tuyau 21	104.03	300	0.86
Tuyau 22	172.72	250	0.23

Tuyau 23	242.22	200	0.2
Tuyau 24	195.55	200	0.68
Tuyau 25	107.61	150	0.73
Tuyau 26	783.7	150	0.5
Tuyau 27	300	250	0.51
Tuyau 29	200	200	1.81
Tuyau 28	350	700	1.16

### 7.8.3 .Cas de transit :

*Tableau ( 7.12) :calcul des paramètres hydrauliques (cas de transit)*

ID Arc	Longueur	Diamètre	Vitesse
Tuyau 1	80	450	0.77
Tuyau 2	105	500	1.17
Tuyau 3	162	500	1.12
Tuyau 4	115	450	2.64
Tuyau 5	95.77	450	1.18
Tuyau 6	70	400	1.34
Tuyau 7	101.8	250	2.89
Tuyau 8	785.5	200	1.08
Tuyau 9	100.57	300	0.35
Tuyau 10	196.23	350	1.52
Tuyau 11	170.8	200	2.69
Tuyau 12	74.87	250	1.67
Tuyau 13	50.5	300	1.16
Tuyau 14	180.87	300	1.19
Tuyau 15	227.93	300	1.4
Tuyau 16	183	150	0.66
Tuyau 17	141.18	250	0.49
Tuyau 18	83.93	400	0.92
Tuyau 19	168	300	1.13
Tuyau 20	101.8	400	1.24
Tuyau 21	104.03	300	1.13

Tuyau 22	172.72	250	0.33
Tuyau 23	242.22	200	1.25
Tuyau 24	195.55	200	0.46
Tuyau 25	107.61	150	0.47
Tuyau 26	119.8	150	0.9
Tuyau 27	300	250	1.78
Tuyau 29	100	200	2.09
Tuyau 28	100	700	1.16

#### 7.8.4. Cas d'arrêt de la pompe

*Tableau (7.13) : calcul des paramètres hydrauliques (cas d'arrêt de la pompe)*

ID Arc	Longueur	Diamètre	Vitesse
Tuyau 1	80	450	0.15
Tuyau 2	105	500	0.14
Tuyau 3	162	500	0.15
Tuyau 4	115	450	0.18
Tuyau 5	95.77	450	0.64
Tuyau 6	70	400	0.51
Tuyau 7	101.8	250	0.46
Tuyau 8	158	200	0.39
Tuyau 9	100.57	300	0.19
Tuyau 10	196.23	350	0.31
Tuyau 11	170.8	200	0.44
Tuyau 12	74.87	250	0.25
Tuyau 13	50.5	300	0.47
Tuyau 14	180.87	300	0.52
Tuyau 15	227.93	300	0.19
Tuyau 16	183	150	0.13
Tuyau 17	141.18	250	0.3
Tuyau 18	83.93	400	0.71
Tuyau 19	168	300	0.52
Tuyau 20	101.8	400	0.47

Tuyau 21	104.03	300	0.14
Tuyau 22	172.72	250	0.3
Tuyau 23	242.22	200	0.29
Tuyau 24	195.55	200	0.35
Tuyau 25	107.61	150	0.71
Tuyau 26	119.8	150	0.51
Tuyau 27	300	250	0.46
Tuyau 29	100	200	1.44

### Calcul des pressions de service du réseau (au sol)

a/ Cas de pointe :

*Tableau (7.14) : Calcul des pressions de service du réseau (au sol) en cas de pointe :*

ID Noeud	Demande	Pression
Noeud 1	23	20.07
Noeud 3	10.8	18.17
Noeud 4	36	19.06
Noeud 5	21.5	18.82
Noeud 6	49.07	18.41
Noeud 7	21.1	17.64
Noeud 8	14.5	18.35
Noeud 9	30.6	17.56
Noeud 10	42.2	15.52
Noeud 11	17	14.97
Noeud 12	28	13.8
Noeud 13	17.36	15.22
Noeud 14	15.2	12.76
Noeud 15	18.32	13.15
Noeud 16	23.6	11.63
Noeud 17	36.5	11.17
Noeud 18	43.49	11.45
Noeud 19	16.8	11.46
Noeud 20	19.5	11

Noeud 21	-444.54	27.55
----------	---------	-------

**b/Cas de pointe + incendie:***Tableau (7.15) : calcul de pression au sol en Cas de pointe + incendie:*

ID Noeud	Demande	Pression
Noeud 1	23	18.21
Noeud 3	27.8	16.3
Noeud 4	36	17.23
Noeud 5	21.5	16.97
Noeud 6	49.07	16.59
Noeud 7	21.1	15.79
Noeud 8	14.5	16.51
Noeud 9	30.6	15.75
Noeud 10	42.2	13.73
Noeud 11	17	13.22
Noeud 12	28	12.08
Noeud 13	17.36	13.46
Noeud 14	15.2	11.05
Noeud 15	18.32	11.4
Noeud 16	23.6	10.97
Noeud 17	36.5	10.58
Noeud 18	43.49	10.92
Noeud 19	16.8	10.95
Noeud 20	19.5	10.46
Noeud 21	-444.54	25.7

**c/Cas de transit:**

*Tableau (7.16) : calcul de pression au sol en cas de transit*

ID Noeud	Demande	Pression
Noeud 1	13.2	41.99
Noeud 3	6.13	40.1
Noeud 4	20.5	40.36
Noeud 5	12.34	40.75
Noeud 6	28.31	39.55
Noeud 7	12.16	39.62
Noeud 8	10.01	40.26
Noeud 9	16.86	39.44
Noeud 10	24.32	35.44
Noeud 11	15.33	35.76
Noeud 12	16.01	34.02
Noeud 13	10.15	35.01
Noeud 14	8.5	32.82
Noeud 15	10.84	32.75
Noeud 16	13.61	31.08
Noeud 17	20.89	28.44
Noeud 18	25.01	24.51
Noeud 19	9.2	23.48
Noeud 20	11.13	21.94
Noeud 21	-444.54	49.13

d/ Cas d'arrêt de la pompe:

Tableau (7.17) : calcul de pression au sol en cas de l'arrêt de la pompe :

ID Noeud	Demande	Pression
Noeud 1	1.76	20.75
Noeud 3	6.13	18.95
Noeud 4	2.73	19.75
Noeud 5	1.64	19.75
Noeud 6	3.77	19.25
Noeud 7	2	18.75
Noeud 8	1.34	19.25
Noeud 9	2.25	18.75
Noeud 10	3.25	16.97
Noeud 11	2.04	16.76
Noeud 12	2.13	15.77
Noeud 13	1.4	16.79
Noeud 14	2.1	14.77
Noeud 15	1.85	14.79
Noeud 16	1.82	13.79
Noeud 17	3	13.48
Noeud 18	3.33	12.97
Noeud 19	1.29	13.01
Noeud 20	1.48	11.52



## Partie 1 :la gestion

### INTRODUCTION

Le distributeur d'eau potable a toujours le souci de couvrir les besoins des consommateurs, en quantité et qualité suffisantes. Il a aussi le souci de veiller à la bonne gestion et à la perfection de toutes les infrastructures concernant l'approvisionnement en eau. Dans ce chapitre, nous présenterons les différentes étapes de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable.

#### 8.1. BUT DE LA GESTION

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- ✓ La pérennité des ouvrages par des options de conservation ;
- ✓ L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance ;
- ✓ L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution ;

#### 8.2. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation où d'entretien peuvent concerner les réservoirs qui trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

##### 8.2.1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on site :

##### a. Contrôle hebdomadaire

- ✓ État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture ;
- ✓ Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection ;
- ✓ Turbidité de l'eau

##### b. Contrôle semestriel

- ✓ État de l'ouvrage, fissuration ;

- ✓ Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage ;
- ✓ -Contrôle de l'appareillage de mesure ;

### c. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

## 8.3. CONTROLE DES RESEAUX D'ADDUCTION

### 8.3. 1. Entretien des adductions

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et de l'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent. Ces travaux sont :

- ✓ Surveillance et entretien ;
- ✓ Actions de réductions des pertes ;

#### a. Surveillance et entretien

La surveillance et l'analyse des états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux appréhender les problèmes qui surviennent dans le réseau. Cela consiste à :

- Faire un entretien périodique (visite, graissage, révision) des organes mécaniques des appareils de fontainerie ;

- Vidanger et purger les régulateurs de pression ;
- Vérifier le bon fonctionnement des ventouses ;
- Resserrer les presse-étoupe des vannes ;

#### b. Actions de réduction des pertes en eau

Pour réduire les pertes en eau dans l'adduction et dans le réseau de distribution, deux actions sont nécessaires pour l'exploitant ; la première, la plus importante est la recherche et la réparation des fuites. La seconde plus ou moins importante est le comptage.

### 8.3.2 Recherche des fuites et des pertes

a)· **Les pertes techniques** : elles sont dues :

- au débordement des réservoirs dues soit au mauvais fonctionnement du flotteur ou de la vanne de vidange ;
- Aux fuites sur conduites et branchements particuliers engendrées par les casses et leurs différentes causes ;

- Aux fuites sur robinets, vannes et colliers dues à un mauvais serrage des joints, des presses étoupent des vannes et des colliers de prise ;

**b)-Les pertes administratives**

Ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées. On citera :

- La consommation des organismes publics ;
- La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs ;
- Absence de compteurs chez les abonnés ;
- Pertes par branchements illicites ;

**c)- Les fuites**

Ce sont des pertes physiques de quelques quantités d'eau, mais qui n'empêchent pas le fonctionnement normal du réseau.

Les fuites sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccords, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite.

**Cause des fuites**

- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites ;
- Joints détériorés ou mal exécutés ;
- Excès de pression ;

**Effets des fuites**

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.

**8.3.3. Détection et gestion des fuites**

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existants. Elles représentent souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30 % de l'eau captée, même dans les systèmes bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares. Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites ;
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière. Il est possible d'identifier, et même, ce qui est préférable, de quantifier les points de vulnérabilité ;

- Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalent à l'eau économisée ;

Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :

- Méthodes de recherche à grande échelle ;
- Méthodes acoustiques ;
- Méthodes modernes ;

#### **a-Méthode de recherche à grande échelle**

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés de fuite et la pose de compteurs en amont et en aval de ceux-ci. Il reste ensuite à détecter la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

#### **b-Méthodes acoustiques**

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites. L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit par contact direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol.

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain. L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier etc.). L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

#### **c-Méthodes modernes**

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites. On citera :

- Technique de photographie aérienne, notamment dans le domaine de l'infrarouge, la prise de photographies permet de déceler des zones de températures différentes résultant de la fuite ;
- Utilisation des traceurs radioactifs : détection de radioactivité intense aux zones des fuites ;

- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées, branchements clandestins, etc

#### **8.3.4. Réparation des fuites**

Après la détection des fuites, on procèdera à sa réparation. Plusieurs dispositions sont à prendre lors de la réparation :

- faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite ;
- ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite ;
- Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de procéder au contrôle de la qualité de l'eau ;

#### **8.3.5. Le comptage**

Une partie considérable des pertes d'eau est due au sous comptage. Pour améliorer le comptage de l'eau du réseau, une bonne gestion des compteurs à la production et au niveau des abonnés s'impose. Cela consiste à :

- Vérifier la sensibilité des compteurs individuels ;
- Etendre le comptage dans les bâtiments publics sans compteurs ;
- Installation de compteurs pour les nouveaux abonnés.

### **8.4. CONTROLE DES POMPES :**

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

#### **8.4.1. Maintenance**

Pour la maintenance, il est nécessaire de prévoir :

- l'espace utile pour toute opération d'entretien ;
- une prise d'eau claire (hygiène) ;
- une ou des prise(s) de pression pour réception et installation (permanent/transitoires) ;
- une prise de courant pour baladeuse ou outillage électrique ;
- un moyen de lavage ou sa possibilité d'installation ;

une vidange de la conduite de refoulement ;

- la détection de présence anormale d'eau dans le local pompage.

#### **8.4.2. Test des pompes**

Les caractéristiques des pompes sont déterminées ou confirmées par des tests. Ceux-ci peuvent être effectués pour de nombreuses et différentes raisons et en divers endroits. Dans le but d'obtenir des résultats sans ambiguïté, des standards de tests ont été développés et agréés. Les standards requièrent un matériel contrôlé et calibré et ne sont donc généralement pas applicables directement sur site.

Un fabricant de pompe teste sa production à la fois pour des raisons de conformité et des raisons de qualité. Des tests peuvent être requis pour confirmer que les performances de la pompe correspondent bien à celles annoncées ou pour résoudre un conflit.

Des tests réalisés sur place ne donnent pas une idée exacte des performances de la pompe, car la précision avec laquelle ils sont effectués ne correspond pas à celle imposée par les standards.

## **CONCLUSION**

Pour assurer une bonne gestion et exploitation de tous les infrastructures d'un réseau d'adduction (réservoirs de stockage, adduction, la station de pompage), il faut respecter les diverses normes et les conditions de fonctionnement, qui faciliteront sa gestion et son entretien.

## Partie 2 : pose de canalisation et accessoires

### INTRODUCTION

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

### 8.1. 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 :

#### 8.1.1. Réalisation des fouilles

##### a. largeur de la tranchée (B)

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite (D), en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci (e).

Elle est donnée par la formule :  $B = D + 2 \times e$

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{m})$$

$$\text{Si } DN > 400 : \quad B = D + (2 \times 0,50) \quad (\text{m})$$

##### b .La profondeur de la tranchée (h)

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m. (voir figure 9.1)

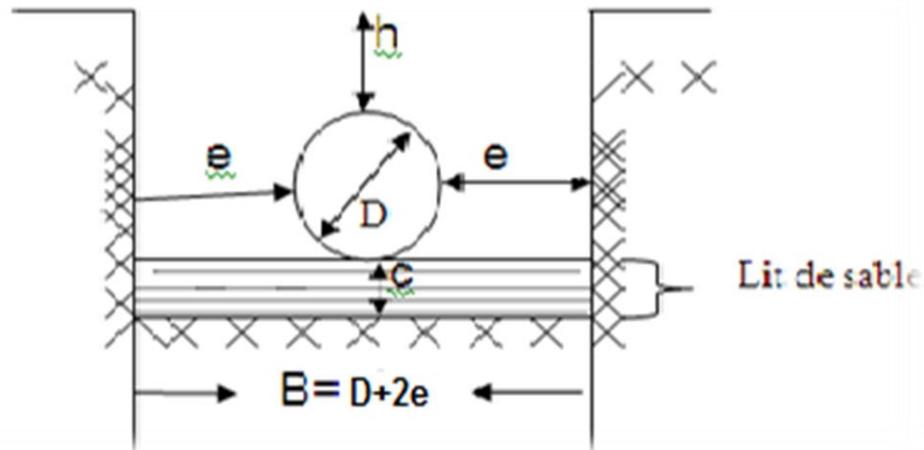


Figure 9.1 : Schéma d'une tranchée.

### C. Aménagement du lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Ce lit est constitué :

- de gravier, dans les terres ordinaires.
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux.
- pour des terrains 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.

#### 8.1.2. Préparation et mise en place des canalisations

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

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.
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées.
- Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- 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.

### 8.1.3 Epreuve des joints et canalisation principale

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

- La pression à exercer est en général égale à une fois et demie la pression à laquelle sera soumise réellement la canalisation.
- Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn.
- La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars. Cette tolérance étant portée à 0.3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

### 8.1.4. 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.

## 8.2. ETAS DE POSE DE CANALISATIONS

### 8.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée dont sa largeur doit être suffisante d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté, elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place, la profondeur normale de la tranchée est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs et de la mettre à l'abri du gel.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

### 8.2.2. Pose de canalisation en galerie [2]

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

### 8.2.3. Pose de canalisation en pente

Quand la pente dépasse une certaine limite, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

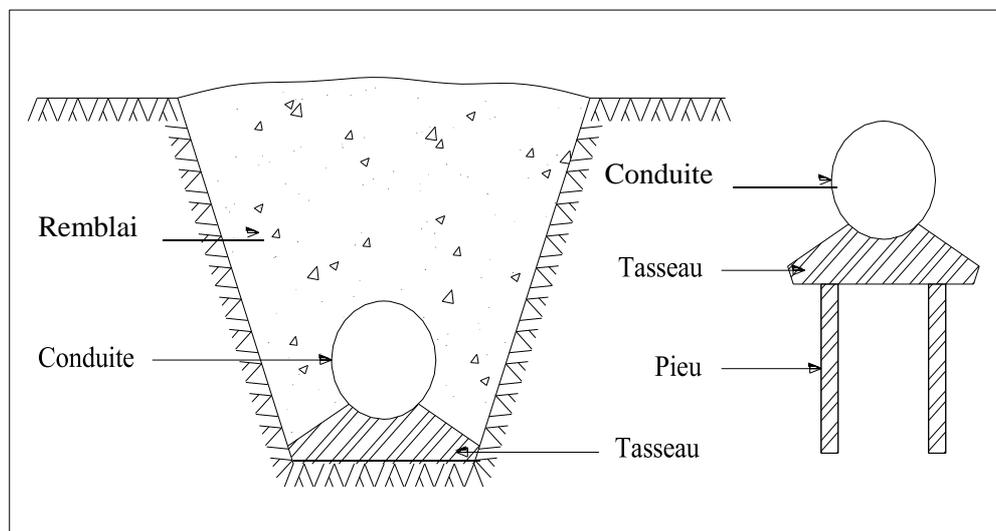
La pose en pente d'une canalisation peut être faite de deux façons :

- ✓ En réalisant des massifs en biton pour chaque tuyau.
- ✓ En réalisant un massif en biton en tête de tronçon verrouillé.

#### 8.2.4. Pose de canalisation dans terrain peu consistant [2]

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable.

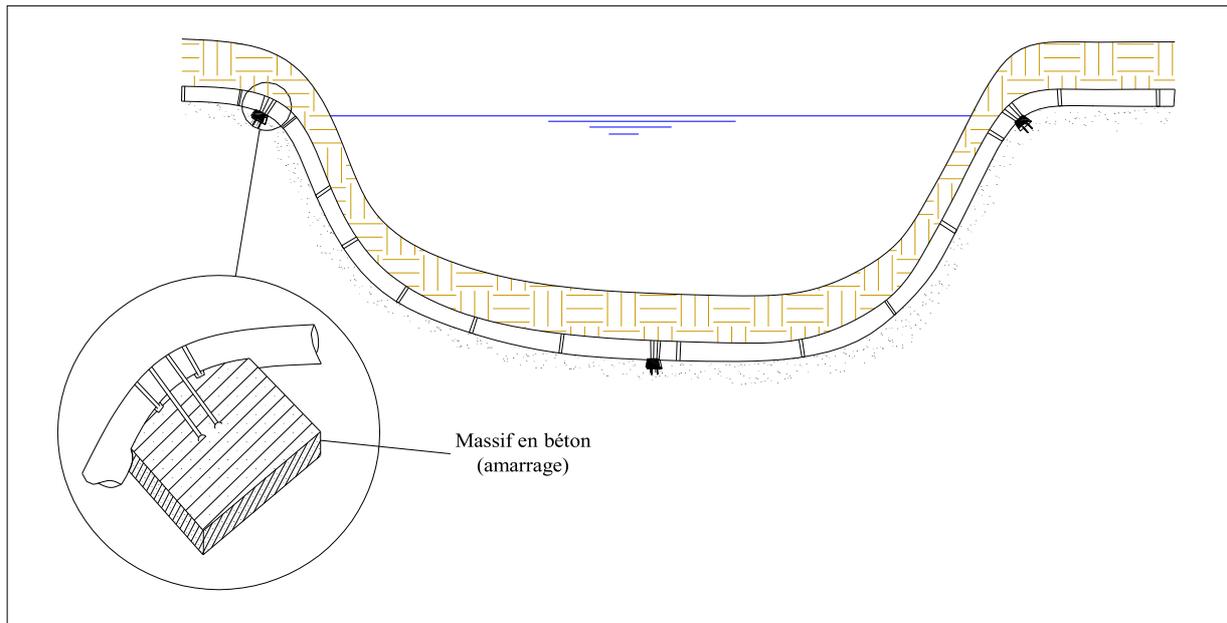
La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.



**Figure 9.2 :** Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

#### 8.2.5. Traversée d'une rivière [2]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).



**Figure 9.3 :** traversée d'une rivière

### 8.2.6. Traversée de route

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- ✓ Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites ;
- ✓ Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

### 8.2.7. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- ✓ Le support à long terme ;
- ✓ L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- ✓ L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- ✓ La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- ✓ Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- ✓ Canalisation indépendante de l'ouvrage.

### 8.2.8. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée)

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

### 8.3. BUTEE ET AMARRAGE

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboitement des joints

### 8.4. ACCESSOIRES

Les accessoires sont comme suit :

#### 8.4.1. Robinets vannes

On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, on les place à la sortie de la conduite de départ, chaque (500m) si la longueur de la conduite est très longue.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

##### a. Robinets-vanne à opercule

Ce Sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable Comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.



**Figure 9.4 :** Robinet vanne à opercule (source <http://www.stema-international.com>)

#### **b. Vanne 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 9.5 :** Robinets vanne papillon (source <http://www.zdvalve.en.alibaba.com>)

### Remarque

Dans notre cas, on prévoit ces installations:

- ❖ Des robinets vannes 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.
- ❖ Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

#### 8.4.2. Clapets anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



Figure 9.6 : Clapet anti-retour (source <http://www.stema-international.com>)

#### 8.4.3. Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression et coups de bélier.

La ventouse évacue l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une **bulle rétrécissant le diamètre** de passage de l'eau. Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'un réseau.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

- Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement ;
- Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable ;

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

### Remarque

Les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

#### 8.4.4. By-pass [2]

Le by pass est utilisé pour :

- ❖ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ❖ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ❖ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

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.

#### 8.4.5. 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.

#### 8.4.6. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées 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 utilisés dans notre cas sont :

- ✓ le joint à emboîtement à soudure ;
- ✓ le joint automatique ;

- ✓ le joint Gibault ;
- ✓ le joint verrouille ;
- ✓ les joints mécaniques ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

#### 8.4.7. Organes de mesure

##### a. Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression

La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

##### b. Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

###### ❖ 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.

###### ❖ 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 sur chauffage.

### 8.4.8. Organes de raccordement [2]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ❖ La déviation d'une partie d'écoulement.
- ❖ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- ❖ Le changement de diamètre de la conduite.
- ❖ Le montage et le démontage des accessoires.
- ❖ Le changement de direction de la conduite.

#### a. Coude

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 :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ 30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ 15'$ ).

#### b. 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 :

- Les cônes à deux emboîtements.
- Les cônes à deux brides.
- Les cônes à emboîtement et bride.

#### c. 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.

**Conclusion**

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le bon fonctionnement du réseau, rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau vers la commune d'Ali mendjli à partir du réservoir **5000 m<sup>3</sup>** de transfert du réservoir **2500 m<sup>3</sup>**

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'**horizon 2040**, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **112750** habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de **32006.598m<sup>3</sup>/j** sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2040),

Vu l'importance de la chaîne d'adduction et la faible capacité de stockage existante nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter un réservoir de distribution au niveau de la commune.

La grande différence d'altitude dans la partie refoulement a exigé l'implantation de station de pompage pour élever l'eau jusqu'à le réservoir.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée du vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement, pour la protection contre la corrosion des conduites, on a abouti à faire une manche en polyéthylène. Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Après l'étude de la consommation des différents composants de l'agglomération on a pu déterminer le débit maximum horaire pour le dimensionnement du notre réseau, et on a déterminé encore les débits des tronçons ainsi que les débits nodaux. Ce projet nous a donné aussi une occasion pour utiliser le logiciel EPANET pour la modélisation du réseau, car grâce à ce logiciel qu'on a pu passer des diamètres issus de la répartition aléatoires des débits dans le réseau aux diamètres définitives, c'est-à-dire qu'il nous a faciliter un calcul de correction assez fastidieux

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage ... à fin de garantir la pérennité du projet.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**M.CARLIER** [1] « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».1972

Eyrolles (Paris)

**ANDRE DUPONT** [2] « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II.1981 Eyrolles

(Paris)

**A. LENCASTRE** [3] « HYDRAULIQUE GENERALE».Cepadu`es-**Editions**, 2000

**M. MEUNIER** [4] « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX

D'EAU SOUS PRESSION » **Edition** Dunod, Paris, 1950

**Walter Graft** [5] « HYDRAULIQUE FLUVIALE »école polytechnique fédérale de

Lausanne.

### Logiciel

CAPRARI

EPANET version 2.0

## ملخص :

يهدف هذا المشروع لتزويد المنطقة الغربية لبلدية علي منجلي بولاية قسنطينة بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من خط تحويل المياه القادم من الخزان المائي المتواجد بالبلدية باتجاه المنطقة الغربية للبلدية والتي تعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع إلى قلة الموارد المائية و تطور الحياة المعيشية لهذه المنطقة.

هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد الأنابيب, حجم الخزانات, محطة الضخ, بعد ذلك درسنا وسيلة من وسائل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية, ثم توزيع المياه على السكان وأخيرا تطرقنا إلى طريقة إنجاز المشروع و مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé :

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la zone ouest de Ali mendjli commune d'Elkhroube wilaya de Constantine à partir de réservoir de 5000 m<sup>3</sup> qui est alimenté par le barrage de Bni Haroun de la wilaya de Mila

A l'heure actuelle un manque d'eau potable important est constaté dû essentiellement au manque de ressources en eau et l'explosion démographique importante ainsi le développement du niveau de vie de cette région.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage, la distribution, puis nous optons pour la meilleure méthode afin de protéger nos conduites contre le coup de bélier.

Enfin nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution

## Abstract:

Our project aims drinking water supply for the western area of Ali mendjli common of Elkhroub wilaya of Constantine from 5000 m<sup>3</sup> tank that is fed by the dam Bni Haroun of the wilaya of Mila.

At present, a serious shortage of drinking water is found mainly due to lack of water resources and the significant population growth and development of this region living standard.

This study is to size the supply, reservoirs, pumping station, distribution, and then we choose the best method to protect our behavior against water hammer.

Finally, we discuss the project implementation methodology and the different means used to scripts

## Annexe I

Annexe I: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.95	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.95	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.75	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

# Annexe II

