

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 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

Présenté par : BOUCHELAGHEM Mehdi

SIFFER Nasreddine

---

---

**Thème : Etude d'adduction de la zone de HEDJAR  
MANGOUB à partir de Transfer Oued HALIA vers  
la ville de Guelma**

---

---

Sous la direction de : DR : TOUMI Abdelouaheb

---

Juillet 2019

---

## **Remerciements :**

Louange à DIEU qui nous a permis de réaliser ce modeste travail

Nous exprimons toute notre gratitude à Monsieur TOUMI Abelouaheb d'avoir dirigé et assuré avec compétence l'encadrement de cette étude

Sans son soutien ce travail n'aurait eu être mené à terme .Nous je désire lui adresser un remerciement tout particulier pour ces précieux aide et conseils pertinents qui nous ont grandement aidés tout au long des différents étapes menant à la réalisation de cette mémoire.

Nous voudrions également remercier les membres de jury pour avoir bien voulu nous accorder un peu de leur temps pour débattre nous modeste travail. Nombreuses sont les personnes qui nous ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail que nous devons les remercier vivement

Nous pensons notamment à nos amis et j'adresse mon profonde reconnaissance à tous les enseignants de l'université de Guelma pour leur aide et leurs conseils et tout personnel administratif.

Nos sincères remerciements vont particulièrement à mon familles qui j'ai soutenue tout au long de ce projet



# SOMMAIRE

Introduction générale : .....

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

I.1 Situation géographique : .....	2
I.2 Site et situation de l'aire d'étude : .....	3
I.2.1 Sismicité : .....	3
I.3 situation climatologique de la zone d'étude : .....	4
I.3.1 Le Climat : .....	4
I.3.2 Température : .....	4
I.3.3 Les vents : .....	4
I.3.4 Pluviométrie : .....	4
I.4 situation démographique : .....	5
I.4.1 Population : .....	5
I.5 Accessibilité : .....	5
I.6 Géologie et géotechnique : .....	5
I.7 Conclusion : .....	6

## Chapitre II : Calcul des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	7
II.2. Estimation des besoins en eau potable.....	7
II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	8
II-3-1. Les besoins domestiques.....	8
II.3.2. Les besoins scolaires.....	9
II.3.3. Besoins administratifs.....	9
II.4. Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	10
II.5. Calcul de déficit de consommation.....	10
II.6. Estimation des pertes.....	11
II.7. Etude des variations des débits.....	11
II.7.1. Variation de la consommation journalière.....	12
II.7.2. Variation de la consommation horaire.....	13
II.8. Variation des débits horaires (2 <sup>ème</sup> méthode).....	14
II.8.1. Variations du débit horaire pour la commune.....	15
Conclusion .....	17

## Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	18
III.1. Les conduites d'adduction .....	18
III.1.1. Généralité.....	18
III.1.2. Types d'adduction.....	18
III.2. Choix du tracé.....	20
III.3. Choix de type de canalisation .....	20
III.4. Etude de l'adduction .....	21
III.4.1. Les étapes du choix de l'emplacement .....	21
III.5. Etude des variantes .....	22
III.5.1. Proposition des variantes .....	23
III.6. Etude technico-économique de l'adduction.....	24
III.6.1. Etude de l'adduction par refoulement.....	24
III.6.2. Calcul des pertes de charge .....	26
III.6.3. Calcul de la hauteur manométrique totale .....	27
III.6.4. Puissance absorbée par la pompe.....	27
III.6.5. Energie consommée par la pompe .....	27
III.6.6. Frais d'exploitation .....	28
III.6.7. Frais d'amortissement.....	28
III.7. Variante N°1 .....	29
III.7.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	29
III.8. Etude de l'adduction gravitaire .....	34
III.8.1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire .....	34
III.8.2. Les frais d'investissement (var N°1).....	37
III.9. Variante N°2 .....	38
III.9.1. Détermination des diamètres économiques pour la conduite de refoulement .....	38
III.10. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire (réservoir tampon –réservoir de Hedjer Mangoub) .....	47
III.10.1. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon .....	47
III.10.2. Charge disponible .....	47
III.11. Les frais d'investissement (var N°2) .....	48
III.12. Comparaison entre les deux variantes.....	49
Conclusion .....	49

## Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction.....	50
IV.1. Définition.....	50
IV.2. Clasificationdesréservoirs.....	50
IV.3. Fonctionsdes réservoirs .....	50
IV.4. Emplacementdesréservoirs .....	51
IV.5. Réservoirsalimentésgravitairement.....	51
IV.6. Réservoirsalimentés parrefoulement .....	51
IV.7. Description desréservoirsexistants.....	51
IV.8. Equipementdesréservoirs.....	51
IV.8.1. Equipementshydrauliquesdesréservoirs.....	53
IV.8.2 Equipementdenettoyage.....	54
IV.8.3 Entretiendesréservoirs.....	54
IV.9. Hygiène etsécurité .....	54
IV.10. Capacitéderéservoirs.....	56
IV.10.1. Laméthodeanalytique.....	56
IV.10.2. Determination de residumaximu dans le reservoir.....	56
IV.10.3. Méthodegraphique .....	56
IV.11. Dimensionnement de la bache de la station de pompage .....	57
IV.11.1 Dimensionnement de réservoir tampon.....	57
IV.12 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique .....	57
IV.13. la capacité de stockage du réservoir projetédeHedjerMangoub .....	58
IV.14.Formedesréservoirs.....	59
Conclusion .....	60

## Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	61
V.1. Choix de l'emplacement de la stationdepompage.....	61
V.2. Choix du typedpompe .....	61
V.3. Choix du nombre depompes .....	61
V.4. Les modes de couplagedespompes .....	62
V.5. Dimensionnements des stationsdepompage.....	63
V.5.1. Refoulement SP1–SP2 .....	63
V.5.2. Refoulement SP2–réservoirtampon.....	63
V.6. Courbes caractéristiquesdespompes .....	64
V.7. Pointdefonctionnement.....	65
V.8. Courbe caractéristique delaconduite .....	66
V.8.1. Refoulement SP1–SP2 .....	66
V.8.2. RefoulementSP2–réservoirtampon .....	68
V.9. Adaptation des pompes aux conditions defonctionnement données .....	69
V.9.1. Refoulement : SP1 -BâcheSP2.....	70
V.10. Etudedecavitation.....	73
V.10.1. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pourlapompe .....	73
V.10.2. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration etleurdimensionnement.....	73
V.10.3. Calcul de la hauteur'aspiration admissible .....	74
V.10.4. Calage delapompe.....	75
V.11. Choix dumoteurélectrique.....	77
V.11.1. Critères de choix du moteurélectrique .....	77
V.11.2. station depompageN°1 .....	77
V.11.3. Station de pompage N2.....	78
V.12. Encombrement despompes choisies.....	79
V.13. choixdu bâtiment.....	80
V.13.1. Dimensionnement de bâtiment destation pompage .....	80
V.14.Equipements auxiliaire .....	83
Conclusion.....	85

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

Introduction .....	89
VI.1. Protection des conduites contre le coupdebélier.....	89
VI.1.1Définition .....	89
VI.1.2 Le risque dus au coupdebélier .....	89
VI.3.Moyens de protection contre le coupdebélier.....	89

VI.1.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier .....	91
VI.1.5 Calcul de la célérité d'ondes .....	91
VI.5.1. Valeur numérique du coup de bélier.....	92
VI.6. Méthodes de calcul du réservoir d'air.....	93
VI.7. Calcul du volume de réservoir d'air:(partie refoulement) .....	95
VI.7.1. Calcul pour le tronçon SP1–SP2 .....	95
VI.7.2. Calcul pour le tronçon SP2–réservoir tampon .....	97
VI.8. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	99
VI.9 Protection des conduites contre la corrosion .....	102
VI.9.1 Définition .....	102
VI.9.2 Facteurs de la corrosion .....	102
VI.9.3 Moyens de lutte contre la corrosion externe.....	102
VI.10. Protection des conduites contre la corrosion interne.....	104
Conclusion.....	104

### **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

Introduction .....	105
VII.1 Pose de canalisation .....	105
VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	107
VII.1.3. Pose de canalisation en galerie.....	107
VII.1.4. Pose de canalisation en pente.....	107
VII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant.....	108
VII.1.6. Traversée d'une rivière.....	108
VII.1.7. Traversée de route .....	108
VII.1.8. Passage de ponts .....	108
VII.1.9. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement(même tranchée).....	108
VII.2. Butée et amarrage .....	109
VII.3. Accessoires .....	110
Conclusion.....	113

### CONCLUSION GÉNÉRALE

.....	114
-------	-----

## LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau I .1 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm) .....
Tableau I.2 : Les caractéristiques des forages des ouagui .....
Tableau I .3 : caractéristiques principales de barrage koudiat Acerdoune .....

### CHAPITRE II : Calcul des besoins en eau

Tableau II.1: Estimation de la population future de l'agglomération .....
Tableau II.2: Dotation unitaire moyenne .....
Tableau II.3: Détermination des besoins domestiques .....
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires .....
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs .....
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières .....
Tableau II.7: Tableau des déficits à combler à l'an 2035 .....
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ .....
Tableau II.9: Variation de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants .....
Tableau II.10: Variation de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants .....
Tableau II.11: Variations du débit horaire pour la commune .....

### CHAPITRE III : Etude d'adduction

Tableau III.1 : Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2 .....
Tableau III.2 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2 .....
Tableau III.3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2 .....
Tableau III.4 : Bilan du tronçon : SP1-SP2 .....
Tableau III.5 : Calcul de la HMT du SP2-Réservoir tampon .....
Tableau III.6 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-Réservoir tampon .....
Tableau III.7 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-Réservoir tampon .....
Tableau III.8 : Bilan du tronçon : SP2-Réservoir tampon .....
Tableau III.9 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\square$ pour différents types de tuyau .....
Tableau III.10 : Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire .....
Tableau III.11 : Frais d'investissement des conduites gravitaires .....
Tableau III.12 : Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2 .....
Tableau III.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2 .....

Tableau III.14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2 .....  
Tableau III.15 : Bilan du tronçon:SP1-SP2 .....

Tableau III.16 : Calcul de la HMT du tronçon : SP2–SP3 .....	
Tableau III.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon : SP2–SP3 .....	
Tableau III.18 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon : SP2–SP3.....	
Tableau III.19 : Bilan du tronçon : SP2–SP3.....	
Tableau III.20 : Calcul de la HMT du tronçonSP3-Réservoirtampon.....	
Tableau III.21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçonSP3-Réservoirtampon.....	
Tableau III.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-Réservoirtampon .....	
Tableau III.23 : Bilan du tronçon :SP3-Réservoirtampon .....	
Tableau III.24 : Diamètres calculés pour différents tronçonsdel'adduction .....	
Tableau III.25 : Frais d'investissement desconduites gravitaires .....	
Tableau III.26 .Comparaison entre le cout desdeuxvariantes .....	

## CHAPITRE IV : Etude des réservoirs

Tableau IV .1 : Fonctionsd'un réservoir .....	
Tableau IV.2 : description desréservoirs existants .....	
Tableau IV .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir desouagui.....	
Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	

## CHAPITRE V : Etude dupompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1) .....	
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2) .....	
Tableau V.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bâche de SP2).....	
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir tampon) .....	
Tableau V.5: Calculs des prix d'énergie pour différents modesderéglage .....	
Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction delatempérature.....	
Tableau V.7: Coefficient de correction en fonction delapuissance .....	
Tableau V.8 : Encombrement de la pompe detypePM100/2C.CAPRARI .....	
Tableau V.9 : Encombrement de la pompe detypePM100/2D.CAPRARI.....	
Tableau V.10 : Choix du type debâtiment .....	
Tableau V.11: Les dimensions du bâtiment de la stationdepompage.....	

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

Tableau VI.1: coefficient k pour divers matériaux .....  
Tableau VI.2: caractéristiques de la conduite .....  
Tableau VI.3 : Tableau du profil en long absolu .....  
Tableau VI.4: caractéristiques de la conduite .....  
Tableau VI.5 : Tableau du profil en long absolu .....  
Tableau VI.6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire .....  
Tableau VI.7 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire .....

# LISTE DES FIGURES

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

Figure I- 1 :Présentation géographique de la zone d'étude.....	
Figure I-2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en2003) .....	
Figure I-2 :	

## CHAPITRE III : Etude d'adduction

Figure III.1 :Schéma d'adduction gravitaire.....	
Figure III.2. : Schéma d'adduction par refoulement.....	
Figure III.3. :Schéma d'adduction mixte .....	
Figure III.4: représente les différentes types de canalisations.....	
Figure III.5: emplacement de la station de pompage .....	
Figure III.6 :Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de pompage) .....	
Figure III.7 <i>Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de pompage)</i> .....	
Figure III.8 : <i>Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP1-SP2)</i> .....	
Figure III.9 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP2-Réservoir tampon).....	
Figure III.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – SP2.....	
Figure III.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – SP3.....	
Figure III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon .....	

## CHAPITRE IV : Etude des réservoirs

Figure III.1 : Schéma d'un réservoir.....	
---	--

## CHAPITRE V : Etude de pompage

Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle .....	
Figure V.2: Couplage de deux pompes en série .....	
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM100/2C.CAPRARI.....	
Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM100/2D.CAPRARI .....	
Figure V.5: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1 .....	
Figure V.6: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2 .....	
Figure V.7: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI.....	
Figure V.8. Le pontoulant .....	

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

Figure : VI.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir .....	
Figure VI.2 : profil en long d'une conduite.....	
Figure VI.3 : Profile en long absolu(sp1-sp2).....	
Figure VI.4 : Profile en long absolu(SP2-RT).....	
Figure VI.5 : L'encombrement du réservoir d'air .....	

## CHAPITRE VII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée .....	
Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule.....	
Figure VII.3 : Robinet vanne papillon.....	
Figure VII.4 : Clapet anti-retour .....	

## LISTES DES PLANCHES

**Planche N°1:**profil en long du tronçon gravitaire réservoir de transfert-station de pompage n°1

**Planche N°2 :** profil en long du tronçon gravitaire réservoir tampon -réservoirs de souagui

**Planche N°3:**profil en long du tronçon de refoulement station de pompage n°1-station de pompage n°2

**Planche N°4:**profil en long du tronçon de refoulement station de pompage n°2-réservoir tampon

**Planche N°5:**plan de situation du réseau d'adduction.réservoir de transfert-station de pompage n°1

**Planche N°6:**plan de situation du réseau d'adduction.Station de pompage n°1-réservoirs de Hedjar Mengoub

**Planche N°7 :** vue en plan de la station de pompage n°2

## Liste des symboles

P : précipitation moyennes annuelle (mm).

T : température moyennes annuelle (c°).

ACL : agglomération chef-lieu.

AS : agglomération secondaire (type rural).

$Q_{mo}$   
 $y.j$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup> /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<sup>3</sup>/j).

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

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

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

$V_1$  : volume utile de réservoir (m<sup>3</sup>).

$Q_a$  : débit horaire disponible (m<sup>3</sup>/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<sup>3</sup>).

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

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).

$\square H_L$  : Pertes de charge linéaires en (m).

I : gradient hydraulique en (m/m).

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

$\square H_s$  Pertes de charge singulières (m

$\square H_t$  Perte de charge totale (m).

$\square_{min}$ : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NG)

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

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

$P_m$  : puissance du moteur (watt).

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

$\eta_p$  : 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).

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] les services de la DRE (Direction des Ressources en Eau) de la wilaya de Guelma ;

[2] A.Dupont: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux  
Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977;

[3] J. Bonin« Hydraulique urbaine applique aux agglomérations edition,61,bd saint germain paris 1986

[4] F.VALIRON« Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et del'assainissement»,  
Tome I, 2003, 335pages.

[5]M. CARLIER« Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.

[6] M.AIT AHCENE, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-  
Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) »,  
(Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)

[7] C ;Gomella et H.Guerrée ; la distribution d'eau dans les agglomération urbaines et rurales  
troisième édition 1980.

Logiciel

CAPRARI







### Introduction

L'objectif de ce chapitre, est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui va nous permettre de mener à bien notre travail.

### I.1 Situation géographique

La commune de Belkheir est située dans la zone centrale par rapport au territoire de la wilaya de Guelma, elle s'étale sur une surface totale de 94 km<sup>2</sup>.

Ayant pour limites :

- ❖ la commune de GuelàatBousbaà au nord ;
- ❖ les communes de Khezaras et Ain Larbi au sud ;
- ❖ est à l'est les communes de BjeballahKhemissi et Boumahra Ahmed ;
- ❖ est A l'ouest les communes de heliopolis, guelma et ben djerrah.

Administrativement la commune de Belkheir est rattachée à la daïra de GuelàatBousbaà.

Belkheir est à vocation agricole par excellence étant donné par son patrimoine naturel riche notamment les conditions climatiques et la nature du sol.

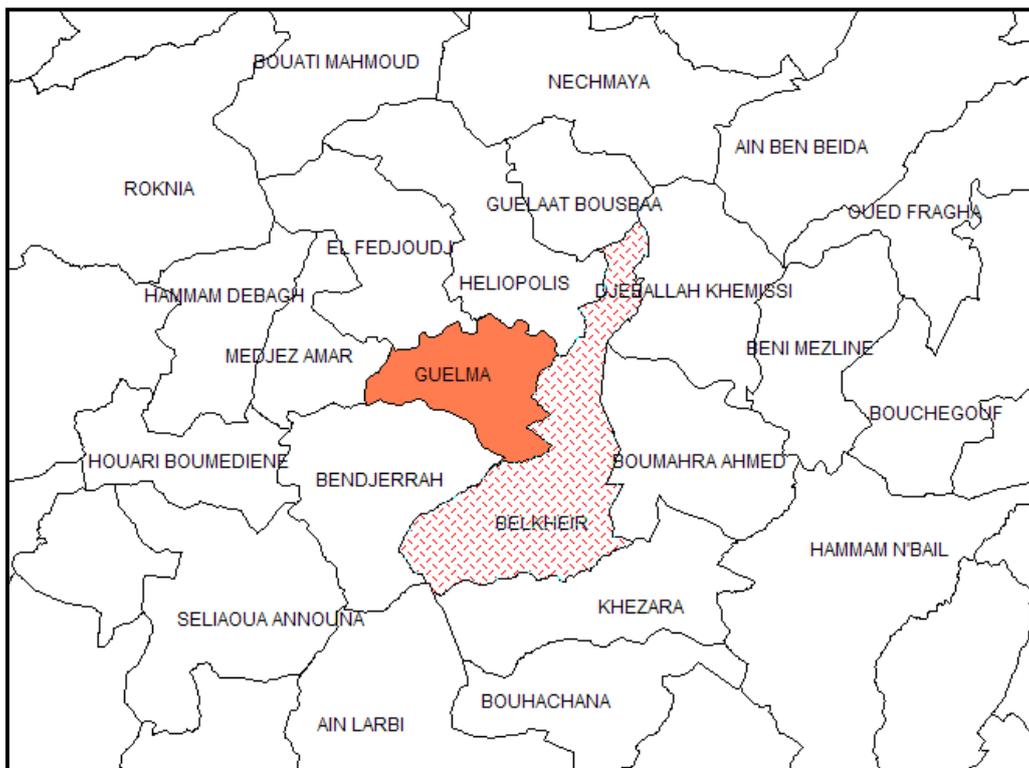


Figure I- 1 : Présentation géographique de la zone d'étude

### I.2 Site et situation de l'aire d'étude

Hdjar Mangoub est une zone de la commune de Belkheir, elle est située à environ 09km au sud du chef lieu, la surface du périmètre du P.O.S. est de 152.8348 ha.

Le site est traversé par le chemin communal menant vers ainlarbi sur une distance de 1390m, et traversé aussi par une piste menant vers la RN 80 par bir ben sib sur une distance de 2142m.



Figure I.2 : Carte présente l'aire d'étude (DRE Guelma)

#### I.2.1 Sismicité

Les règles parasismiques algériennes sont émises par le R.P.A, modifié et complété par un agenda après le séisme. Il a été élaboré le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique).

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, qui sont les suivantes : Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible Zone IIa : sismicité moyenne Zone III : sismicité forte La région de Belkheir est caractérisée d'une moyenne sismicité. Elle est classée dans la zone IIa, suivant les recommandations parasismiques d'Algérie

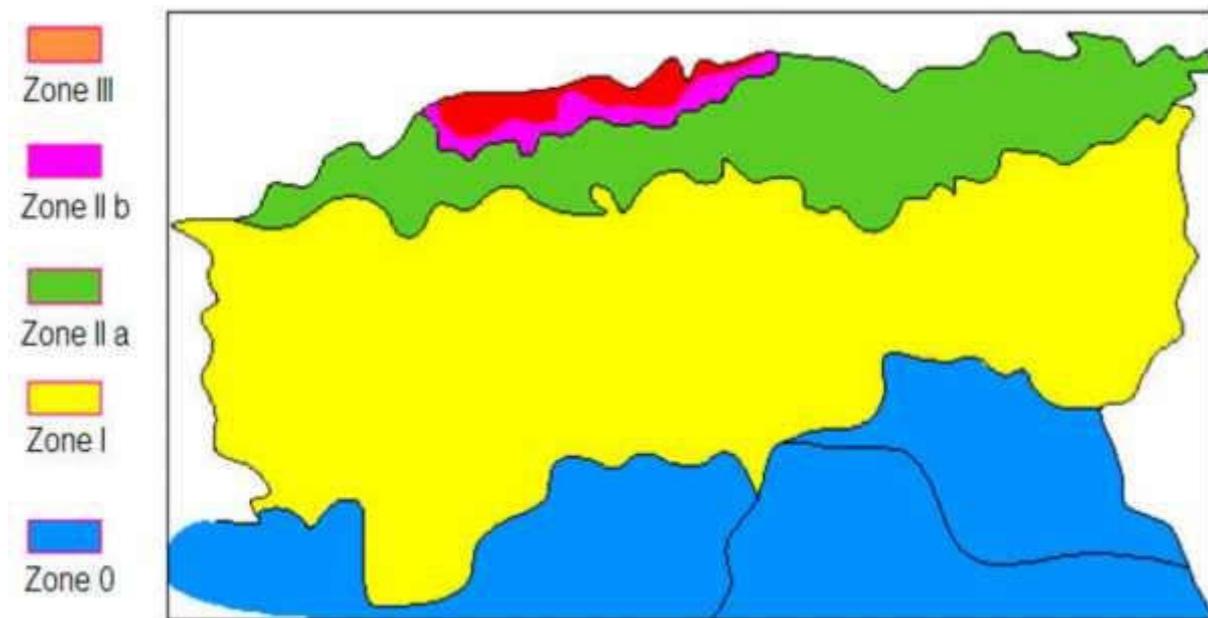


Figure I.3: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 1999 modifié en 2003)

### I.3 situation climatologique de la zone d'étude

#### I.3.1 Le Climat

La commune de Belkheir, par sa situation géographique jouit d'un climat humide. Le caractère principal de climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois du Mars au mois d'Octobre, suivie de saison froide d'Octobre à Février.

#### I.3.2 Température

L'analyse des écarts thermiques dans la zone d'étude met en relief des températures assez élevées durant l'été. Les maximas thermiques moyens varient entre 29 et 38 °C, en hiver, les températures minimales de la région connaissent des valeurs relativement basses, leurs valeurs augmentent entre les deux périodes de référence. Ces valeurs oscillent entre 4 et 8 °C comme moyenne des minimas pour la station de Belkheir. Le mois le plus chaud est juillet avec la moyenne annuelle de l'humidité relative est de 88%.

#### I.3.3 Les vents

Les vents dominants sont les vents de l'ouest, et du Sud.

Le sirocco souffle en été pendant une quarantaine de jours et plus souvent en juillet, et la vitesse de vent varie entre 2.2 à 3.3 m/s.

#### I.3.4 Pluviométrie

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle.

Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois de (décembre à février)

### I.4 situation démographique

#### I.4.1. Population

La commune de Belkheira une population en voie de développement de vocation rurale à une vocation urbaine, Elle est dispersée sur l'ensemble de l'aire de la commune avec une concentration plus forte au chef-lieu.

Cette population est de 2613896 habitants en 2019

### I.5 Accessibilité

Le site du P.O.S. est accessible à partir de plusieurs points :

A l'est à partir de la ville de Guelma par le C.C. reliant la R.N. 80 et le C.W. 123 menant vers Ain larbi en passant par l'agglomération de Boumaàzasaïd.

- A l'ouest à partir de la R.N. 80 vers le site de Hdjarmangoub par l'agglomération secondaire Salah soufi et mechtatbir ben saïb.
- Ces deux chemins offre une très bonne liaison à notre site avec son environnement et notamment la ville de Guelma et le chef-lieu de Belkheir.

### I.6 Géologie et géotechnique

D'après la carte géologique de Mahouna (ABDI) 1/50000, les formations géologiques de l'aire de la présente étude zone P.O.S est constituée par une formation argileuse, se compose essentiellement d'argile et des grès.

D'après la carte géologique de Mahouna (ABDI) 1/50000, les formations géologiques de l'aire de la présente étude zone P.O.S est constituée par une formation argileuse, se compose essentiellement d'argile et des grès.

### I.7 Etude géotechnique

Le but de la géotechnie est de mettre en valeur le sol de notre aire d'étude suivant la morphologie et les formations géologiques des terrains.

D'après l'analyse des facteurs ci-après, nous constatons que la zone d'étude se compose de deux catégories de terrain :

#### ➤ **Terrain favorable à l'urbanisation :**

Caractérisé par une morphologie simple apte à recevoir toute sorte de construction avec des fondations superficielles. (Pente moins de 15% non glissante) et sa formation géologique est favorable à l'urbanisation à savoir les argiles grés et marnes.

#### ➤ **Terrain moyennement favorable à l'urbanisation :**

Caractérisé par une morphologie compliqué pentes raides, exposé aux glissements sa formation géologique est moyennement favorable à l'urbanisation dans les zones des pentes en marnes, ce qui impose la création d'ouvrages de soutènement pour stabiliser les sols. Les constructions

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

---

et ouvrages importants (équipements, habitats collectifs à plusieurs niveaux) une étude de sol spécifique doit être faite et des fondations profondes sont conseillées.

### **I.7 Conclusion**

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

## Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

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

### II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 30 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1,25% pour la commune (donnés par la DRE). Pour le calcul de la population future nous utiliserons la formule:

$$P_n = P_0 * (1 + t)^n \quad (\text{hab})$$

Avec :

$P_n$  : population à l'horizon de calcul (2049). (hab)

$P_0$  : population actuelle. (hab)

t : taux d'accroissement démographique

n : nombre d'année séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (30ans).

**Tableau II.1 : Estimation de la population future de l'agglomération**

Localité	Taux d'accroissement (%)	Horizon	
		2019 (hab)	2049 (hab)
Hedjar Mengoub	1,25	26396	38317

Source: DRE (Guelma)

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

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins tels que:

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;

- Besoins administratifs.

### II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

#### II.4. II.3.1. Les besoins domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source du plan national de l'eau 1997, pour notre agglomération elle est déduite à partir du tableau II.2:

**Tableau II.2 :** Dotation unitaire moyenne

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

Source : Plan National de l'eau Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation II-2:

$$Q_{jmoyen} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad \left( \frac{m^3}{j} \right)$$

$Q_{\text{moy.j}}$  : débit moyen journalier( $\text{m}^3/\text{j}$ ) *dot*: dotation moyenne en ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ )  $N$ : nombre d'habitants( $\text{hab}$ )

**Tableau II.3: Détermination des besoins domestiques.**

Localités	Population 2049 (hab)	Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ )	Débit ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
HedjarMengoub	38317	180	6890.76

D'après le tableau II.3 : le débit moyen journalier est égal à : **9952.74**  $\text{m}^3/\text{j}$  c'est-à-dire ;

$$Q_{\text{moy.j}} = 115.193 \text{ l/s}$$

#### II.4.2. Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau II.4 :

*Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires*

Equipements	Nombre (élèves)		Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{élève}$ )	$Q_{\text{moy.j}}(\text{l}/\text{j})$	
	2019	2049		2019	2049
<b>E. Primaire</b>	1606	4066	10	16060	40660
<b>E. Moyen</b>	834	2111	10	8340	21110
<b>E. secondaire</b>	767	1942	10	7670	19420
<b>Total</b>				32070	81190

Source : DRE( Guelma)

#### II.4.3. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs de la commune concernée, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont dans le tableau II.5.

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Equipements	Nombre d'employés	Dotation(l/j/empl)	Qmoy.j (l/j)
A.P.C.	50	15	750
Centre administratif	70	15	1050
Gendarmerie	50	50	2500
Police	25	30	750
Protection civile	45	30	1350
Polyclinique	15	300	4500
Mosquée	330	10	3300
Centre Culturel	30	10	300
Bibliothèque	39	10	390
Stade de Football	40	80	3200
<b>total</b>		<b>18090</b>	

Source : DRE (Guelma)

### II.5. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés sont regroupés dans le tableau II.6.

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Besoins dome stiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scola ires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins admini stratifs (m <sup>3</sup> /j)	Total Q (m <sup>3</sup> /j)
9952.74	81.19	18.09	<b>10052.02</b>

Source DRE (Guelma)

A l'horizon 2049, les besoins moyens journaliers totaux de cette zone concernée sont estimés à 10052.02m<sup>3</sup>/j, soit un débit de **116.343l/s**.

### II.6. Calcul de déficit de consommation

L'Agglomération connaît un débit faible en eau. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2049), il nous déterminer le déficit avec lequel on dimensionnera le réseau d'adductions ; le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Tableau II.7: Tableau des déficits à combler à l'an 2049

Localité	Besoins en eau à l'an 2049 en (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante en (m <sup>3</sup> /j)	Déficit en (m <sup>3</sup> /j)
Souagui	10052.02	1425.6	8626.42

Source DRE(Guelma)

### II.7. Estimation des pertes

Par le terme ‘pertes’, il est désigné la quote-part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué par rapport au volume mesuré prélevé).

Les pertes se composent essentiellement de deux éléments à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques.

-Les pertes administratives concernent surtout:

Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs) ; Le système de facturation au forfait ;

Les prélèvements illégaux ;

-Les pertes physiques concernent surtout:

Les fuites dans le réseau d’approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;

Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies,

-prélèvements pour travaux d’inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit : Considérer un taux de perte de 20%

Besoin = 20%. Demande totale (m<sup>3</sup>/j)

$$= 1.2 * Q_{\text{moy}} = 1.2 * 8626.42 = 10351,704 \text{ m}^3/\text{j}$$

### II.8. Etude des variations des débits

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de la zone considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l’importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu’en weekend. En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d’irrégularité.

Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

### II.7.1. Variation de la consommation journalière

#### II.7.1.1. Variation de la consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum  $K_{max,j}$  qui est: [1]

$$K_{max,j} = \frac{CONSOMATION\ MAX\ JOURNALIERE}{CONSOMATION\ MOYEN\ JOURNALIERE}$$

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

Avec:

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

$K_{max,j}$  coefficient d'irrégularité journalière maximum [1,1- 1,3]

Pour notre cas :  $K_{max,j} = 1.3$ .

D'où :  $Q_{max,j} = 1.3 * Q_{moy,j}$

#### II.7.1.2 .Variation de la Consommation minimale journalière

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

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

Avec:

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

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

Avec:

$K_{min,j}$  [0,7 -0,9]

Pour notre cas  $K_{min,j}=0,9$

D'où :  $Q_{min,j}=0,9*Q_{moy,j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.8.

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{min,j}$  ;  $Q_{moy,j}$  ;  $Q_{max,j}$

Localité	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
HedjarMengoub	10351.704	0,9	9316.533	1,3	13457.22

Le débit maximum journalier  $Q_{max,j}=13457.22\text{m}^3/\text{j}$  c'est-à-dire  $Q_{max,j}=155.75\text{l/s}$ .

### II.7.2 .Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, toutefois la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale

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

#### II.7.2.1.Le débit minimum horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

Un coefficient  $\alpha$  min tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Un coefficient  $\beta$  min étroitement lié à l'accroissement de la population.

Donc :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} * (Q_{min,j}/24)$$

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

$K_{min,h}$  : coefficient d'irrégularité horaire minimale

$\alpha$  min : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0,4 et 0,6 (nous prenons  $\alpha$  min =0 ,4).

$\beta$  min : coefficient donnée par un tableau est en fonction de la taille d'agglomération.

Tableau II.9: Variation de  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	1000
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

On prend :  $\alpha_{min} = 0,4$  et  $\beta_{min} = 0,63$  Donc :

$$K_{min,h} = 0,4 \times 0,63 = 0,252 \Rightarrow K_{min,h} = 0,252$$

Alors le débit minimum horaire :

$$Q_{min,h} = 0,252 \times (9316.533/24) = 97.82 \text{ m}^3/h$$

alors :

$$Q_{min,h} = 27.17 \text{ l/s}$$

### II.7.2.2. Le débit maximum horaire

Détermination de la consommation maximale horaire :  $Q_{max,h} = K_{max,h} * (Q_{max,j}/24)$

$K_{max,h}$  : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

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

$\alpha_{max}$  : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons  $\alpha_{max} = 1,2$ ).

$\beta_{max}$  : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

Tableau II.10 : Variation de  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

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

On prend  $\beta_{max} = 1,13$  et  $\alpha_{max} = 1,2$

Alors :

$$K_{max,h} = 1,2 \times 1,13 = 1,356$$

Donc :

$$Q_{max,h} = 1,356 \times (13457.22/24) = 760.33 \text{ m}^3/h \text{ c'est-à-dire } Q_{max,h} = 211.20 \text{ l/s}$$

### II.8. Variation des débits horaires (2ème méthode)

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode

donnant la variation horaire de la consommation totale dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

### **II.8.1. Variations du débit horaire pour la commune**

La population de HedjarMengoub se trouve entre 10000 à 50000 habitants, ce qui correspond à la deuxième colonne du tableau des répartitions horaires du débit maximal journalier.(voir Annexe I)

Tableau II.11: Variations du débit horaire pour la commune

Heures	Variation de la consommation en %		Cumulé	
	%	m3/h	%	m3/h
0-1	3	403,72	3,00	403,72
1-2	3,2	430,63	6,20	834,35
2-3	2,5	336,43	8,70	1170,78
3-4	2,6	349,89	11,30	1520,67
4-5	3,5	471,00	14,80	1991,67
5-6	4,1	551,75	18,90	2543,41
6-7	4,5	605,57	23,40	3148,99
7-8	4,9	659,40	28,30	3808,39
8-9	4,9	659,40	33,20	4467,80
9-10	5,6	753,60	38,80	5221,40
10-11	4,8	645,95	43,00	5786,60
11-12	4,7	632,49	48,30	6499,84
12-13	4,4	592,12	52,70	7091,95
13-14	4,1	551,75	56,80	7643,70
14-15	4,2	565,20	61,00	8208,90
15-16	4,4	592,12	65,40	8801,02
16-17	4,3	578,66	69,70	9379,68
17-18	4,1	551,75	73,80	9931,43
18-19	4,5	605,57	78,30	10537,00
19-20	4,5	605,57	82,80	11142,58
20-21	4,5	605,57	87,30	11748,15
21-22	4,8	645,95	92,10	12394,10
22-23	4,6	619,03	96,70	13013,13
23-24	3,3	444,09	100,00	13457,22
<b>TOTAL</b>			100,00	13457,22

Donc :  $Q_{\max h} = 753.6 \text{ m}^3/\text{h}$  c'est-à-dire  $Q_{\max h} = 209.33 \text{ l/s}$

**Conclusion**

Le débit total d'exploitation des forages dans la zone d'étude est de 19.6 l/s, qui est très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon du projet (2049) qui sont de 155.75 l/s, par conséquent il est nécessaire de transférer la quantité manquante, qui est de 136.154 l/s.

Afin de transférer cette quantité d'eau vers les consommateurs concernés par le projet, il est indispensable de disposer des ouvrages de stockage qui seront l'objet du chapitre suivant.

## 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 technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

### III.1 La conduite d'adduction

#### III.1.1. Généralité

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être accessible : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

#### III.1.2 Types d'adductions

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

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

##### III.1.2.1 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.

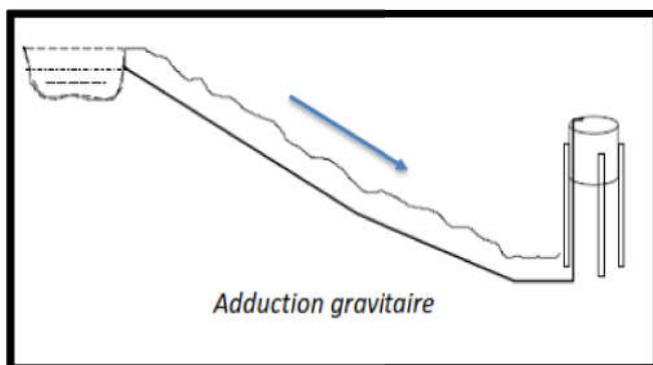


Figure III.1 Schéma d'adduction gravitaire

### III.2.2.2 Adduction par refoulement

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

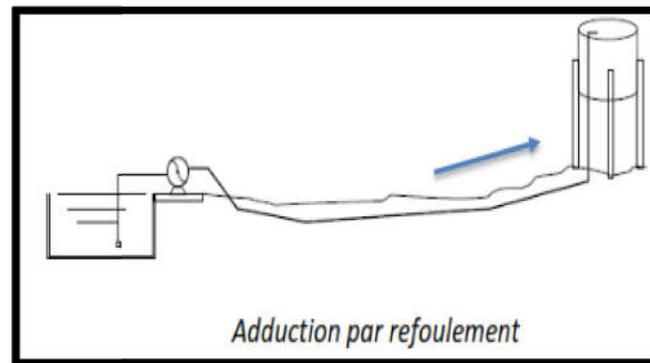


Figure III.2. Schéma d'adduction par refoulement

### III.1.2.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [2]

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

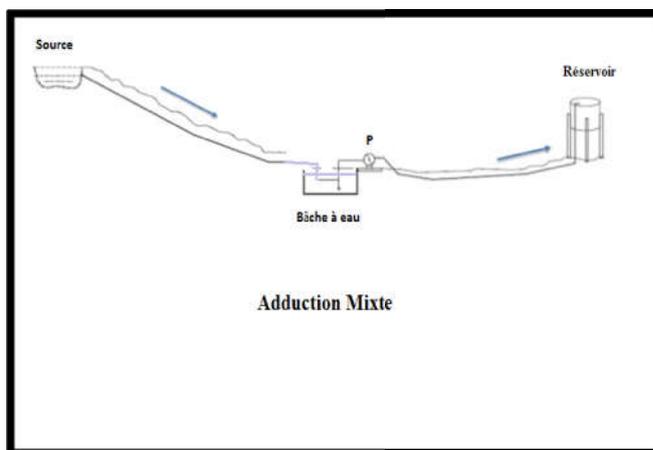


Figure III.3. Schéma d'adduction mixte

### III.2 Choix du tracé

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs qu'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 ou 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.

### III.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 essentiellement :

- ❖ Diamètre de 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 de plusieurs exigences telle que :

- ❖ Prix d'achat.
- ❖ 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 lesquelles, ils sont fabriqués.

**A- Métalliques :**

- ❖ Fonte ductile.
- ❖ Fontegrise.
- ❖ Aciersoudable.
- ❖ Acier non soudable.

**B- A base de ciment :**

- ❖ Bétonarmé.
- ❖ Amiante-ciment.
- ❖ Bétonprécontraint.

**C- En mariéethermoplastique :**

- ❖ Chlorure de polyvinyle (PVC).
- ❖ Polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).



Figure III .4 représente les différentes types de canalisations

**III.4 Etude del'adduction****III.4.1 Les étapes du choix de l'emplacement de la station de pompageSP1**

L'emplacement de la station de pompage doit assurer les conditions de fonctionnement lesplus adéquates avec le minimum possible de longueur de la conduite de refoulement. On va prendre le diamètre normalisé par apport à notre débit.

$$Q = 130\text{l/s} \quad \square \quad D = 450\text{mm}$$

On trace la ligne statique à partir de la cote de terrain de réservoir de transfert.

On va dessiner la ligne piézométrique et son intersection avec le terrain ça va

être la cote du plan d'eau de notre bêche de station de pompage

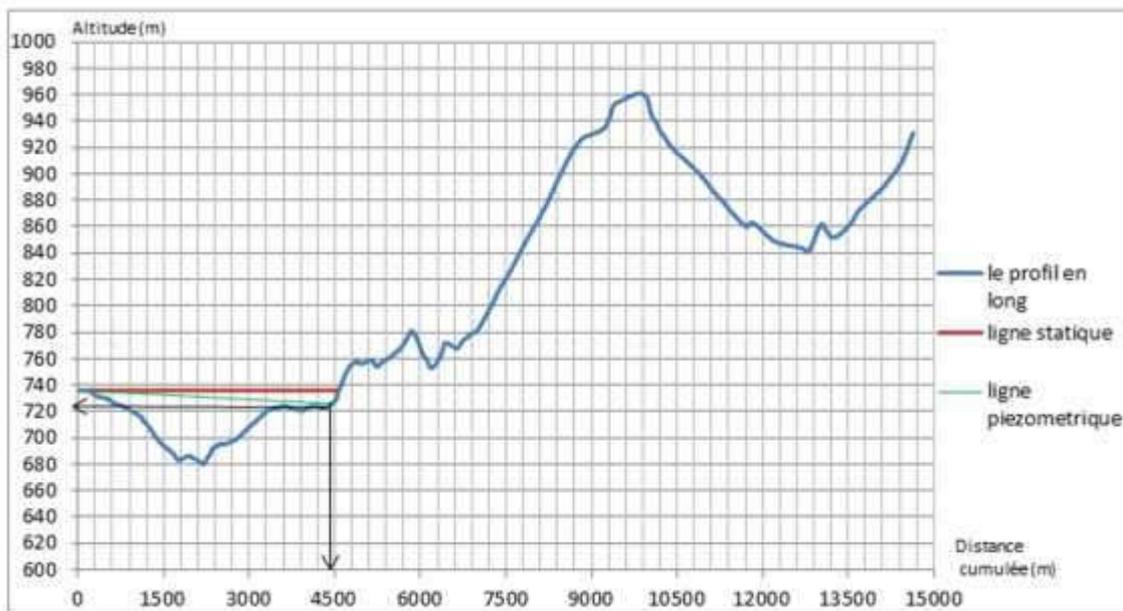


Figure III.5 : emplacement de la station de pompage

### III.5 Etude des variantes

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 (s) station(s) de pompage, et l'emplacement des réservoirs.

Notre projet d'étude consistera à raccorder la zone de HejarMengoub à partir de la conduite d'adduction de OuedHaliavres la ville de Guelma.

#### III.5.1 Proposition des variantes

##### III.5.1.1 Variante N°1

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué de deux parties refoulement et deux parties gravitaire, qui est également constituée de deux (02) stations de pompage. La première est située à une cote de 726 m et la deuxième est située à une cote de 844 m pour refouler l'eau vers le réservoir tampon projeté à une cote de 961 m ;

❖ La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bêche de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 3360 m de longueur à une hauteur d'environ 118 m ;

- ❖ la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir tampon par l'intermédiaire d'une conduite de 1891 m de longueur. à une hauteur d'environ 123 m;
- ❖ Adduction gravitaire reliant le réservoir de transfert de volume  $2000 \text{ m}^3$  et la bache de la station de pompage par l'intermédiaire d'une conduite de 4428 m de longueur ;
- ❖ Adduction gravitaire reliant le réservoir tampon de volume  $300 \text{ m}^3$  et le réservoir de distribution par l'intermédiaire d'une conduite de 4693 m de longueur.

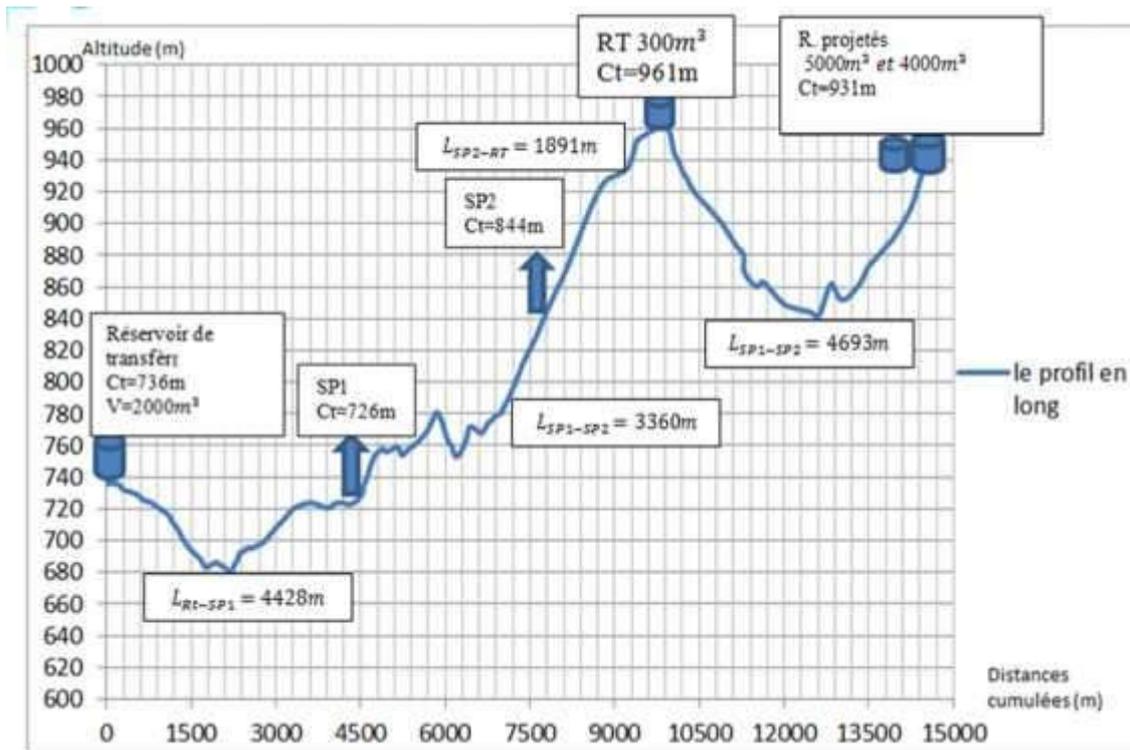


Figure III.6 : Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de pompage)

### III.5.1.2 Variante N°2

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué de trois parties refoulement et deux parties gravitaire, qui est également constituée de trois (03) stations de pompage. La première est située à une côte de 726 m, la deuxième est située à une cote de 760 m, et la troisième est situé à une cote de 870 m qui refoule l'eau vers le réservoir tampon projeté à une côte de 964 m ;

- ❖ La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bache de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1905 m de longueur à une hauteur d'environ 34m ;

❖ La deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la bache de la troisième station de pompage (SP3) par l'intermédiaire d'une conduite de 1794 m de longueur à une hauteur d'environ 110m;

❖ La troisième station de pompage (SP3) refoule l'eau au réservoir tampon par l'intermédiaire d'une conduite de 1693 m de longueur. à une hauteur d'environ 100 m ;

❖ Adduction gravitaire reliant le réservoir de transfert de volume  $2000 \text{ m}^3$  et la bache de la station

de pompage (sp1) par l'intermédiaire d'une conduite de 4428 m de longueur ;

➤ Adduction gravitaire reliant le réservoir tampon de volume  $3000 \text{ m}^3$  et le réservoir de distribution de HedjarMengoub par l'intermédiaire d'une conduite de 4814 m de longueur.

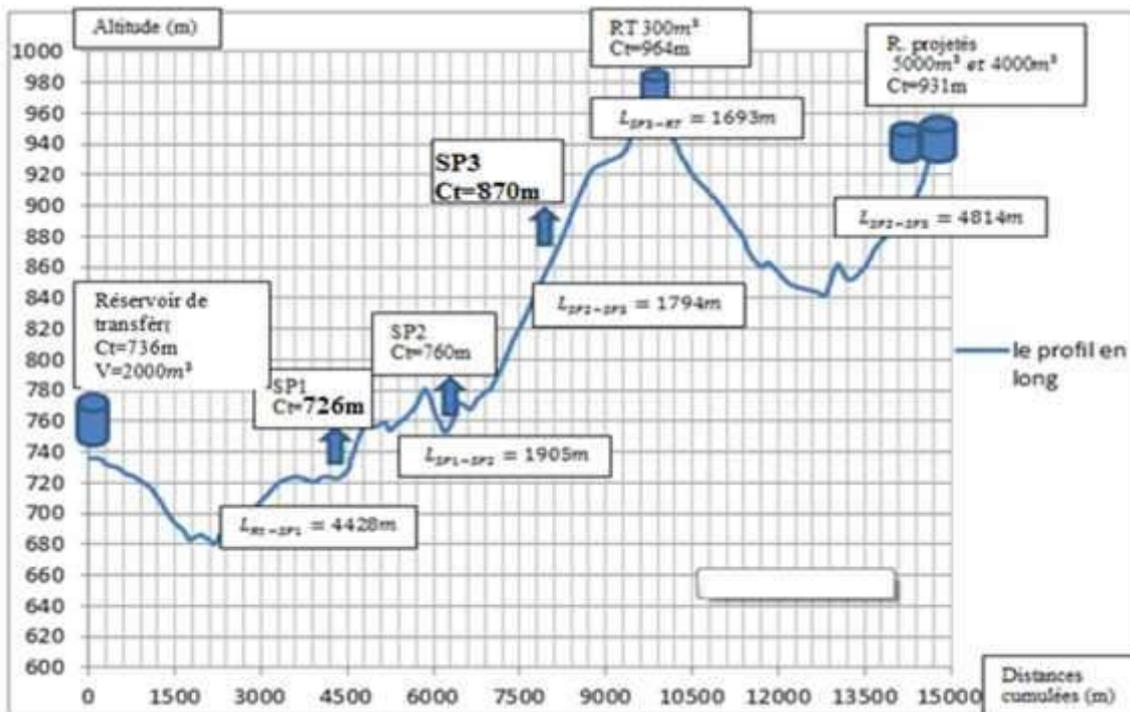


Figure III.7 : Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de pompage)

### III.5.2 Analyse et choix de la variante

Le choix de la variante définitive sera défini après le calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et d'investissement des deux variantes.

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

### III.6.1 Etude de l'adduction par refoulement

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

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

➤ **Choix de la gamme des diamètres**

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

- La formule de BRESS  $D = 1,5 * \sqrt{Q}$
- La formule de BONNIN  $D = \sqrt{Q}$

➤ **Remarque**

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km  $D$  : diamètre de la conduite (m).

$Q$  : débit à relever ( $m^3/s$ ).

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

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

### III.6.2 Calcul des pertes de charge

#### III.6.2.1 Pertes de charge linéaires:

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent: Du diamètre D de la conduite en (m);

De la rugosité absolue

Ks exprimée en mm; De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{LV^2}{D2g} = I * L \quad (\text{III-3})$$

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

-DH I : Pertes de charge linéaires en (m)

-I: gradient hydraulique en (m/m)

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left( \frac{Ks}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

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

Re: nombre de Reynolds. Est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

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

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

t : température de l'eau en degré ;

A t = 20°C:  $\nu = 0,01$  Stocks =  $10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$

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

0,03 mm pour les conduites en fonte ductile ; 0,01 mm pour les conduites en PEHD .

### III.6.2.2 Pertes de chargesingulières

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_L$$

### III.6.2.3 Pertes de charge totales( $\Delta H_t$ )

C'est la somme des pertes de charge linaires et les pertes de charge singulières :\*

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \leftrightarrow \Delta H_T = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l^*$$

$$\longrightarrow \Delta H_T = 1,1 * \Delta H_l$$

### III.6.3 Calcul de la hauteur manométriquetotal

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t$$

$H_g$ : la hauteur géométrique

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

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

### III.6.4 Puissance absorbée par lapompe

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

$$P_f = \frac{\rho g H_m Q}{\eta}$$

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

$Q$ : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )  $g$ : pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )

### III.6.5 Energie consommée par lapompe

$$E = P * t * 365 \quad [Kwh]$$

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

**III.6.6 Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

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

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

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

**III.6.7 Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

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

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{21} - 1} + 0,08 = 9,98\%$$

## III.7 Variante N°1

## III.7.1 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

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

$$Deq = K\sqrt{Q}$$

## III.7.1.1 Tronçon SP1- SP2

$$Q = 0.15576 \text{ m}^3/\text{s} \quad L = 336 \text{ m}$$

$$H_g = 118 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bonnin}} = 394,66 \text{ mm}$$

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

Tableau III.1: Calcul de la HMT du tronçon SP1- SP2

D(mm)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i$ (m)	I(m/m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	3360	277,593	0,0826	305,352	423,352
250	0,156	3,175	0,013	3360	87,083	0,0259	95,791	213,791
300	0,156	2,205	0,012	3360	33,796	0,0101	37,176	155,176
350	0,156	1,620	0,012	3360	15,188	0,0045	16,707	134,707
400	0,156	1,240	0,012	3360	7,599	0,0023	8,359	126,359
450	0,156	0,980	0,011	3360	4,127	0,0012	4,539	122,539
500	0,156	0,794	0,011	3360	2,391	0,001	2,630	120,630

Tableau III.2: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1- SP2

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3137,080	3360	10540588,8
250	3749,300	3360	12597648
300	4455,520	3360	14970547,2
350	5149,740	3360	17303126,4
400	6125,960	3360	20583225,6
450	7113,180	3360	23900284,8
500	8687,220	3360	29189059,2

Tableau III.3 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1- SP2

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
200	788,883	5758845,736	26893809,587
250	398,383	2908197,251	13581281,162
300	289,157	2110849,237	9857665,937
350	251,017	1832420,696	8557404,649
400	235,460	1718861,296	8027082,253
450	228,343	1666901,006	7784427,698
500	224,784	1640921,641	7663104,064

Tableau III.4 : Bilan du tronçon : SP1- SP2

D(mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
200	26893809,6	10540588,8	37434398,4
250	13581281,2	12597648	26178929,2
300	9857665,94	14970547,2	24828213,1
350	8557404,65	17303126,4	25860531

400	8027082,25	20583225,6	28610307,9
450	7784427,7	23900284,8	31684712,5
500	7663104,06	29189059,2	36852163,3

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.8

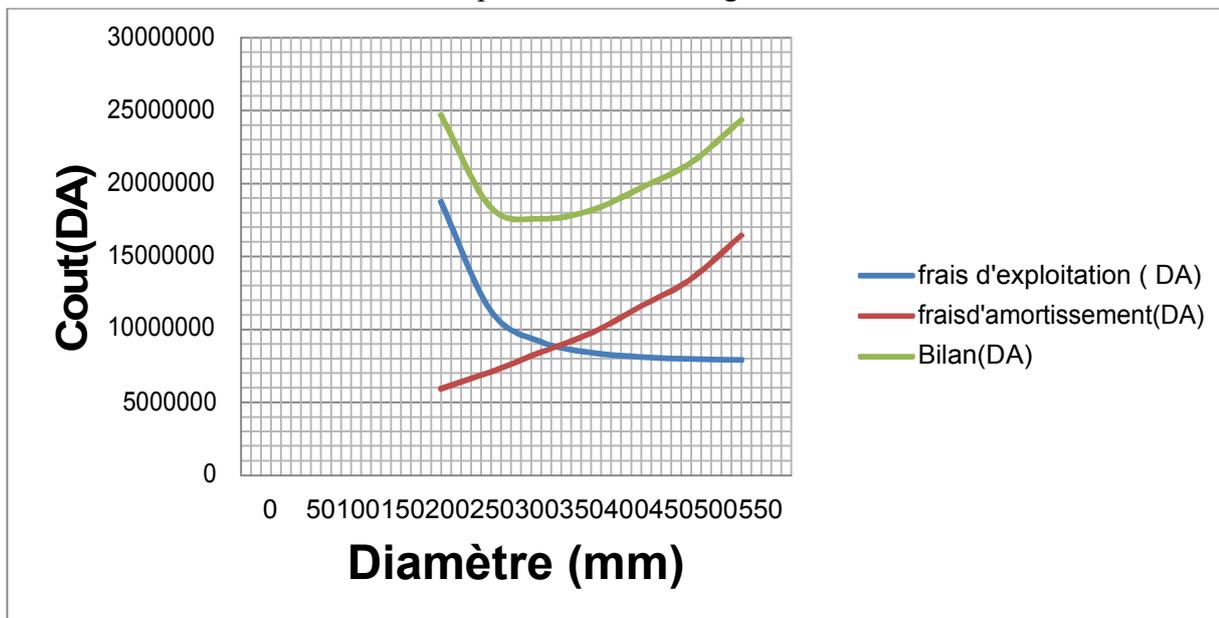


Figure III.8 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP1-SP2)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de  $V = 2.2\text{m/s}$ .

### III.8.1.2. Tronçon SP2- Réservoir tampon

$$Q = 0.15576 \text{ m}^3/\text{s} \quad L = 1891 \text{ m}$$

$$H_g = 123 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bonnin}} = 394,66 \text{ mm}$$

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

Tableau III.5. Calcul de la HMT du SP2-Réservoir tampon

D(mm)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i$ (m)	I(m/m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1891	156,228	0,0826	171,851	294,851
250	0,156	3,175	0,013	1891	49,010	0,0259	53,911	176,911
300	0,156	2,205	0,012	1891	19,020	0,0101	20,922	143,922
350	0,156	1,620	0,012	1891	8,548	0,0045	9,403	132,403
400	0,156	1,240	0,012	1891	4,277	0,0023	4,705	127,705
450	0,156	0,980	0,011	1891	2,323	0,0012	2,555	125,555
500	0,156	0,794	0,011	1891	1,345	0,001	1,480	124,480

Tableau III.6. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2-Réservoir tampon

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3137,080	1891	5932218,28
250	3749,300	1891	7089926,3
300	4455,520	1891	8425388,32

350	5149,740	1891	9738158,34
400	6125,960	1891	11584190,36
450	7113,180	1891	13451023,38
500	8687,22	1891	16427533,02

Table  
au

## III.7. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP2-Réservoir tampon

<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>explo</sub>(DA)</b>
200	549,432	4010855,500	18730695,184
250	329,660	2406517,320	11238435,883
300	268,188	1957771,756	9142794,100
350	246,722	1801072,836	8411010,143
400	237,967	1737161,876	8112545,961
450	233,961	1707918,748	7975980,555
500	231,959	1693297,624	7907699,903

## Tableau III.8. Bilan du tronçon : SP2-Réservoir tampon

<b>D(mm)</b>	<b>F<sub>explo</sub>(DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub>(DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
200	18730695,2	5932218,28	24662913,5
250	11238435,9	7089926,3	18328362,2
300	9142794,1	8425388,32	17568182,4
350	8411010,14	9738158,34	18149168,5
400	8112545,96	11584190,4	19696736,3
450	7975980,56	13451023,4	21427003,9
500	7907699,9	16427533	24335232,9

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.9

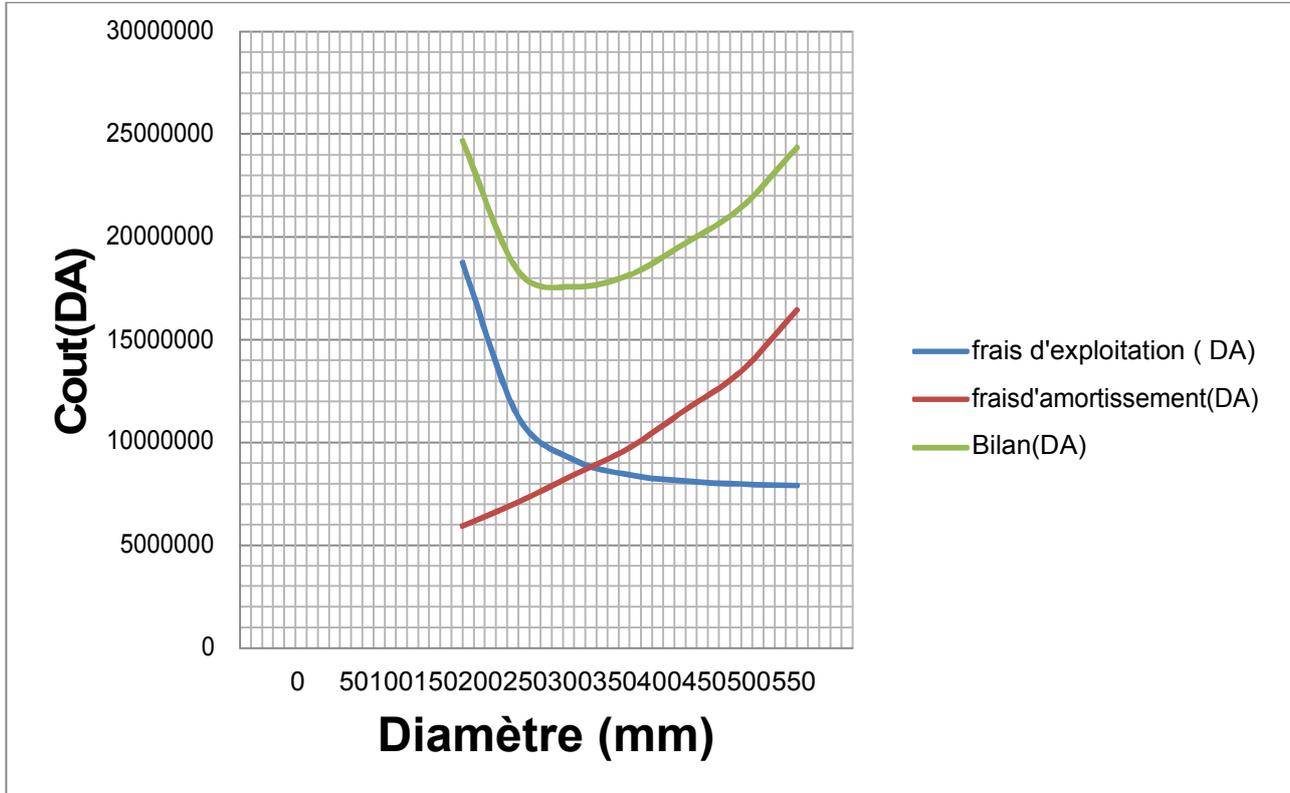


Figure III.9 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (SP2-Réservoir tampon)

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de, avec une vitesse de  $V = 2.2\text{m/s}$ .

### III.8 Etude de l'adduction gravitaire

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

L'adduction gravitaire commence à partir du réservoir tampon de cote du terrain naturel 961 m vers le réservoir terminal HedjarMengoub de cote de terrain 931 m.

#### III.8.1.Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

- 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 :

$$\Delta HT = \frac{K * Leq * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

$\Delta HT$  : Perte de charge totale

$K'$  = coefficient de perte de charge

$L_{eq}$  : longueur équivalent de la conduit

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

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

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

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

$$\Delta HT = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \rightarrow \boxed{L_{eq} = 1,1 * L_g}$$

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

$\Delta H_p^{lin}$  Perte de charge linéaire (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 de matériau

-Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  qui sont donnés dans le tableau III.9.

Tableau III.9. 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 :

$$D_{av} = \sqrt{\frac{k' * Leq * Q^\beta}{\Delta HT}}$$

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

La vitesse d'écoulement:

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

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

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

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).

a. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon  $Leq = 1.1 * Lg = 1.1 * 4693 = 5162.3$  m

b. Charge disponible

Tableau III.10: Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
1-2	130	4693	5162.3	24	386.75

On suppose que:

$$350 < D_{av} < 400 \text{ mm}$$

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{k' * L_1 * Q^\beta}{D_1^m}$$

Avec :  $L1 + L2 = L_{eq}$  ;  $D1 = 400$  mm et  $D2 = 350$  mm

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,0179 * (1,130)^2 \left( \frac{L1}{0,4^{5,3}} + \frac{L2}{0,35^{5,3}} \right) = 24 \\ L1 + L2 = 5162,3 \end{cases}$$

$L1=980,4$ m ;  $L2=4181,9$ m

$$\begin{cases} Lr1 = \frac{980,4}{1,1} = 891,28m \\ Lr2 = \frac{4181,9}{1,1} = 3801,72m \end{cases}$$

D'autre part :

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

$V1=1,351$  m /s

$V2=1,035$  m/s

Donc :

le tronçon RT – $R_{HedjarMebgoub}$  est composé de deux conduites de diamètre 400 mm et 350 mm des longueurs respectivement 891.28 m et 3801.72m

### III.8 .2 Les frais d'investissement (VarianteN°1)

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

Tableau III.11 : Frais d'investissement des conduites gravitaire

tronçons	Diamètre(mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>R transfert-bâche de SP</b>	450	7113.18	4428	31497161
<b>RT-<math>R_{HedjarMebgoub}</math></b>	400	6125.96	891.28	5459945.63
	350	5149,74	3801.72	19577869.6
<b>Investissement (DA)</b>	<b>56534976.2</b>			

**III.9 Variante N°2****III.9.1 Détermination des diamètres économiques pour la conduite de refoulement**

On a la longueur de conduite de refoulement supérieur à 1 Km on calcule le diamètre économique par la formule de BONNIN

**III.9.1.1. Refoulement : SP1-SP2**

$$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s} \quad L = 1905 \text{ m}$$

$$H_g = 34 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bonnin}} = 0,39466 \text{ m}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux III.11, III.12, III.13, III.14

Tableau III.12 : Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2

D(mm)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i$ (m)	I(m/m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1905	157,385	0,0826	173,124	207,124
250	0,156	3,175	0,013	1905	49,373	0,0259	54,310	88,310
300	0,156	2,205	0,012	1905	19,161	0,0101	21,077	55,077
350	0,156	1,620	0,012	1905	8,611	0,0045	9,472	43,472
400	0,156	1,240	0,012	1905	4,309	0,0023	4,739	38,739
450	0,156	0,980	0,011	1905	2,340	0,0012	2,574	36,574
500	0,156	0,794	0,011	1905	1,355	0,001	1,491	35,491

Tableau III.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3137,080	1905	5976137,4
250	3749,300	1905	7142416,5
300	4455,520	1905	8487765,6
350	5149,740	1905	9810254,7
400	6125,960	1905	11669953,8
450	7113,180	1905	13550607,9
500	8687,22	1905	16549154,1

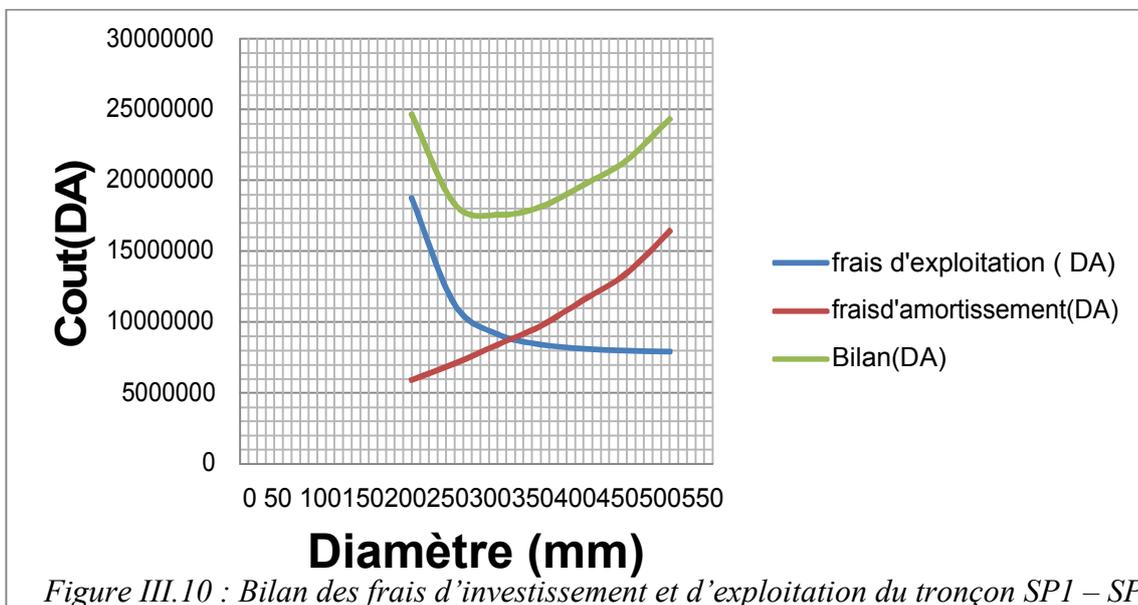
Tableau III.14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
200	385,959	2817497,635	13157713,957
250	164,559	1201281,753	5609985,788
300	102,632	749213,906	3498828,941
350	81,008	591354,867	2761627,229
400	72,188	526970,743	2460953,371
450	68,152	497511,114	2323376,904
500	66,134	482781,742	2254590,737

Tableau III.15: Bilan du tronçon : SP1-SP2

D(mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
200	13157714	5976137,4	19133851,4
250	5609985,79	7142416,5	12752402,3
300	3498828,94	8487765,6	11986594,5
350	2761627,23	9810254,7	12571881,9
400	2460953,37	11669953,8	14130907,2
450	2323376,9	13550607,9	15873984,8
500	2254590,74	16549154,1	18803744,8

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.10



Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de

300 mm, avec une vitesse de  $V = 2.2\text{m/s}$ .

**III.9.1.2.Refolement : SP2 – SP3**

$Q = 0.156\text{ m}^3/\text{s}$   $L = 1794\text{m}$

$H_g = 110\text{m}$

$D_{\text{Bonnin}} = 0,39466\text{m}$

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

Tableau III.16: Calcul de la HMT du tronçon : SP2 – SP

D(mm)	Q(m3/s)	V(m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i(\text{m})$	I(m/m)	$\Delta H_t(\text{m})$	HMT(m)
200	0,156	4,961	0,013	1794	148,215	0,0826	163,036	273,036
250	0,156	3,175	0,013	1794	46,496	0,0259	51,146	161,146
300	0,156	2,205	0,012	1794	18,045	0,0101	19,849	129,849
350	0,156	1,620	0,012	1794	8,110	0,0045	8,921	118,921
400	0,156	1,240	0,012	1794	4,057	0,0023	4,463	114,463
450	0,156	0,980	0,011	1794	2,203	0,0012	2,424	112,424
500	0,156	0,794	0,011	1794	1,276	0,001	1,404	111,404

Tableau III.17: Calcul des frais d'amortissement du tronçon : SP2 – SP3

D(mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
200	3137,080	1794	5627921,52
250	3749,300	1794	6726244,2
300	4455,520	1794	7993202,88

350	5149,740	1794	9238633,56
400	6125,960	1794	10989972,24
450	7113,180	1794	12761044,92
500	8687,22	1794	15584872,68

Tableau III.18: Calcul des frais d'exploitation du tronçon : SP2 – SP3

<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>explo</sub>(DA)</b>
200	508,781	3714103,599	17344863,807
250	300,282	2192060,926	10236924,523
300	241,964	1766334,040	8248779,966
350	221,599	1617673,086	7554533,313
400	213,293	1557040,478	7271379,034
450	209,493	1529297,395	7141818,834
500	207,593	1515426,270	7077040,680

Tableau III.19: Bilan du tronçon : SP2 – SP3

<b>D(mm)</b>	<b>F<sub>explo</sub>(DA)</b>	<b>F<sub>mort</sub>(DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
200	17344863,8	5627921,52	22972785,3
250	10236924,5	6726244,2	16963168,7
300	8248779,97	7993202,88	16241982,8
350	7554533,31	9238633,56	16793166,9
400	7271379,03	10989972,2	18261351,3
450	7141818,83	12761044,9	19902863,8
500	7077040,68	15584872,7	22661913,4

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

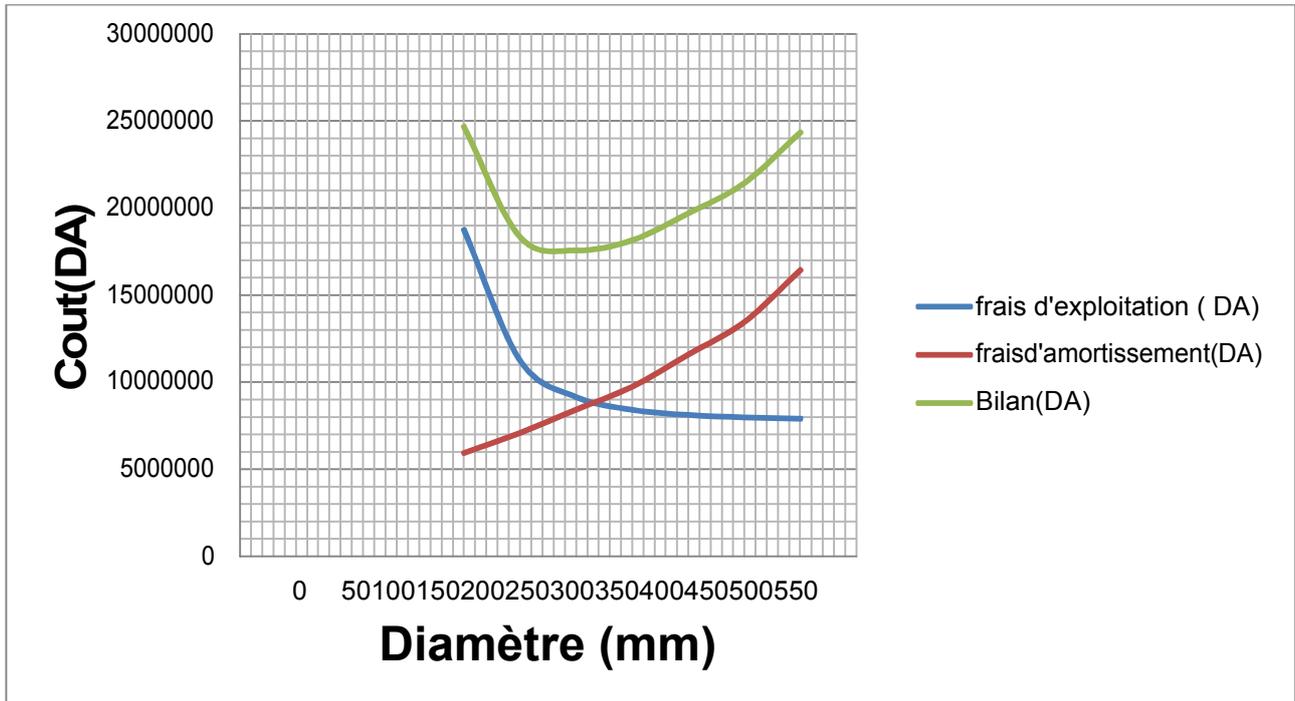


Figure III.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – SP3.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de

300 mm, avec une vitesse de  $V = 2.2\text{m/s}$ .

### III.9.1.3.Refolement : SP3-Réservoir tampon

$$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1693\text{ml Hg} = 100\text{m}$$

$$D_{\text{Bonnin}} = 0,39466\text{m}$$

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

Tableau III.20 : Calcul de la HMT du tronçon SP3-Réservoir tampon

<b>D(mm)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>L(m)</b>	<b><math>\Delta H_i</math>(m)</b>	<b>I(m/m)</b>	<b><math>\Delta H_t</math>(m)</b>	<b>HMT(m)</b>
200	0,156	4,961	0,013	1693	139,870	0,0826	153,857	253,857
250	0,156	3,175	0,013	1693	43,878	0,0259	48,266	148,266
300	0,156	2,205	0,012	1693	17,029	0,0101	18,732	118,732
350	0,156	1,620	0,012	1693	7,653	0,0045	8,418	108,418
400	0,156	1,240	0,012	1693	3,829	0,0023	4,212	104,212
450	0,156	0,980	0,011	1693	2,079	0,0012	2,287	102,287
500	0,156	0,794	0,011	1693	1,205	0,001	1,325	101,325

Tableau III.21: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3-Réservoir tampon

<b>D(mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub>(DA)</b>
200	3137,080	1693	5311076,44
250	3749,300	1693	6347564,9
300	4455,520	1693	7543195,36
350	5149,740	1693	8718509,82
400	6125,960	1693	10371250,28
450	7113,180	1693	12042613,74
500	8687,22	1693	14707463,46

Tableau III.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP3-Réservoir tampon

<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub>(DA)</b>
200	473,043	3453215,754	16126517,570
250	276,282	2016862,217	9418746,551
300	221,247	1615103,232	7542532,094
350	202,029	1474811,708	6887370,677
400	194,191	1417592,642	6620157,637
450	190,604	1391411,460	6497891,517
500	188,811	1378321,262	6436760,293

Tableau III.23 : Bilan du tronçon : SP3-Réservoir tampon

<b>D(mm)</b>	<b>F<sub>exploit</sub>(DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub>(DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
200	16126517,6	5311076,44	21437594
250	9418746,55	6347564,9	15766311,5
300	7542532,09	7543195,36	15085727,5
350	6887370,68	8718509,82	15605880,5

400	6620157,64	10371250,3	16991407,9
450	6497891,52	12042613,7	18540505,3
500	6436760,29	14707463,5	21144223,8

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.12 :

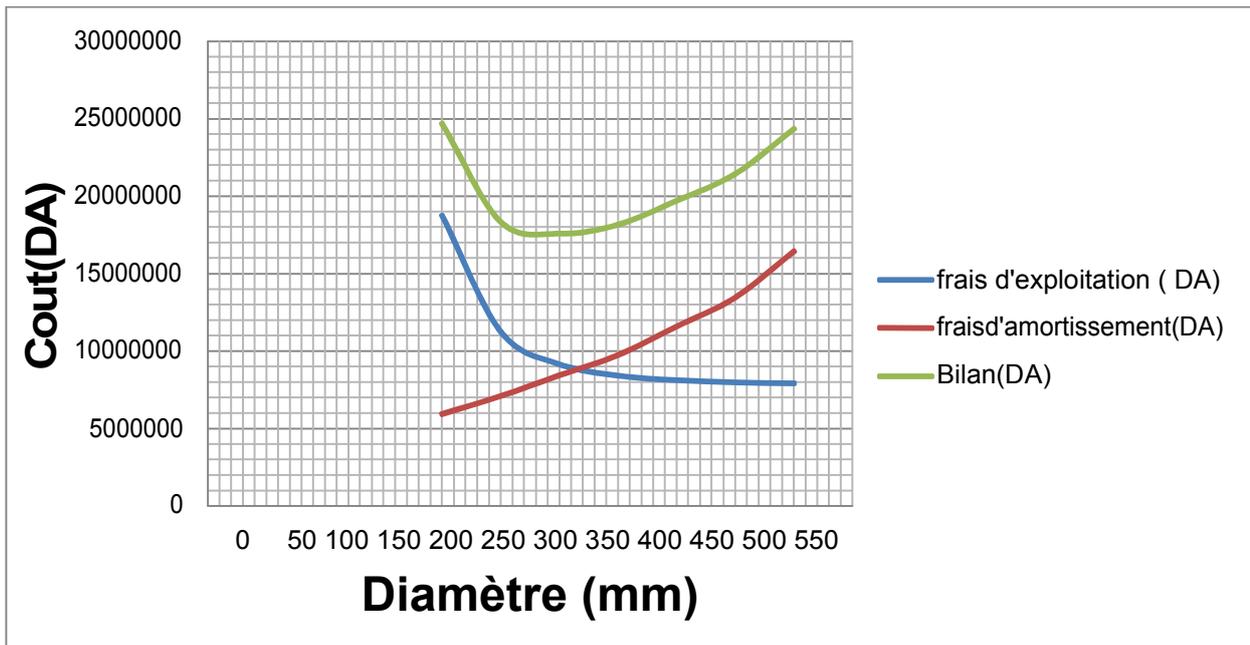


Figure III.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 300 mm, avec une vitesse de  $V = 2.2\text{m/s}$ .

### III.10 Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire (réservoir tampon – réservoir de Hedjar Mengoub)

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

#### III.10.1 Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 4814 = 5295.4 \text{ m}$$

#### III.10.2 Charge disponible

Tableau III.24. Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	$D_{calculé}$ (mm)
RT-R souagui	130	4814	5295.4	27	380.06

On suppose que:

1

Avec :  $L_1 + L_2 = L_{eq}$  ;  $D_1 = 400\text{mm}$  et  $D_2 = 350\text{ mm}$  Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

D'autre part on a:

Donc : le tronçon RT –R<sub>HedjarMengoub</sub> est composé de deux conduites de diamètre 400mm et 350 mm des longueurs respectivement 1455 m et 3359 m.

### III.11 Les frais d'investissement (variante N°2)

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau III.25

Tableau III.25 : Frais d'investissement des conduites gravitaires

Tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>R transfert-bâche de SP</b>	450	7113.18	4428	31497161
<b>RT-R<sub>HedjarMengoub</sub></b>	400	6125.96	1455	8913271.8
	350	5149,74	3359	19577869.6
<b>Investissement (DA)</b>	<b>57708409.5</b>			

### III.12 .Comparaison entre les deux variantes

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau III.26

Tableau III.26 : comparaison entre le coût des deux variantes

variantes	Bilan (exploitation+ amortissement) (DA)	Investissement (DA)	Bilan total (DA)
1	42396395.5	56534976.2	98931371.7
2	43314304.8	57708409.5	101022714.3

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la **variante N°1**. En revanche cette variante reste toujours la meilleur du point de vue technico-économique.et ce dernier est coûteux.

### Conclusion

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

Par refoulement avec une longueur totale des conduites de 5251ml et de diamètre 300mm.

L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 9121 ml et des diamètres de 450 mm, 400 mm et 350 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.

**Introduction :**

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

**IV.1 Définition**

Le rôle des réservoirs diffère au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, 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, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans ces derniers.

**IV.2 Classification des réservoirs**

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 armé, 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.

**IV.3 Fonctions des réservoirs**

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 par le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Fonctions d'un réservoir.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
-Régulation du débit -Sécurité d'approvisionnement -Régulation de la pression -Simplification de l'exploitation -Réacteur participant au traitement	-Réduction des investissements sur les ouvrages de production -Réduction des investissements sur le réseau de distribution -Réduction des dépenses d'énergie

#### IV.4 Emplacement des réservoirs

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 fasse 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 gravite, 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.

#### IV.5 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 autocentrées 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.

#### IV.6 Réservoirs alimentés par foulement

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.

#### IV.7 Description des réservoirs existants

Notre région d'étude est caractérisée par l'existence de deux réservoirs, ayant les caractéristiques représentées da le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : description des réservoirs existants

Type d'ouvrage	Capacité(m <sup>3</sup> )	Cote radié(m)	Cote trop plein(m)	Emplacement	Zones alimentées
Réservoir Semi enterré R1	300	916,80	921,50	No rd de la Ville	Alimente la zone no rd et le centre-ville
Réservoir semi enterré R2	100	894,80	898,70	Sur l a route de Si di Zahar	Abandonné

Source : DRE (Guelma)

#### IV.8 Equipement des réservoirs

##### IV.8.1 Equipements hydrauliques desréservoirs

Les réservoirs doivent êtreéquipésde :

###### IV.8.1.1 Conduite d'arrivé oud'adduction

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

###### a. Par le haut (chutelibre)

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 avals.

###### b. En bas (siphonnoyé)

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.

### **IV.8.1.2 Conduite de départ ou de distribution**

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.

### **IV.8.1.3 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.

### **IV.8.1.4 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.

### **IV.8.1.5 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.

### **IV.8.1.6 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.

#### **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 désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

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

#### IV.8.2 Equipement de nettoyage

- ❖ Trappes de visite pour le personnel et le matériel;
- ❖ Equipements spéciaux pour le nettoyage;
- ❖ Pompe d'alimentation en eau.

#### IV.8.3 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.

#### IV.9 Hygiène et sécurité

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

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

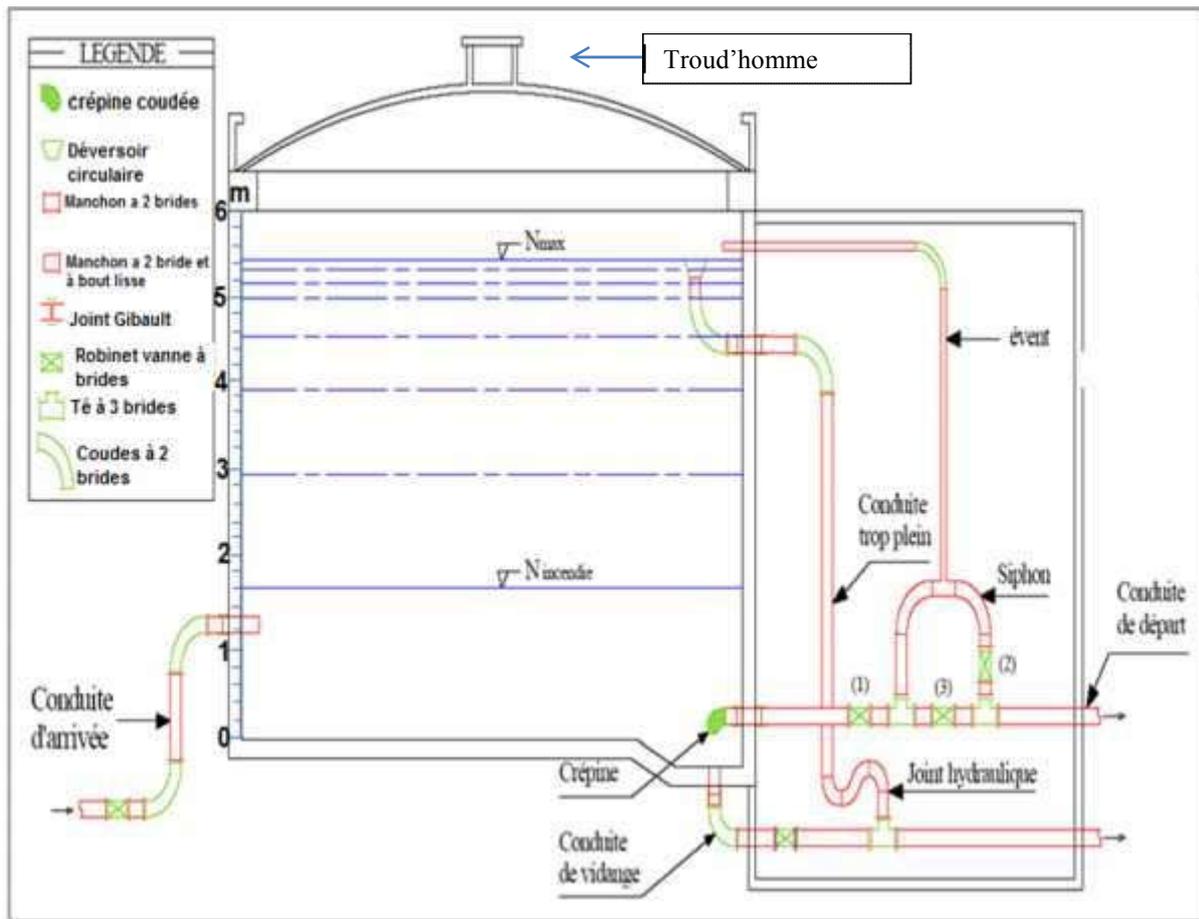


Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir.

### IV.10 Capacité des réservoirs

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 incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

#### IV.10.1 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 :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{jmax}}{100} \text{ m}^3$$

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

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

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

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

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

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

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

#### IV.10.2 Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

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

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

#### IV.10.3 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 extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

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

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{jmax} * t}{20}$$

$$V_{\text{bache1}} = 168,215 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bach2}} = 168,215 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera  $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$ .

Pour notre projet, concernant la détermination de la capacité des réservoirs, nous utilisons la méthode analytique pour les réservoirs alimentés par refoulement (réservoir tampon) et pour le réservoir alimenté par une conduite gravitaire

#### IV.11 dimensionnement de la Bâche de la station de pompage

Le volume de la bâche de (SP1) est :

De la même manière pour la bâche de la 2<sup>ème</sup> station de pompage SP2

On choisit un volume normalisé de  $200 \text{ m}^3$

##### IV.11.1 Dimensionnement de réservoir tampon

Le réservoir jouera le rôle de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP2), et gravitaire vers le réservoir de localité située à l'aval (réservoir de Hedjar Mangoub). Le volume ( $V_t$ ) sera déterminé selon la formule :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

$$V_t = \frac{627,86}{2} * \frac{1}{2} = 168,215 \text{ m}^3$$

Avec :

$Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr} = 672.86 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : le temps de fermeture de la vanne ( $t = 30$  minutes)

$V$  :  $168.215 \text{ m}^3$

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

$$V_t = V + V_i = 168.215 + 120 = 288.215 \text{ m}^3.$$

- La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

#### IV.12 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau IV .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hedjar Mengoub

Heures	consommation%	ref <sup>0</sup> %	surplus %	déficit %	reste %
0_1	1,46	0	-	1,46	5,84
1_2	1,46	0	-	1,46	4,38
2_3	1,46	0	-	1,46	2,92
3_4	1,46	0	-	1,46	1,46
4_5	2,43	5	2,57	-	0
5_6	3,41	5	1,59	-	2,57
6_7	4,38	5	0,62	-	4,16

7_8	5,35	5	-	0,35	4,78
8_9	6,42	5	-	1,42	4,43
9_10	6,42	5	-	1,42	3,01
10_11	6,42	5	-	1,42	1,59
11_12	6,42	5	-	1,42	0,17
12_13	4,85	5	0,15	-	-1,25
13-14	5,2	5	-	0,2	-1,1
14-15	5,2	5	-	0,2	-1,3
15-16	6,18	5	-	1,18	-1,5
16-17	6,18	5	-	1,18	-2,68
17-18	5,35	5	-	0,35	-3,86
18-19	5,35	5	-	0,35	-4,21
19-20	4,38	5	0,62	-	-4,56
20-21	3,89	5	1,11	-	-3,94
21-22	2,92	5	2,08	-	-2,83
22-23	1,95	5	3,05	-	-0,75
23-24	1,46	5	3,54	-	2,3
Total	100	100	-	-	

$$V_T = \frac{10,4 \times 1425,6}{100}$$

Calcul de la capacité du réservoir de HedjarMengoub :

Le volume résiduel sera : = 148.26m<sup>3</sup>

La capacité totale sera :  $V_t = 148.26 + 120 = 268.26 \text{ m}^3$  La capacité normalisée sera :

$V_n = 300 \text{ m}^3$ .

Le réservoir existant de HedjarMengoub qui a une capacité de 300 m<sup>3</sup> est donc suffisante.

#### IV.13la capacité de stockage du réservoir projeté de HedjarMengoub

Ce réservoir de cote de terrain de 931m est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de HedjarMengoub .Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir de réservoir tamponde 300 m<sup>3</sup>.

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

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :  $Q_{\text{moy}} \cdot h < Q_{\text{apport}} \leq K_p \cdot Q_{\text{moy}} \cdot h$

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

$$V = 12Q_a + 4 ( K_p \cdot Q_{\text{moy}} \cdot h - Q_a ) \quad (\text{IV-7})$$

Dans notre projet le débit moyen horaire pour HedjarMengoub  $Q_{\text{moy}} \cdot h = 560.72 \text{ m}^3/\text{h}$ .  $K_p = K_{\text{maxj}} \cdot K_{\text{maxh}} = 1.3 \times 1.356 = 1.763$

Donc  $K_p.Q_{moyh} = 1.763 \times 560.72 = 988.55 \text{ m}^3/\text{h}$ . Il est évident que :

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

$$\text{Donc } v = 12(672.86) + 4(1.763 \times 560.72 - 672.86) = 8390.01 \text{ m}^3.$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie  $61.2 \text{ m}^3$ , donc nous obtenons :  $V_t = V + V_i = 8390.01 + 61.2 = 8451.21 \text{ m}^3$ .

• La capacité normalisée sera :  $V_n = 9000 \text{ m}^3$ .

On opte pour un réservoir de capacité égale à  $9000 \text{ m}^3$  situé à une altitude de  $931 \text{ m}$  (le plus point accessible).

Il est intéressant de partager le volume du réservoir en deux compartiment de  $4000 \text{ m}^3$  et de  $5000 \text{ m}^3$  pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

#### IV.14 Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à  $10\,000 \text{ m}^3$ , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs 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 une hauteur de 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

##### ❖ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

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

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

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

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

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

##### ❖ La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

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

##### ❖ La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir par la formule :

$$H = h + R$$

$H$  : hauteur totale du réservoir (m)  $h$  : hauteur d'eau (m)

$R$  : revanche (m), qui varie de  $0.25$  à  $1 \text{ m}$

##### ❖ La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume	D	S	h	h inc	R	H
	(m <sup>3</sup> )	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
Bâche de la station (sp1)	200	7.5	44.16	4,5	—	0,5	5,00
Bâche de la station (sp2)	200	7.5	44.16	4,5	—	0,5	5,00
Réservoir tampon	300	9	63.58	4.7	0.96	0,3	5.00
Réservoirs deH e d j a r M e n g o u b	5000	32.6	833.33	5.65	0.15	0.35	6.00
	4000	30	706.5	5.65	0.17	0.35	6.00

## Conclusion

Dans ce chapitre nous a permis de calculer le volume de deux réservoirs d'alimentation avec un volume de 5000m<sup>3</sup> et 4000m<sup>3</sup>, deux bâches d'aspiration de 200m<sup>3</sup>, ainsi qu'un réservoir tampon de 300m<sup>3</sup>.

## Introduction

La protection contre le régime transitoire et la corrosion doit être effectuée pour les Canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en fonte, mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

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

#### VI.1.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connue.

### VI.2. Les risque dus aux coups de bélier

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

#### VI.2.1. Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

#### VI.2.2. Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à **-10 m.c.e** il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne. [5]

#### VI.2.3. Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

### VI.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression ;
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s ;
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente ;
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation ;
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée le réservoir d'air ;

Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.

### VI.3.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

### VI.3.2. Les soupapes de décharge :

Ces appareils sont 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.

### VI.3.3. Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

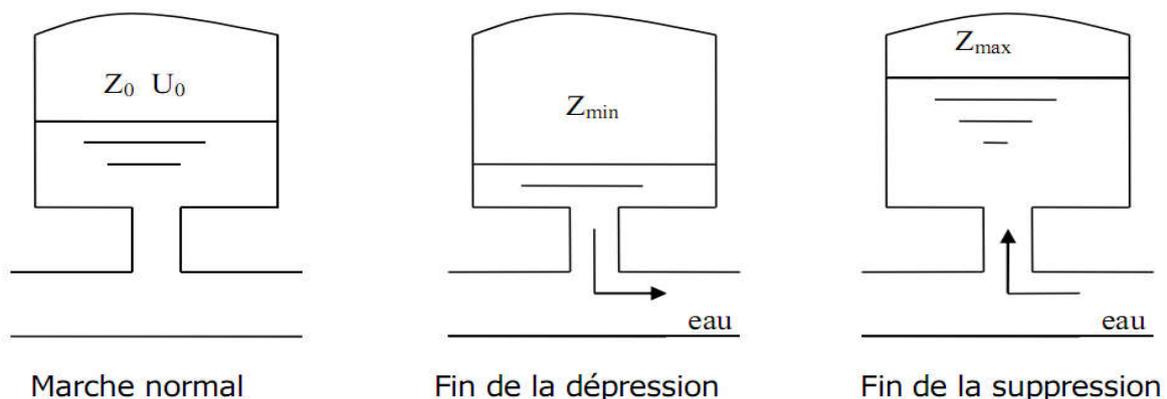


Figure : VI.1 Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

### VI.3.4. Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

### VI.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

#### VI.4.1. Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est "L" et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{c}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

#### VI.4.2. Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  C'est-à-dire à  $\frac{2L}{c}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

#### VI.4.3. Phase 03

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{c}$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

#### VI.4.4. Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  C'est-à-dire à  $\frac{4L}{c}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

### VI.5 Calcul de la célérité d'ondes

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

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + k \frac{D}{e}}} (m/s)$$

Où :

c : célérité d'onde.

A : constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B : constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

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

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VI.1: coefficient k pour divers matériaux:

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante Ciment	P.V.C	P.E.H.D
K	0.5	1	0.59	5	4	33	83

### VI.5.1 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

#### Cas de la fermeture brusque :

T : inférieur à  $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{cV_0}{g}$$

Où:

$V_0$  : vitesse moyenne d'écoulement ( $m/s$ )

g : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 (m/s^2)$

#### VI.5.2.2. Cas de la fermeture lente :

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

$$b = \frac{2LV_0}{gT} (m)$$

L : la longueur de la conduite (m).

**Remarque :**

La formule de MICHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique. Pour les conduites de refoulement, il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

Cas de la surpression :

$$H_{max} = H_g + \frac{cV_0}{g}(m)$$

Cas de la dépression :

$$H_{min} = H_g - \frac{cV_0}{g}(m)$$

**VI.6. Méthodes de calcul du réservoir d'air :**

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

**a-Méthode de VIBERT**

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

**b-Méthode de BERGERON**

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

**c-Méthode de PEUCH et MEUNIER :**

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$A = \frac{cV_0}{gH_0}$$

$$B = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{U_0}$$

c : célérité d'onde de choc (m/s).

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

$H_0$  : pression statique absolue =  $H_g+10$  (m).

$H_{abs}$  : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)}.$$

L : longueur total de la conduite de refoulement (m).

S : section de la conduite de refoulement (m).

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>).

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

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé.

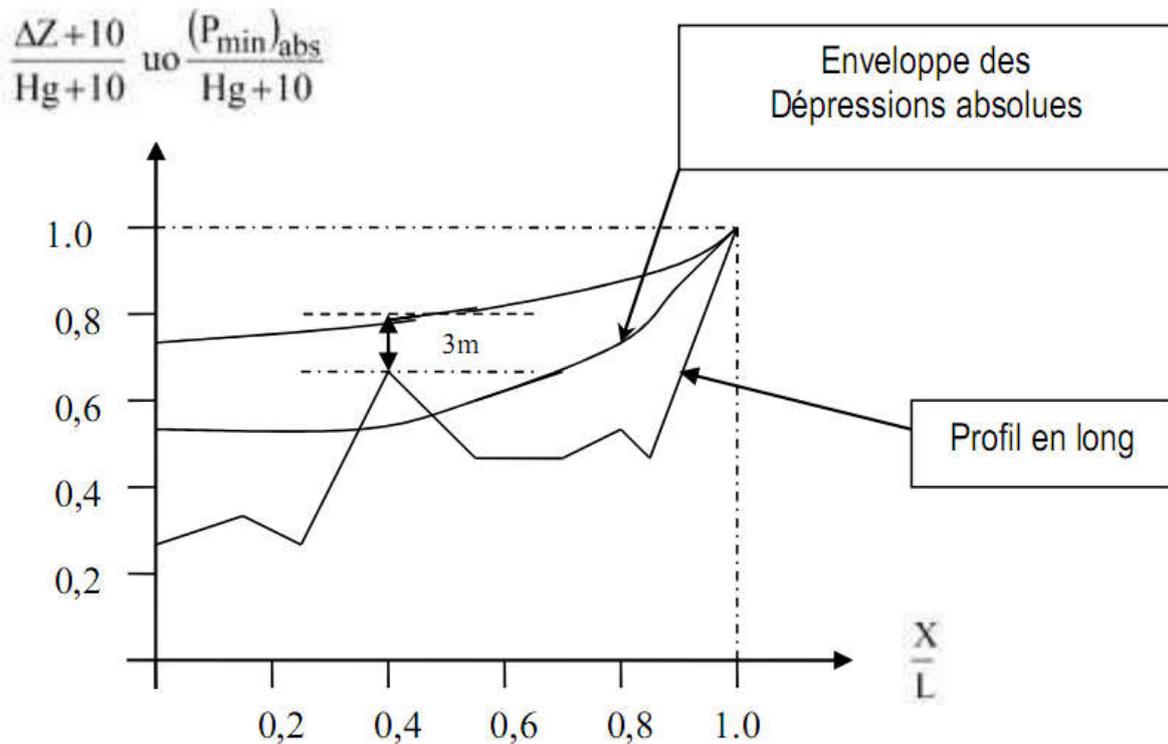


Figure VI.2 profil en long d'une conduite.

## VI.7 Calcul du volume de réservoir d'air :(partie refoulement)

## VI.7.1 Calcul pour le Tronçon SP1 –SP2 :

Tableau VI.2 : caractéristiques de la conduite :

Q(m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	L <sub>ref</sub> (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0.156	300	2.2	3360	7.2	118	155.17

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{300}{7.2}}} = 1159.63 \text{ m/s}$$

On a :

$$\text{HMT} = 155.17 \text{ m}$$

$$\text{Hg} = 118 \text{ m}$$

Tq: la hauteur de refoulement absolu Habs= HMT +10

$$\text{H}_{\text{abs}} = 165.17\text{m}$$

H<sub>0</sub> : pression minimal, H<sub>0</sub>= Hg +10 = 128m

$$\text{A.N} \quad \text{K}=0.29 \quad \text{A}=2.03$$

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=2.03 et K=0,29 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,1 A=2) et (K=0,2 A=2).

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{\text{Hg} + 10} \text{ ou } \frac{(P_{\text{min}})_{\text{abs}}}{\text{Hg} + 10}$$

Tableau VI.3. Tableau du profil en long absolu

<b>Côte z(m)</b>	726	758	754	775	753	779	844
<b>Longueur</b>	0	461	826.4	1512.46	1783.3	2472.5	3360
$\frac{\Delta Z + 10}{\text{Hg} + 10}$	0.078	0.328	0.297	0.461	0.289	0.492	1
<b>x/L</b>	0	0.14	0.25	0.45	0.53	0.74	1

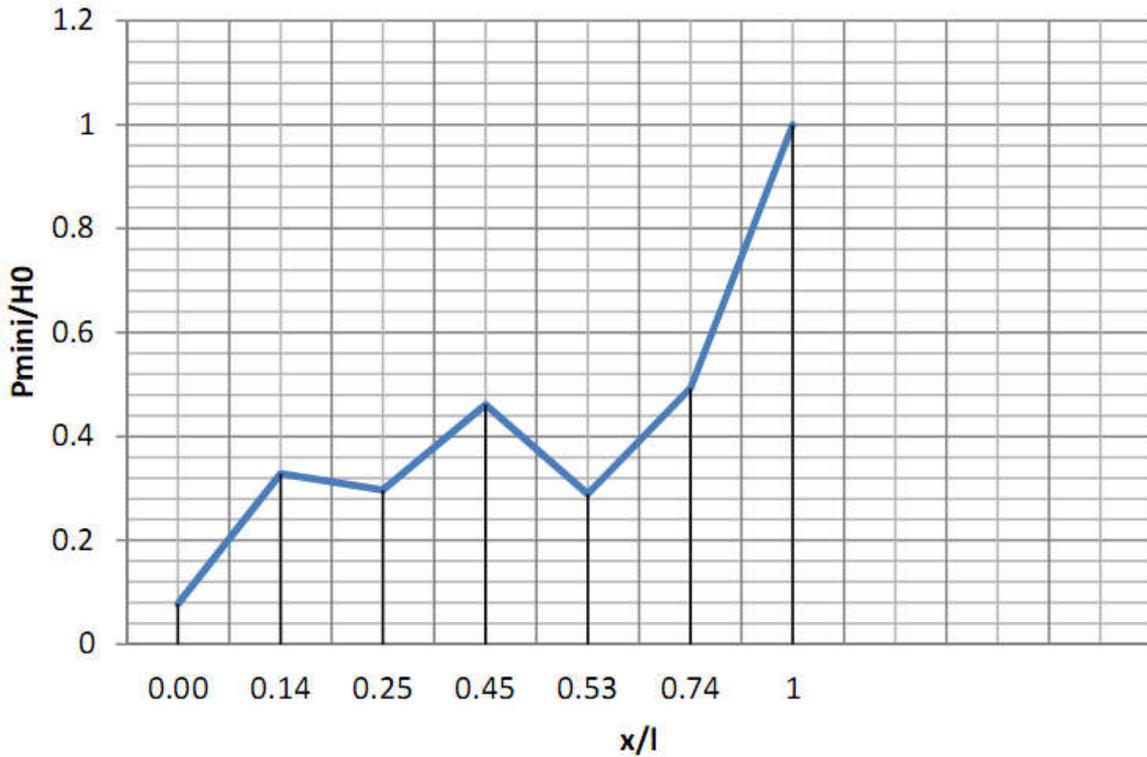


Figure VI.3 : Profil en long absolu (sp1-sp2)

Après la superposition avec des abaques en annexe (II) et annexe (III), nous optons une valeur moyenne de  $B=1.625$

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B}$$

$U_0 = 0.49 \text{ m}^3$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0.34 \quad \longrightarrow \quad P_{min}=43.6$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min}U_{max}^{1.2} = H_{abs}U_0^{1.2}$$

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$U_{max}=1.643\text{m}^3$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 % ;  $V=1.97 \text{ m}^3$

## VI.7.2 Calcul pour le Tronçon SP2 –réservoir tampon

Tableau VI.4 : caractéristiques de la conduite :

Q(m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	L <sub>ref</sub> (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0.156	300	2.2	1891	7.2	123	143.92

Calcul de la célérité "c" :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{300}{7.2}}} = 1159.63 \text{ m/s}$$

On a HMT = 143.92 m

Hg = 123 m

Tq: la hauteur de refoulement absolu H<sub>abs</sub> = HMT + 10

H<sub>abs</sub> = 153.92m

H<sub>0</sub>: pression minimal, H<sub>0</sub> = Hg + 10 = 133m

**K=0,157      A=1.955**

Nous devrions considérer la famille de courbe B pour A=1.955 et K=0,157 mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles de courbes (K=0,1 A=2) et (K=0.2 A=2).

Complétons le tableau du profil en long

$$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10} \text{ ou } \frac{(P_{min})_{abs}}{Hg + 10}$$

Tableau VI.5. Tableau du profil en long absolu

<b>Côte z(m)</b>	844	883	897	915	924	928	935	951	954	967
<b>Longueur</b>	0	490	640	850.3	991.8	1091.8	1441.8	1591.8	1663.3	1891
$\frac{\Delta Z + 10}{Hg + 10}$	0.08	0.37	0.47	0.61	0.68	0.71	0.76	0.88	0.9	1
<b>x/L</b>	0	0.26	0.34	0.45	0.52	0.58	0.76	0.84	0.88	1

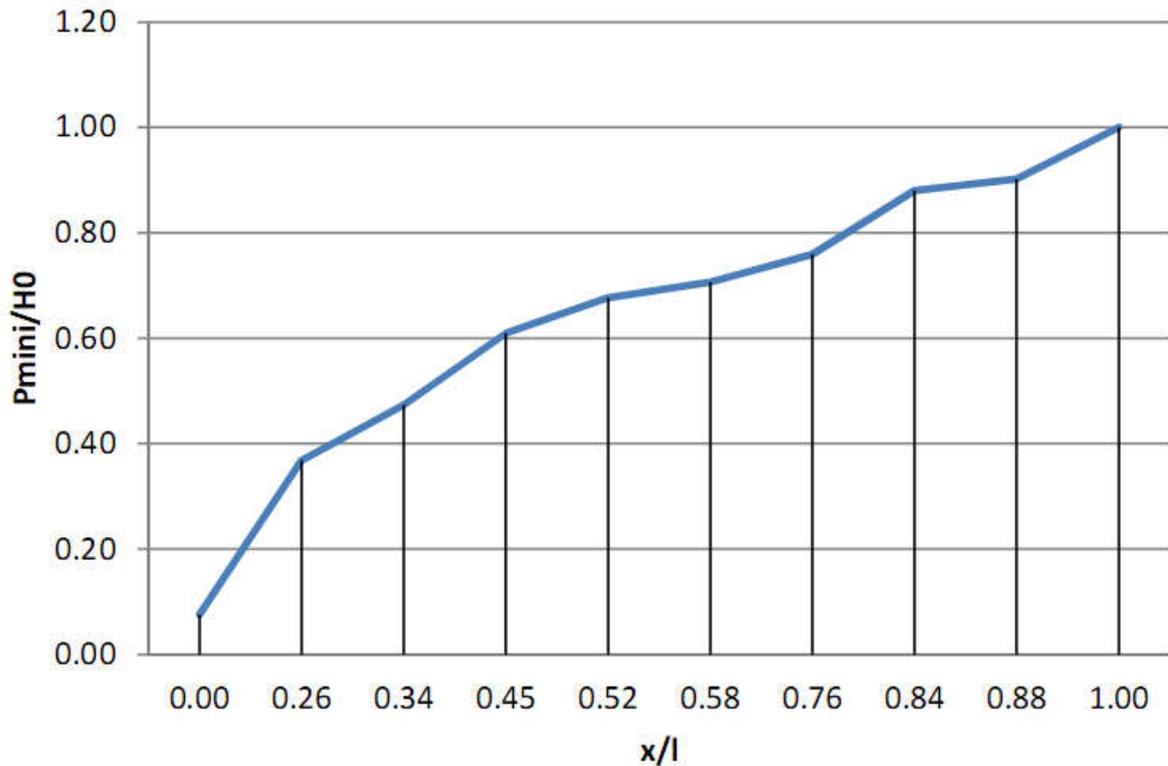


Figure VI.3 : Profil en long absolu (sp2-RT)

Après la superposition avec des abaques en annexe (II) et annexe (III), nous optons pour une valeur de  $B=0,6$

Cette valeur nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B}$$

$$U_0 = 0.35 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0.60 \quad \longrightarrow \quad P_{min}=79.8$$

L'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min}U_{max}^{1.2} = H_{abs}U_0^{1.2}$$

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max}=0.6\text{m}^3$$

Le volume de réservoir sera majoré de 20 %:  $V=0.72 \text{ m}^3$

Selon la brochure de **Hydrofort CHARLATTE** nous optons deux réservoirs d'air de volume **2000L** et **1000L**.

L'encombrement du réservoir d'air pour lequel nous avons opté est donné dans **la figure VI.5**

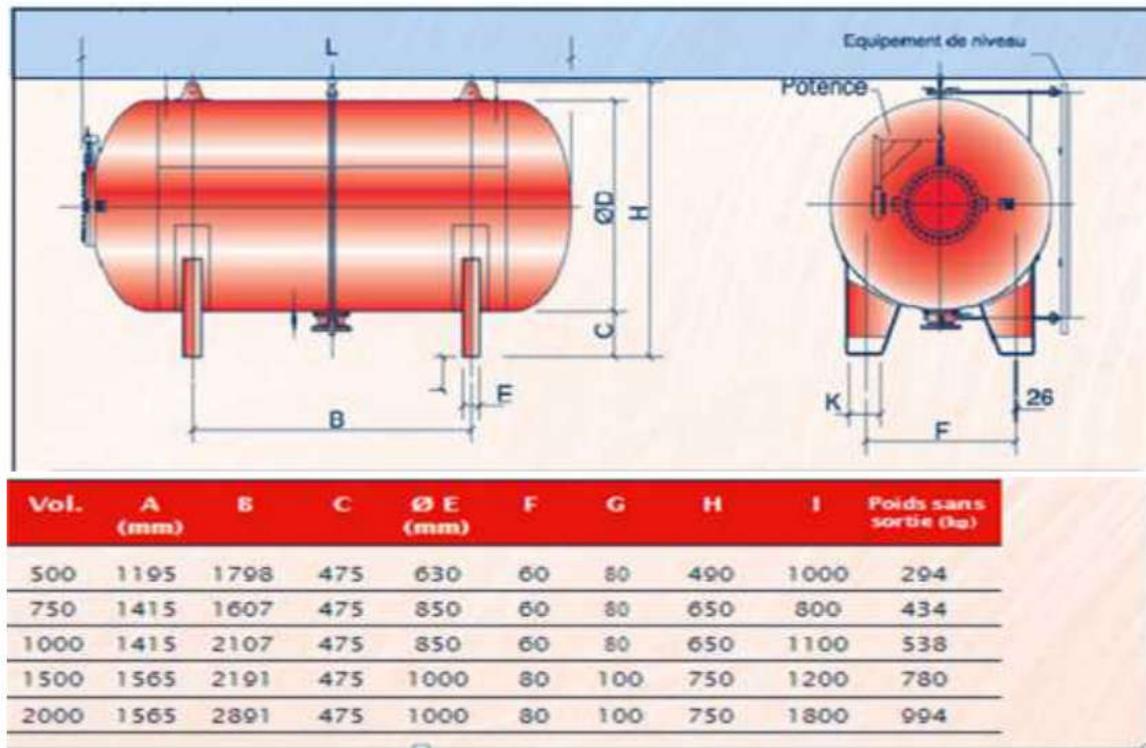


Figure VI.5 : l'encombrement du réservoir d'air

### VI.8 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

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.

#### Calcul pour le tronçon : Rtrans-SP1

Notre conduite gravitaire de longueur  $L= 4428 \text{ m}$ , elle a un diamètre  $D = 450\text{mm}$ . Cette conduite est reliée en amont par le réservoir de transfert et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

Application

Tableau VI.6 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L (m)	V <sub>0</sub> (m/s)
Rtrans-sp1	450	6.9	4428	0.81

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule VI.14 pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - U_m^2) \cdot (1 - U_s)}{(1 - U_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - U_s)}}$$

Avec :

c : célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup> ;

E<sub>m</sub> : module de Young du matériau de la conduite, E<sub>m</sub>=1\*10<sup>11</sup> (Fonte Ductile)

E<sub>s</sub> : module de Young du sol ; E<sub>s</sub> = 2\*10<sup>8</sup> Pascal ;

ν<sub>m</sub> : coefficient de poisson du matériau, ν<sub>m</sub>=0,3 (Fonte Ductile)

ν<sub>s</sub> : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, ν<sub>s</sub>=0.33 ;

e<sub>m</sub> : Epaisseur de la conduite (m), e<sub>m</sub>=0.0069m ;

a : rayon intérieur de la conduite 0.225m

$$c = \frac{\sqrt{\frac{(2.07 \cdot 10^9)}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 \cdot 10^9 \cdot 2 \cdot 0.225 \cdot (1 - 0.3) \cdot (1 - 0.33)}{(1 - 0.3) \cdot 0.225 \cdot 2 \cdot 10^8 + 10^{11} \cdot 0.0069 \cdot (1 - 0.33)}}} = 986.15 \text{ m/s}$$

Et donc  $b = \frac{cV_0}{g} = 81.42 \text{ m}$

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

$$tr = \frac{2L}{c} = 8.98 \text{ seconde}$$

•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) :  $b = \frac{2LV}{gt'}$

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :  $b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot t'}$

Avec :

**L= 4428 m.**

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 10 minutes (600sec)

On trouve :  $b = 1.218 \text{ m}$ .

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.

### Calcul pour le tronçon Rstamp-RHedjarMengoub A

Notre conduite gravitaire de longueur  $L = 4693 \text{ m}$ , elle a un diamètre équivalent

$D = 386.75 \text{ mm}$

### Application

Tableau VI.7 : Les caractéristiques de la conduite gravitaire.

Conduite	D (mm)	e (mm)	L (m)	$V_0$ (m/s)
Rtrans- R Hedjar Mengoub	386.75	6.9	4693	1.107

-La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule suivante pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{r}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - U_m^2) \cdot (1 - U_s)}{(1 - U_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - U_s)}}} = 1000.6 \text{ m/s}$$

Et donc :  $b = \frac{cV_0}{g} = 109.13 \text{ m}$

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

$$tr = \frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 4693}{1000.6} = 9.38 \text{ seconde}$$

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

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot t'}$$

On trouve :  $b = 1.706 \text{ m}$ .

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.

## VI.9. Protection des conduites contre la corrosion

### VI.9.1 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).

### VI.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 CO<sub>2</sub> et le H<sub>2</sub>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°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.

### VI.9.3 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 électronégatif 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.

#### VI.10 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 :

- Eviter 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 des stations de pompage (SP1) et(SP2), deux réservoirs d'air d'une capacité respective 2000 et 1000 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

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

## VII. Pose de canalisations

### VII.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 :

#### 1-Réalisation

##### des fouilles a-

##### Largeur de la tranchée

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, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule :

$$B = D + 2 \times e$$

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{m})$$

$$\text{Si } DN > 400 : \quad B = D + (2 \times 0,50) (\text{m})$$

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

##### b-La profondeur de la tranchée

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.

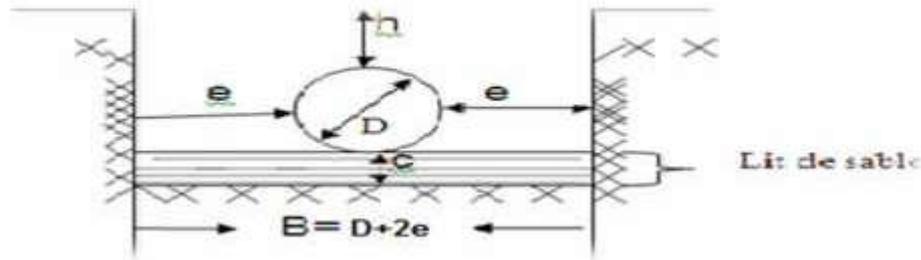


Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée.

## 2. 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.

## 3. Préparation à la canalisation

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.

## 4. La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
  - 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 ;

## 5. 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

## **6. Remblai de 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.

### **VII.1.2. 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 20 cm 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.

### **VII.1.3. Pose de canalisation en galerie**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites 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. [2]

### **VII.1.4. 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.

#### **VII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant**

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. [2]

#### **VII.1.6. Traversée d'une rivière**

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).[2]

#### **VII.1.7. 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.
- 

#### **VII.1.8. Passage de ponts**

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le support à l'âge ;
- 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.

#### **VII.1.9. 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.

## VII.2. Butée 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 déboîtement des joints

## VII.3. Accessoires:

Les accessoires sont comme suit :

### VII.3.1. 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 VII.2 : 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 VII.3 :** Robinets vanne papillon (source <http://www.zdvalve.en.alibaba.com>)

**Remarque**

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- 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 derefoulement.
- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

**VII.3.2. Clapets antiretour**

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 VII.4 :** Clapet anti-retour (source <http://www.stema-international.com>)

### VII.3.3. 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.

### VII.3.4. By-pass

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. [2]

### VII.3.5. 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.

### VII.3.6. Joints deraccordement

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).

### VII.3.7. 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

l'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 surchauffage.

### VII.3.8. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

#### [2] a-Coude

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, 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 :

**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