

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCH SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En Vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER II  
Spécialité : Génie Civil  
Option : Construction Hydraulique et  
Aménagement*



## THEME

**RACCORDEMENT EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE TIZI  
N'TLETA A PARTIR DU BARRAGE  
KOUDIET ACERDOUNE**



Présenté par :  
Melle. ADJAZ DJEDJIGA  
Mr. IKOUR KACI

Devant le jury composé de :  
Promoteur : Mr DJEMAI.  
Président : Mr KHATTAOUI M.  
EXAMINATEUR 1:Mr DAHMOUS.  
EXAMINATEUR 2:Mr BEN ARBIA.R

PROMOTION 2013/2014

*Nos remerciements  
vont également  
à tout le personnel de :*

- *La DHW de tizi ousou,  
en particulier M<sup>r</sup>  
DJOUDER, M*
- *L'APC de Tizi Ntleta.*
- *L'unité de l'ADE de tizi  
ousou.*

*La Subdivision  
d'Hydraulique de  
Ouadhia*

## *Remerciement*

*Tout d'abord, nous tenons  
à remercier Allah, le clément et  
le miséricordieux de nous avoir  
donné la santé, le courage et la  
volonté de mener à bien ce modeste  
travail.*

*Nous voudrions exprimer nos vifs  
remerciements à notre promoteur*

*M<sup>er</sup>Djemai pour les orientations et les  
conseils qu'il  
a su nous prodiguer durant  
l'évolution de notre projet.*

*Nous voudrions aussi remercier  
tous les professeurs qui  
ont contribué à notre formation.*

*Que tous les membres du jury  
trouvent ici l'expression de nos  
profonds*

*Respects pour avoir pris*

*La peine d'examiner le manuscrit.*

*Nos remerciements vont également  
à tous ceux et celles qui de près  
ou de loin nous ont apporté aide et  
encouragement. Qu'ils trouvent  
ici l'expression de notre profonde  
gratitude.*

*Merci*



# Dédicaces

*Dieu merci, Dieu merci Dieu merci... !*

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leurs rendre tout.*

*À mes très chères sœurs :*

*☞ LYZA et Lynda.*

*☞ Farida avec son mari Saïd et leurs enfants (Ghilas et Samir).*

*☞ Nadia avec son mari Saïd et leurs enfants (Abderezak, Sofiane et Mayas).*

*☞ Malika avec son mari Mohammed et leurs enfants (Massi, Youba).*

*À mes frères MARZOUK et LYES.*

*À mon mari Rabah, et toute ma deuxième famille.*

*À ma très chère grand-mère (yama Fatma) que Dieu nous la garde.*

*À tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines sans oublier Horia et ces deux petites Marieme et Souade.*

*À mes vrais (es) amis (es).*

*À Mon binôme Kaci et leurs Famille.*

*ADJAZ DJEDJIGA*

# Dédicaces

*Je t'exalte, ô Eternel, car tu m'as relevé, Tu n'as pas voulu que mes ennemis se réjouissent à mon sujet.*

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leurs rendre tout.*

*A mes frères et sœurs :*

❧ *Lynda la sœur de Djijdi*

❧ *Mon ami Saïd facteur (Hamitouche Saïd) j'espère qu'un jour je serai capable de lui rendre ses biens.*

❧ *Saïd Moucer, Hocine Tachour et Docteur Haouchine R,*

*A ma grand-mère (Ourdia) que Dieu nous la garde.*

*A tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines sans oublier Xalli Ahmed*

*A mes amis (es).*

*A Mon binôme Djegdjiga, Rabah Bouaraba et leurs Famille.*

*Que DIEU Nous Bénisses Amen.*

*IKOUR KACI*

# Sommaire

## **INTRDUCTION GENERALE**

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE**

<b>I-1)</b> INTRDUCTION .....	1
<b>I-2)</b> SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	1-3
<b>I-3)</b> HISTORIQUE .....	3
<b>I-4)</b> LA CONSISTANCE TERRITORIALE DE LA COMMUNE .....	4
<b>I-5)</b> SITUATION TOPOGRAPHIQUE .....	4
<b>I-6)</b> SITUATION GEOLOGIQUE .....	5-8
<b>I-7)</b> SITUATION CLIMATIQUE .....	9
<b>I-7-1)</b> La température .....	9-10
<b>I-7-2)</b> La pluviométrie .....	10-12
<b>I-7-3)</b> Diagramme ombrothermique : $p=f(2T)$ .....	12-13
<b>I-8)</b> AGRICULTURE.....	13
<b>I-9)</b> PRODUCTION VEGETALE .....	14
<b>I-10)</b> PRODUCTION ANIMALE .....	14-15
<b>I-11)</b> ASPECT HYDROGRAPHIQUE .....	15

### **CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

<b>II -1)</b> INTRODUCTION .....	16
<b>II -2)</b> EVOLUTION DE LA POPULATION .....	16-17
<b>II-3)</b> EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE LA COMMUNE .....	18
<b>II -3-1)</b> La consommation moyenne journalière .....	18
<b>II-4)</b> DIFFERENTS TYPES DE BESOINS.....	18
<b>II-4-a)</b> Besoins domestiques aux différents horizons.....	18-19
<b>II-4-b)</b> Besoins scolaires .....	20
<b>II-4-c)</b> Besoins sanitaires .....	20
<b>II-4-d)</b> Besoins en eau du secteur industriel .....	21
<b>II-4-e)</b> Besoins du secteur commercial .....	21
<b>II-4-f)</b> Besoins socioculturels .....	22
<b>II-4-g)</b> Besoins municipaux .....	22
<b>II-4-h)</b> Besoin en eau du secteur agricole .....	22
<b>II-5)</b> ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES.....	23
<b>II-6)</b> ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS .....	24

<b>II-6-1)</b> Variation de la consommation journalière .....	24-25
<b>II -6-1-a)</b> Consommation maximale journalière $Q_{maxj}$ .....	25
<b>II -6-1-b)</b> Consommation minimale journalière $Q_{minj}$ .....	25
<b>II-6-2)</b> Variation de la consommation horaire .....	26-27
<b>II -7)</b> Conclusion.....	28

## **CHAPITRE III : LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE**

<b>III-1)</b> INTRODUCTION .....	29
<b>III-2)</b> LES RESSOURCES EXISTANT EN EAU POTABLE.....	29
<b>III -2 -1)</b> La source kebbout.....	29
<b>III -2 -2)</b> Infrastructures hydrauliques existant dans la commune de Tizi N'tleta .....	30
<b>III -2 -2 -a)</b> Stations de pompage et de reprises.....	30
<b>III -2 -2 -b)</b> Les ouvrages .....	30
<b>III-3)</b> Description du schéma hydraulique existant.....	31
<b>III-3-1)</b> Adduction gravitaire .....	31
→ A partir des $2 \times 1000m^3$ .....	31
❖ Cheurfa .....	31
❖ Ait Abdelmoumene.....	31
→ A partir de la source kebbout.....	32
❖ Chef Lieu ( TIZI N'TLETA ) .....	32
<b>III-3-2)</b> Adduction par refoulement a partir de la station de reprise(STR1) de Tizi N'leta .....	33
❖ Ighil Imoula	
<b>III-4)</b> LES CAPACITES DES RESERVOIRS ET LES LOCALITES A ALIMENTER.....	34
<b>A/</b> Tronçon 1 .....	35
<b>B/</b> Tronçon 2 .....	35
<b>C/</b> Tronçon 3 .....	35
<b>III-5)</b> DIAGNOSTIC DE LA CHAINE D'ADUCTION .....	36
<b>III-5-1)</b> Diagnostic de la station de reprise du Chef lieu.....	36
<b>III-5-2)</b> Diagnostic du réservoir de Taddert Ouffela.....	37
<b>III-6)</b> CONCLUSION.....	38

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

<b>IV-1)</b> INTRODUCTION .....	39
<b>IV-2)</b> DEFINITION D'UNE EAU POTABLE .....	39
<b>IV-3)</b> QUALITE DE L'EAU .....	40
<b>IV-4)</b> RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU LA SOURCE KEBBOUT.....	41
<b>IV-5)</b> RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU DEUX RESERVOIRS 1000m3 DJAOUUD (BENI DOUALA), STATION SR1 OUADHIAS .....	43
<b>IV-6)</b> INTERPRETATION DES RESULTATS .....	45
<b>IV-6-1)</b> Les paramètres organoleptiques .....	45
→ Couleur } .....	45
→ l'odeur et le goût }	
<b>IV-6-2)</b> Paramètres physico-chimiques .....	46
→ Température } .....	47
→ Le potentiel hydrogène (PH) }	
→ La conductivité .....	48
→ Turbidité .....	49
→ L'oxygène dissous (O2) } .....	50
→ La salinité }	
→ Le TDS }	
<b>IV-6-3)</b> Paramètres de pollution .....	51
→ Ammonium : $\text{NH}_4^+$ } .....	52
→ Nitrates : $\text{NO}_3^-$ }	
→ Nitrites : $\text{NO}_2^-$ } .....	53
→ Phosphore $\text{PO}_4^{3-}$ }	
→ Les matières organiques }	
<b>IV-6-4)</b> Minéralisation globale .....	54
① Les cations	
❖ Sodium : ( $\text{Na}^+$ ).....	54
❖ Le Calcium : $\text{Ca}^{2+}$ .....	55
❖ Potassium ( $\text{K}^+$ ) } .....	56
❖ Le Magnésium : ( $\text{Mg}^{++}$ ) }	
② Les anions	
❖ Sulfates : ( $\text{SO}_4^{-2}$ ) } .....	57
❖ Les Chlorures : ( $\text{Cl}^-$ ) }	
❖ Les bicarbonates et les carbonates : ( $\text{HCO}_3^-$ ), ( $\text{CO}_3^{--}$ ).....	58

➤ La dureté :.....	58
♣ La dureté totale.....	58
♣ La dureté permanente .....	59
➤ Le Titre alcalimétrique (TA) et Titre alcalimétrique complet (TAC) .....	59
<b>IV-6-5) Les paramètres bactériologiques.....</b>	<b>59</b>
① Les bactéries revivifiables à 22°C et à 37 °C : .....	59
a. /Germes totaux à 37°C } .....	60
b. /Germes totaux à 22°C }	
② Les coliformes totaux .....	60
③ Les bactéries anaérobies sulfito-réductrices.....	61
④ CTT (E. coli ) .....	62
⑤ Streptocoques fécaux .....	62
<b>IV-7) Conclusion.....</b>	<b>63-64</b>

## **CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDUCTION**

<b>V-1) DEFINITION .....</b>	<b>65</b>
<b>V-2) TYPES D'ADDUCTION .....</b>	<b>65</b>
<b>V- 2-1- Adduction Gravitaire</b>	} .....
<b>V-2-2- Adduction par refoulement</b>	
<b>V-3) CHOIX DU TRACE DE TUYAUX .....</b>	<b>66</b>
<b>V-3-1) Conduites en polyéthylène (PE).....</b>	<b>67</b>
<b>IV-3-1-a) Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles .....</b>	<b>67</b>
<b>V-3-1-b) Marquage des tubes plastiques (PE) .....</b>	<b>68</b>
<b>V -4) SYSTEMES DE RACCORDEMENT.....</b>	<b>69</b>
<b>V-4-1) Bout à bout .....</b>	<b>69</b>
<b>V-4-2) Raccordement par accessoires électro-soudables.....</b>	<b>70</b>
<b>V- 4-3) L'assemblage par raccord à compression.....</b>	<b>71</b>
<b>V-4-3-a) Assembler du PEHD avec des raccords à compression.....</b>	<b>72</b>
✂ Raccord à serrage plastique.....	73
✂ Raccord à serrage laiton .....	74
<b>V- 5) EQUIPEMENT DES CONDUITES D'ADDUCTION.....</b>	<b>75</b>
<b>V-5-1) Les vannes de sectionnement .....</b>	<b>75</b>
<b>V -5-1- a) Robinet vanne à coin (à opercule).....</b>	<b>75</b>
<b>V-5-1- b) Vannes papillons.....</b>	<b>75</b>
<b>V -5-2) les ventouses .....</b>	<b>76</b>

<b>V -5-2-a)</b> Ventouses manuelles.....	76
<b>V -5-2-b)</b> Ventouses automatiques.....	76
<b>V -5-3 /</b> Les robinets de décharge « vidange ».....	77
<b>V -5-4 /</b> les clapets.....	77
<b>V-6)</b> ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION PAR REFOULEMENT .....	78
<b>V -6-1 /</b> Calcul du diamètre économique.....	78
<b>V -6-2 /</b> Evaluation des frais d'exploitation.....	78
<b>V-6-2-1/</b> La hauteur géométrique.....	79
<b>V-6-2-2/</b> les pertes de charge .....	79
<b>V-6-2-2-a /</b> les pertes de charges linéaires (jl).....	80-81
<b>V-6-2-2-b /</b> Pertes de charge singulières (js).....	82
<b>V-6-2-2 -c /</b> Pertes de charge Totales (jt).....	82
<b>V-6-2-3)</b> Calcul de la hauteur manométrique Totale (Hmt).....	83
<b>V-6-2-4)</b> Calcul de la puissance absorbée par la pompe (P).....	83
<b>V-6-3)</b> Evolution des frais d'amortissement (Fa).....	84
<b>V-6-4)</b> Bilan des frais.....	84
<b>V -7)</b> ETUDE DE L'ADDUCTION GRAVITAIRE.....	85
<b>V-7-1 /</b> Procédé de calcul de diamètre de la conduite .....	85
<b>V- 7-1-a-</b> Calcul de la charge disponible $J_d$ .....	85
<b>V-7-1-b-</b> Calcul de la perte de charge.....	85
<b>V-7-1-c-</b> Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé.....	85
<b>V-7-1-d-</b> Calcul de la pression statique du flotteur.....	86
<b>V-7-2 /</b> La ligne piézométrique.....	86
<b>V-7-2-1 :</b> Cas de la conduite de refoulement .....	87
<b>V-7-2-2 :</b> Cas d'une conduite gravitaire.....	87
<b>V- 8)</b> ETUDE DE L'ADDUCTION.....	88
<b>V-8-1 /</b> Calcul technique du projet .....	88
<b>V-8-1-1)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite refoulement reliant le point de piquage (pk) projeté a une côte 420 m NGA au réservoir de stockage et de transit de la SR1.....	88
<b>V-8-1-2)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR1 au réservoir de stockage d'Ighil Imoula .....	89-90
<b>V-8-1-3)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de la SR1 au réservoir de transit de la SR2 d'Ait Abed .....	91
<b>V-8-1-4)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 au réservoir de stockage et de transit d'Ait Maghzelmal .....	92-93

<b>V-8-1-5)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de stockage et de transit d'Ait Maghzalmal au réservoir de stockage d'Ait Ouali.....	94
<b>V-8-1-6)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de stockage et de transit d'Ait Maghzalmal au réservoir de stockage d'Ait Abed.....	95-96
<b>V-8-1-7)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 au réservoir de transit de la SR3 .....	97
<b>V-8-1-8)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR3 au réservoir de transit de Tizi-Tighilt .....	98-99
<b>V-8-1-9)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de Tizi-Tighilt au point (A).....	100
<b>V-8-1-10)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point (A) au réservoir de Tizgui .....	101-102
<b>V-8-1-11)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point (A) au point (B).....	103
<b>V-8-1-12)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « B » au réservoir de Tighilt Oumezir .....	104-105
<b>V-8-1-13)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « B » au point (C).....	106
<b>V-8-1-14)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « C » au réservoir d'Ait Graiche.....	107-108
<b>V-8-1-15)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « C » au réservoir Taddart Ouffela.....	109
<b>V-8-1-16)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir Taddart Ouffela au réservoir d'Ait Moussa .....	110-111
<b>V-8-1-17)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir Ait Moussa au réservoir d'Ait El Hadj Ali.....	112
<b>V-8-1-18)</b> Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir Taddart Ouffela au réservoir Tassoukit.....	113-114
<b>V-9)</b> Les caractéristiques et les frais occasionnés sont présentés dans un tableau...	115

## **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES**

<b>VI-1)</b> INTRODUCTION.....	116
<b>VI-2)</b> LES DIFFERENTS TYPES DE POSE .....	116
<b>VI-2-1)</b> pose en terre .....	116
<b>VI-2-2)/</b> Pose en mauvais terrain (cas particulier).....	117
<b>VI-2-3)</b> Pose en galerie.....	117
<b>VI-2-4)</b> Traversée des routes.....	118
➤ Des gaines .....	118
➤ Par enrobage dans le béton.....	118
<b>VI-2-5)</b> Traversée des cours d'eau .....	119
<b>VI-2-6)</b> Pose mixte ou Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée) .....	120
<b>VI-2-7)</b> Pose en tranchée .....	120
<b>VI-2-8)</b> Les butées.....	121
<b>VI-3)</b> MISE EN PLACE DES CANALISATIONS .....	122
<b>VI-3-1)</b> Réalisation des fouilles.....	122
<b>VI-3-1-a)</b> Largeur et profondeur de la tranchée .....	122
<b>VI-3-1-b)</b> Lit de pose .....	124
<b>VI-3-2)</b> Préparation de la canalisation.....	125
<b>VI-3-3)</b> Epreuve des joints et des canalisations principales.....	125
<b>VI-3-4)</b> Essai général du réseau.....	126
<b>VI-3-5)</b> Remblaiement de la tranchée.....	126
<b>VI-3-6)</b> Désinfection du réseau.....	128
<b>VI-4)</b> ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX.....	128
<b>VI-4-1)</b> L'Entartrage.....	129
<b>VI-5)</b> MOYENS DE LUTTE CONTRE LA CORROSION.....	129
<b>VI-5-1)</b> Protection externe.....	129
<b>VI-5-1-a)</b> Traitement du milieu.....	129
<b>VI-5-1-b)</b> Protection des conduites avec revêtement bitumeux.....	130
♣ Simple	
♣ Double	
♣ Renforcée	
<b>VI-5-2)</b> Protection contre la corrosion interne.....	130-131

## **CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS**

<b>VII-1)</b> Définition d'un réservoir .....	132
<b>VII-2)</b> Exigences techniques à satisfaire_ .....	132
<b>VII-3)</b> Emplacement des réservoirs.....	132-133
<b>VII-4)</b> Equipements des réservoirs .....	134
<b>VII-4-1)</b> Conduite d'adduction (d'arrivée) .....	134
<b>VII-4-2)</b> Conduite de distribution (départ) .....	135
<b>VII-4-3)</b> Conduite de vidange .....	135
<b>VII-4-4)</b> Conduite de trop-plein .....	135
<b>VII-4-5)</b> Conduite by-pass .....	136
<b>VII-4-6)</b> Matérialisation de la réserve d'incendie .....	136-137
<b>VII-5)</b> CLASSIFICATION DES RESERVOIRS : .....	138
<b>VII-5-1)</b> Classification selon les matériaux de construction .....	138
<b>VII-5-2)</b> Classification selon l'usage des réservoirs .....	138
<b>VII-5-3)</b> Classification selon la forme géométrique .....	138
<b>VII-5-4)</b> Classification selon la situation des lieux .....	138-139
<b>VII-6)</b> HAUTEUR D'EAU (he) .....	140
<b>VII-7)</b> ENTRETIEN DES RESERVOIRS .....	140
<b>VII-8)</b> HYGIENE ET SECURITE .....	140
<b>VII-9)</b> METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS .....	141
<b>VII-9-1)</b> Méthode simplifiée .....	141
<b>VII-9-1-a)</b> Réservoir de stockage .....	141
<b>VII-9-1-b)</b> Réservoir de transit .....	142
<b>VII-9-1-c)</b> Réservoir de transit et de stockage .....	142
<b>VII-9-2)</b> Méthode analytique .....	142
<b>VII-9-3)</b> Méthode graphique .....	143
<b>VII-10)</b> CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :	
<b>VII-10-1)</b> Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage de la SR1 projeté situé à la côte 528 m NGA .....	144-145
<b>VII-10-2)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ighil Imoula projeté situé à la côte 697 m NGA .....	146-147
<b>VII-10-3)</b> Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR2 projeté situé à la côte 502 m NGA pour l'horizon 2044 .....	148
<b>VII-10-4)</b> Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage de Maghzemal à projeté situé à la côte 697 m NGA.....	149-150

<b>VII-10-5)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed projeté situé à la côte 546 m NGA .....	151-152
<b>VII-10-6)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Ouali projeté situé à la côte 650 m NGA .....	153-154
<b>VII-10-7)</b> Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR3 projeté situé à la côte 638 m NGA pour l'horizon 2044 .....	155
<b>VII-10-8)</b> Calcul de la capacité du réservoir de transit de Tizi Tighilt projeté situé à la côte 856 m NGA.....	156
<b>VII-10-9)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tizgui projeté situé à la côte 808 m NGA.....	157-158
<b>VII-10-10)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tighilt Oumezir projeté situé à la côte 811 m NGA.....	159-160
<b>VII-10-11)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Graiche projeté situé à la côte 764 m NGA.....	161-162
<b>VII-10-12)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela à projeté situé à la côte 822 m NGA.....	163-164
<b>VII-10-13)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit d'Ait Moussa à projeté situé à la côte 792 m NGA .....	165-166
<b>VII-10-14)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait El Hadj Ali projeté situé à la côte 644 m NGA.....	167-168
<b>VII-10-15)</b> Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tassoukit à projeté situé à la côte 730 m NGA .....	169-170
<b>VII-11)</b> RECAPITULATIF DES RESERVOIRES A PROJETES .....	171

## **CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES**

<b>VIII-1)</b> DEFINITION.....	172
<b>VIII-2)</b> LES DIFERENTS TYPES DE POMPES .....	172
<b>a)</b> Définition .....	172
<b>b)</b> Constitution .....	172
<b>b-1)</b> D'un distributeur .....	172
<b>b-2)</b> D'une roue (turbine, rotor, mobile) .....	173
<b>b-3)</b> D'un diffuseur .....	173
<b>VIII-3)</b> CLASSIFICATION DES POMPES CENTRIFUGES.....	174
➔ Selon le nombre de cellules.....	174
<b>1)</b> Des pompes monocellulaires .....	174

2) Des pompes multicellulaires.....	175
→ Selon la position de l'axe de rotation.....	176
Axe horizontal .....	176
A axe verticale.....	176
→ Selon le nombre d'entrée.....	176
<b>VIII-4) PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT .....</b>	<b>177-178</b>
<b>VIII-5) CHOIX D'UNE POMPE .....</b>	<b>179</b>
<b>5-1) Courbes caractéristiques des pompes .....</b>	<b>179</b>
<b>5-1-1) La courbes débit-hauteur ou <math>H = f(Q)</math> .....</b>	<b>179</b>
<b>5-1-2) La courbe de rendement <math>\eta = f(Q)</math> .....</b>	<b>179</b>
<b>5-1-3) La courbe de puissance absorbée <math>p = f(Q)</math> .....</b>	<b>180</b>
<b>5-2) Courbe caractéristique d'une conduite .....</b>	<b>180</b>
<b>5-3) Point de fonctionnement .....</b>	<b>181</b>
<b>VIII-6) PRINCIPE DE DETERMINATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT .....</b>	<b>182</b>
<b>6-1) vannage sur la canalisation de refoulement .....</b>	<b>182</b>
<b>6-2) Rognage de la roue.....</b>	<b>182</b>
<b>6-3) réduction du temps de pompage .....</b>	<b>183</b>
<b>VIII-7) POMPES SEMBLABLES .....</b>	<b>183</b>
<b>7-1) Généralités.....</b>	<b>183</b>
<b>7-2) Loi de similitude.....</b>	<b>183</b>
<b>VIII-8) COUPLAGE DES POMPES .....</b>	<b>184</b>
<b>8-1) Couplage en série .....</b>	<b>184</b>
<b>8-2) Couplage en parallèle.....</b>	<b>184</b>
<b>VIII-9) PHENOMENE DE CAVITATION .....</b>	<b>185-187</b>
<b>VIII-10) AMORÇAGE DES POMPES .....</b>	<b>188</b>
<b>10-1) Amorçage des pompes qui à axe horizontal .....</b>	<b>188</b>
<b>10-1-1) Amorçage manuel.....</b>	<b>188</b>
<b>10-1-2) Amorçage sous pression .....</b>	<b>188</b>
<b>10-1-3) Amorçage par pompe à vide .....</b>	<b>189</b>
<b>10-1-4) Amorçage auto-amorçantes .....</b>	<b>189</b>
<b>VIII-11) COMMANDE AUTOMATIQUE DES POMPES CENTRIFUGE .....</b>	<b>189</b>
<b>11-1) Commande par ligne pilote .....</b>	<b>189</b>
<b>11-2) Commande sous ligne pilote .....</b>	<b>189</b>
<b>VIII-12) ETUDE ET CHOIX DES POMPES .....</b>	<b>190</b>
<b>12-1) Élévation de point de picage (PK) vers le réservoir de Tizi Ntleta.....</b>	<b>190</b>
<b>12-1-1) Choix de la pompe.....</b>	<b>190</b>
<b>12-1-2) Caractéristiques de la pompe .....</b>	<b>191</b>

<b>12-1-3)</b> Caractéristiques de la conduite .....	191-196
<b>12-2)</b> Elévation de la station de SR1 vers Ighil Imoula.....	197
<b>12-2-1)</b> Choix de la pompe.....	197
<b>12-2-2)</b> Caractéristiques de la pompe .....	198
<b>12-2-3)</b> Caractéristiques de la conduite .....	198-203
<b>12-3)</b> Elévation de la station de SR2 vers le réservoir Maghzemal.....	204
<b>12-3-1)</b> Choix de la pompe .....	204
<b>12-3-2)</b> Caractéristiques de la pompe .....	205
<b>12-3-3)</b> Caractéristiques de la conduite .....	205-210
<b>12-4)</b> Elévation de la station de reprise SR2 vers SR3 .....	211
<b>12-4-1)</b> Choix de la pompe .....	211
<b>12-4-2)</b> Caractéristiques de la pompe .....	212
<b>12-4-3)</b> Caractéristiques de la conduite .....	212-214
<b>12-5)</b> Elévation de la station de reprise SR3 vers le réservoir de Tizi-Tighilt.....	215
<b>12-5-1)</b> Choix de la pompe .....	215
<b>12-5-2)</b> Caractéristiques de la pompe .....	216
<b>12-5-3)</b> Caractéristiques de la conduite .....	216-219
<b>VIII-13)</b> CONCLUSION .....	220

## **CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE**

### **BELIER**

<b>IX-1)</b> INTRDUCTION.....	221
<b>IX-2)</b> DEFINITION .....	221
<b>IX-2-a)</b> Les causes les plus fréquentes .....	221
<b>IX-2-b)</b> Conséquences du phénomène .....	222
<b>IX -3)</b> ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE .....	222-224
<b>IX-4)</b> CELERITE DES ONDES .....	225
<b>IX-5)</b> CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER .....	226
<b>IX-5-a)</b> Cas de la fermeture brusque $t \leq \frac{2L}{a}$ .....	226
<b>IX-5-2)</b> Cas de fermeture lente.....	226
<b>IX-6)</b> MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER.....	227
<b>a)</b> Vannes à fermeture lente.....	227
<b>b)</b> Volants d'inertie.....	228
<b>c)</b> Cheminées d'équilibre.....	228
<b>d)</b> Soupape de décharge .....	229

<b>e)</b> Clapet anti retours.....	230
<b>f)</b> Le réservoir d'air .....	230
<b>IX-7)</b> PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	232-233
<b>IX-8)</b> CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR.....	234
▪ Méthode de Puech et Meunier .....	234
▪ Méthode de Bergeron .....	234
▪ Méthode de Vibert .....	234
<b>IX-8-1)</b> Calcule simplifié du réservoir d'air.....	235-237
<b>IX-8-1-a)</b> PROTECTION DE LA CONDUITE RELIANT LA (SR2) AU RESERVOIR DE STOCKAGE ET DE TRANSIT DE MAGHZELMAL .....	237
<b>1)</b> Caractéristiques de la conduite.....	237
<b>2)</b> Valeur de la célérité.....	237
<b>3)</b> Valeur du coup de bélier (b) .....	238
<b>4)</b> La valeur maximale de la pression dans la conduite.....	238
<b>5)</b> La valeur minimale de la pression dans la conduite.....	238
Conclusion .....	238

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

Tableau <b>I-1</b> ) : Températures moyennes mensuelles en C° (1996-2012).....	9
Tableau <b>I-2</b> ) : précipitations moyennes mensuelles en (mm) de (1996-2012).....	11
Tableau <b>1-3</b> ) : la répartition de la surface totale.....	13
Tableau <b>1-4</b> ) : productions végétales } .....	14
Tableau <b>1-5</b> ) : productions animales }	

## CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau <b>II-1</b> ) : Estimation de la population de la commune aux différents horizons...17	
Tableau <b>II-2</b> ) : Besoins domestique.....	19
Tableau <b>II-3</b> ) : besoins scolaires.....	20
Tableau <b>II-4</b> ) : besoins sanitaire .....	20
Tableau <b>II-5</b> ) : besoins industriels .....	21
Tableau <b>II-6</b> ) : Besoins du secteur commerciales.....	21
Tableau <b>II-7</b> ) : Besoins socioculturels.....	22
Tableau <b>II-8</b> ) : Besoins municipaux.....	22
Tableau <b>II-9</b> ) : Besoin agricole.....	22
Tableau <b>II-10</b> ) : récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale pour les horizons (2029/2044).....	23
Tableau <b>II-11</b> ) : Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes pour les horizons (2029 et 2044).....	24
Tableau <b>II-12</b> ) : débit maximale et minimale journalière.....	25
Tableau <b>II-13</b> ) : Valeurs du coefficient $\beta$ en fonction du nombre d'habitants.....	26

## CHAPITRE III : LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE

Tableau <b>III-1</b> ): les caractéristiques de la source kebbout.....	29
Tableau <b>III-2</b> ): les ouvrages hydraulique existant (Réservoir).....	30

Tableau <b>III-3)</b> : les caractéristiques du réseau de Chef Lieu (gravitaire) .....	31
Tableau <b>III-4)</b> : les caractéristiques du réseau de Cheurfa (gravitaire) :.....	32
Tableau <b>III-5)</b> : les caractéristiques du réseau_Ait Abdelmoumene (gravitaire).....	33
Tableau <b>III-6)</b> : les caractéristiques du réseau d' Ighil Imoula (refoulement).....	33
Tableau <b>III -7)</b> : Les capacités des réservoirs et les localités à alimenter.....	34
Tableau <b>III -8)</b> : Les caractéristiques de réseau (Tronçon 1).....	35
Tableau <b>III -9)</b> : Les caractéristiques de réseau (Tronçon 2).....	35
Tableau <b>III -10)</b> : Les caractéristique de réseau (Tronçon 3).....	36

## **CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU**

### ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU LA SOURCE KEBBOUT :

Tableau <b>IV-1)</b> : Paramètres physico-chimiques.....	41
Tableau <b>IV-2)</b> : Minéralisation globale.....	41
Tableau <b>IV-3)</b> : Paramètres de pollution.....	42
Tableau <b>IV-4)</b> : Paramètres bactériologiques.....	42
Tableau <b>IV-5)</b> : Eléments Indésirables.....	42

### ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU LA SR1 DE OUADHIA

Tableau <b>IV-6)</b> : Paramètres physico-chimiques.....	43
Tableau <b>IV-7)</b> : Minéralisation globale.....	43
Tableau <b>IV-8)</b> : Paramètres de pollution .....	44
Tableau <b>IV-9)</b> : Paramètres bactériologiques.....	44
Tableau <b>IV-10)</b> : Eléments Indésirables.....	44
Tableau <b>IV-11)</b> : Exigences organoleptiques de La source kebbout.....	46
Tableau <b>IV-12)</b> : Exigences organoleptiques de La SR1(Ouadhias).....	46
Tableau <b>IV-13)</b> : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité .....	49

## **CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDITION**

Tableau <b>V-1)</b> Récapitulation de la nouvelle chaine d'adduction.....	115
---	-----

## **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES**

Tableau **VI-1)** : Temps et dose de désinfection.....12

## **CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS**

**Tableau VII-1)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de TNT.....144

**Tableau VII-2)** : La capacité du réservoir de stockage et de transit de TNT.....145

**Tableau VII-3)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ighil Imoula.....146

**Tableau VII-4)** : La capacité du réservoir de stockage et de transit Ighil Imoula.....147

**Tableau VII-5)** : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR2 (Ait Abid)....148

**Tableau VII-6)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Maghzelmal.....149

**Tableau VII-7)** : La capacité du réservoir de stockage et de transit de Maghzelmal..150

**Tableau VII-8)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed.....151

**Tableau VII-9)** : La capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed.....152

**Tableau VII-10)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Ouali.....153

**Tableau VII-11)** : Détermination de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Ouali...154

**Tableau VII-12)** : Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR3 projeté situé à la côte 638 m NGA .....155

**Tableau VII-13)** : Calcul de la capacité du réservoir de transit de Tizi Tighilt.....156

**Tableau VII-14)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tizgui.....157

**Tableau VII-15)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage Tizgui.....158

**Tableau VII-16)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tighilt Oumezir.....159

**Tableau VII-17)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage Tighilt Oumezir projeté à la côte 811 m NGA.....160

**Tableau VII-18)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Graiche.....161

**Tableau VII-19)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Graiche projeté à la côte 764 m NGA.....162

**Tableau VII-20)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela.....163

**Tableau VII-21)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela.....164

<b>Tableau VII-22)</b> : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit d'Ait Moussa à projeté situé à la côte 792 m NGA.....	165
<b>Tableau VII-23)</b> : Détermination de la capacité du réservoir de stockage et de transit d'Ait Moussa.....	166
<b>Tableau VII-24)</b> : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait El Hadj Ali.....	167
<b>Tableau VII-25)</b> : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait El Hadj Ali.....	168
<b>Tableau VII-26)</b> : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tassoukit.....	169
<b>Tableau VII-27)</b> : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tassoukit.....	170
<b>Tableau VII-28)</b> : Récapitulatif des réservoirs a projetés.....	171

## **CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES**

<b>Tableau VIII-1)</b> : Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 125 / 2C.....	192
<b>Tableau VIII-2)</b> : Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 100 / 10B.....	199
<b>Tableau VIII-3)</b> : Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 100 / 11A.....	206
<b>Tableau VIII-4)</b> : récapitulatif des caractéristiques de la pompe (PM 125 / 5A) et la conduite .....	212
<b>Tableau VIII-5)</b> : récapitulatif des caractéristiques de la pompe (PM 125 / 8 A) et la conduite .....	216
<b>Tableau VIII-6)</b> : Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes.....	219

## **CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE**

### **BELIER**

<b>Tableau IX-1)</b> : Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite.....	226
---	-----

# Listes des figures

---

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE**

Figure <b>I-1(a)</b> : Situation géographique de la commune de TIZI N'TLETA.....	2
Figure <b>I-1(b)</b> : Carte géographique de la willaya de TIZI-OUZOU.....	3
Figure <b>I-2</b> : Situation de la zone d'étude (carte topographique à échelle 1/50000.....	4
Figure <b>I-3</b> : Géologie de la région de Tizi N'Tleta.....	6
Figure <b>I-4</b> : Evaluation des températures moyennes mensuelles (1996 -2012).....	10
Figure <b>I-5</b> : Evaluation des pluviométries moyennes mensuelles de (1996-2012).....	12
Figure <b>I-6</b> : Diagramme ombrothermique de Gausson.....	13

## **CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

Figure <b>II-1</b> : Estimation de la population de la commune aux différents horizons.....	17
Figure <b>II-2</b> : Evolution des besoins ( $m^3/j$ ) en eau domestique à moyen et à long terme des différents village de Tizi N'tleta.....	19

## **CHAPITRE III : LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE**

### **CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU**

Figure <b>IV-1</b> ): Des molécules d'eau, $H_2O$ .....	40
Figure <b>IV-2</b> ): Une eau potable.....	40
Figure <b>IV-3</b> ): Les analyses de l'eau brute.....	40
Figure <b>IV-4</b> ): Le pH qui mesure évalue l'acide ou l'alcalinité (ou basique).....	48
Figure <b>IV-5</b> ): le calcium cause des dépôts dans les canalisations.....	55
Figure <b>IV-6</b> ): Quelques bactéries existe dans les prélèvements d'eau brute.....	63

## **CHAPITRE V : ETUDE DE L'ADDITION**

Figure <b>V-1)</b> : Marquage des tuyaux en PEHD.....	68
Figure <b>V-2)</b> : Bout à bout.....	70
Figure <b>V-3)</b> : Accessoire électro-soudage.....	71
Figure <b>V-4)</b> : Assemblage par électro-soudage.....	71
Figure <b>V-5)</b> : Raccordement par accessoires à compression.....	72
✂ Raccord à serrage plastique.....	73
✂ Raccord à serrage laiton.....	74
Figure <b>V-6)</b> : vannes à opercule.....	75
Figure <b>V-7)</b> : vannes papillons.....	75
Figure <b>V-8)</b> : Ventouses manuelles.....	76
Figure <b>V-9)</b> : Ventouses automatiques.....	77
Figure <b>V-10)</b> : Clapet à double battant et à simple battant.....	77
Figure <b>V-11)</b> : Refoulement avec une seule conduite.....	87
Figure <b>V-12)</b> : Caractéristiques d'une conduite de refoulement.....	87
Figure <b>V-13)</b> : Adduction gravitaire avec une seule conduite.....	87
Figure <b>V-14)</b> : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire.....	87

## **CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES**

Figure <b>VI-1)</b> : pose des conduites en terre.....	116
Figure <b>VI-2)</b> : Pose de conduite en mauvais terrain.....	117
Figure <b>VI-3)</b> : Pose des conduites en galerie.....	117
Figure <b>VI-4-a)</b> : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	118
Figure <b>VI-4-b)</b> : Traversée d'une route au moyen enrobage dans le béton.....	118
Figure <b>VI-5-1)</b> : Traversée d'un cours d'eau.....	119
Figure <b>VI-6)</b> : Pose approximée d'un cours d'eau usée.....	120
Figure <b>VI-7)</b> : Largeur de la tranchée.....	120
Figure <b>VI-8)</b> : Les butées.....	121
Figure <b>VI-9)</b> : Réalisation des fouilles.....	122
Figure <b>VI-10)</b> : Dimension de la tranchée.....	123
Figure <b>VI-11)</b> : La profondeur de la fouille.....	124
Figure <b>VI-12)</b> : Lit de pose de conduite.....	125
Figure <b>VI-13)</b> : Remblayage de la fouille.....	127
Figure <b>VI-14)</b> : Protection de la conduite.....	127
Figure <b>VI-15)</b> : L'entartrage.....	129
Figure <b>VI-16)</b> : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.....	130

## **CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS**

Figure <b>VII-1)</b> : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération.....	133
Figure <b>VII-2)</b> : Emplacement du réservoir en altitude.....	133
Figure <b>VII-3)</b> : La conduite d'adduction (d'arrivée).....	134
Figure <b>VII-4)</b> : La conduite de la distribution et de vidange.....	135
Figure <b>VII-5)</b> : La conduite de by-pass.....	136
Figure <b>VII-6)</b> : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	137
Figure <b>VII-7)</b> : Réservoir circulaire posé au sol.....	139
Figure <b>VII-8)</b> : Réservoir Surélevé ou sur tour (château d'eau).....	139

## **CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES**

Figure <b>VIII-1)</b> : Constitution d'une pompe centrifuge.....	173
Figure <b>VIII-2)</b> : Pompe monocellulaire à axe horizontal.....	174
Figure <b>VIII-3)</b> : Pompe multicellulaire à axe vertical (groupe électropompes immergé).....	175
Figure <b>VIII-4)</b> : Pompes axiale et radiale.....	176
Figure <b>VIII-5)</b> : Classification des pompes.....	177
Figure <b>VIII-6)</b> : Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	178
Figure <b>VIII-7)</b> : Différents types de rotors.....	178
Figure <b>VIII-8)</b> : courbes caractéristiques des pompes.....	180
Figure <b>VIII-9)</b> : point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite.....	182
Figure <b>VIII-10)</b> : Couplage en série.....	184
Figure <b>VIII-11)</b> : Couplage en parallèle.....	185
Figure <b>VIII-12)</b> : La cavitation est une formation des bulles de vapeur due à une baisse de pression.....	186
Figure <b>VIII-13)</b> : photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.....	186
Figure <b>VIII-14)</b> : graphe des courbes NPSH.....	188
Figure <b>VIII-15)</b> : Courbe caractéristique de la pompe PM 125 / 2C.....	191
Figure <b>VIII-16)</b> : Détermination de point de fonctionnement (Pompe de type FM 125 / 2C).....	196

Figure <b>VIII-17)</b> : Courbe caractéristique de la pompe PM 100 / 10B.....	198
Figure <b>VIII-18)</b> : Détermination de point de fonctionnement (Pompe de type FM 100 / 10 B).....	203
Figure <b>VIII-19)</b> : Courbe caractéristique de la pompe PM 100 / 11A.....	205
Figure <b>VIII-20)</b> : Détermination de point de fonctionnement (Pompe de type FM 100 / 11 A).....	210
Figure <b>VIII-21)</b> : Courbe caractéristique de la pompe PM 125 / 5A.....	211
Figure <b>VIII-22)</b> : Détermination de point de fonctionnement (Pompe de type FM 125 / 5A).....	214
Figure <b>VIII-23)</b> : Courbe caractéristique de la pompe PM 125 / 8 A.....	215
Figure <b>VIII-24)</b> : Détermination de point de fonctionnement (Pompe de type FM 125 / 8A).....	218

## **CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

Figure <b>IX -1)</b> : le coup de bélier.....	221
Figure <b>IX -2)</b> : Conséquences du phénomène.....	222
Figure <b>IX-3)</b> : Représentation de la phase 1 du phénomène ( $0 < t < T$ ).....	223
Figure <b>IX-4)</b> : Représentation de la phase 2 du phénomène ( $T < t < 2T$ ).....	223
Figure <b>IX-5)</b> : Représentation de la phase 3 du phénomène ( $2T < t < 3T$ ).....	224
Figure <b>IX-6)</b> : Représentation de la phase 4 du phénomène ( $3T < t < 4T$ ).....	225
Figure <b>IX-7)</b> : Les différentes cheminées d'équilibres.....	228
Figure <b>IX-8)</b> : Les cheminées d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	229
Figure <b>IX-9)</b> : Les différentes formes de réservoirs anti-bélier.....	229
Figure <b>IX-10-a)</b> : Le réservoir d'air anti-bélier.....	231
Figure <b>IX-10-b)</b> : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air l'anti-bélier.....	232
Figure <b>IX-10-c)</b> : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti-bélier.....	233
Figure <b>IX-11)</b> : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	233
Figure <b>IX-12)</b> : Remplissage du réservoir anti-bélier.....	234

# LISTE DES ABREVIATIONS

---

**TNT** : Tizi N'tleta.

**ADE** : Algérienne des eaux.

**ACL**: Agglomération Chef-Lieu.

**AEP** : Alimentation en Eau Potable.

**APC** : Assemblée Populaire Communale.

**C<sub>R</sub>** : Côte Radier.

**C<sub>TN</sub>** : Côte terrain naturel.

**C<sub>TP</sub>** : Côte Trop Plein.

**Ø**: Diamètre.

**DHW** : Direction d'Hydraulique de Wilaya.

**D<sub>N</sub>** : Diamètre Nominal.

**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur.

**D<sub>ext</sub>**: Diamètre extérieur.

**D<sub>ec</sub>** : Diamètre économique.

**ha** : hectare

**Hg** : Hauteur géométrique.

**Hmt** : Hauteur manométrique totale.

**Max** : Maximum.

**Min** : Minimum.

**Moy** : Moyenne.

**NGA** : Nivellement générale Algérien.

**NPSH** : Charge nette d'aspiration.

**NPSHd** : Charge nette d'aspiration Disponible.

**NPSHr** : Charge nette d'aspiration Requise.

**ONM** : Office National de la Météorologie.

**PDAU** : plan D'aménagement et d'Urbanisme.

**PE** : Polyéthylène.

**PEBD** : Polyéthylène à Basse Densité.

**PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.

**PP** : Point de Piquage.

**PN** : Pression nominale.

**PVC** : Chlorure de polyvinyle.

**R** : Réservoir.

**RGPH** : Recensement générale de la population et de l'habitat.

**RN** : Route Nationale.

**SR** : Surface agricole Utile.

**SP** : Station de Pompage.

**SR** : Station de Reprise.

**μS/cm** : Micro Siemens par Centimètre.

**TA** : Titre Alcalimétrique.

**TAC** : Titre Alcalimétrique Complet.

**TDS** : Taux de Matières Dissoutes.

**TH** : Titre Hydrotimétrique.

**Q** : débit.

**OMS** : Organisation Mondiale de la Santé.

**RS** : Réservoir de Stockage.

**RST** : Réservoir de stockage et de transit

**S** : Section.

# Introduction

Depuis l'antiquité, l'eau s'est toujours, imposée comme un catalyseur dans les différents domaines et l'homme lutte sans cesse pour acquérir ce facteur principal du développement de toute civilisation.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de Tizi-Ouzou , les responsables concernés sont appelés à renforcer les parties Nord, Est ,Ouest et la proche périphérie de la partie sud à partir du barrage de Taksebt et un autre transfert provenant du barrage Koudiat Acerdoune interviendra au profit de la partie Sud Ouest de la wilaya .

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail dont l'objet est l'étude d'un réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tizi N'Tleta, pour être à même de répondre confortablement à la demande projetée à l'horizon 2044.

Notre région d'étude est raccordée actuellement sur le réseau existant alimentant l'ensemble des villages de cette commune d'une part à partir des deux réservoirs de Djouad (Béni Douala) avec un débit de 12 l/s et d'autre part à partir de la source Kebout avec un débit de 6 l/s.

L'évaluation des besoins en eau de consommation de la région d'étude indique qu'un débit global d'eau estimé à 83,88 l/s sera nécessaire afin de répondre aux besoins de la population estimée à 24037 habitants à long terme.

A la lecture de ces chiffres, nous avons tiré que les ressources mobilisées actuellement sont insignifiantes par rapport aux besoins maximum à long terme.

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable directe de cette région en déconnectant les ressources actuelles de la nouvelle chaîne à partir du barrage Koudiet Acerdoune situé dans la wilaya de Bouira.



# Chapitre I

## Présentation de la région d'étude

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

---

## **CHAPITRE I**

### **PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE**

#### **I-1) INTRODUCTION :**

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de présenter la zone d'étude qui est la commune de tizi-N'tleta. l'étude du site est très importante pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Une étude regroupant l'analyse de plusieurs paramètres physiques (Situation géographique, topographique, Hydraulique, climatiques ...) et socio-économique (l'emploi, répartition de la population par secteur d'activité économique, Ressources de la commune...) est nécessaire.

#### **I-2) SITUATION GEOGRAPHIQUE :**

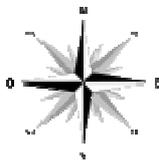
La commune de TIZI N' TLETA est issue du découpage administratif de 1984 elle fait partie de la Daïra de OUADHIAS, wilaya de Tizi-Ouzou en Kabylie (Algérie).

La commune de Tizi N'Tleta est située à **03 Km** à Ouest de la daïra de Ouadhias ; elle se trouve à **36 Km** du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou, sa superficie est de **26,9 Km<sup>2</sup>** (2690 ha). La population est estimée à 16657 habitants en 2014 avec une densité de **619,22 habitants / km<sup>2</sup>**.

Tizi N'Tleta fait partie des quatre (04) communes de la diara des ouadhias. Elle est délimitée :

- Au Nord par la commune de Béni-Douala ;
- A l'est par la commune des ouadhias ;
- A l'ouest par la commune de Mechtras, Aissi Youcef et Souk El thnine ;
- Au Sud par la commune d'Ait-Bouaddou.

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

<u>Souk El Thenine</u>	<u>Beni Douala</u>	
<u>Mechtras</u>		<u>Ouadhia</u>
<u>Assi Youcef</u>	<u>Aït Bouaddou</u>	

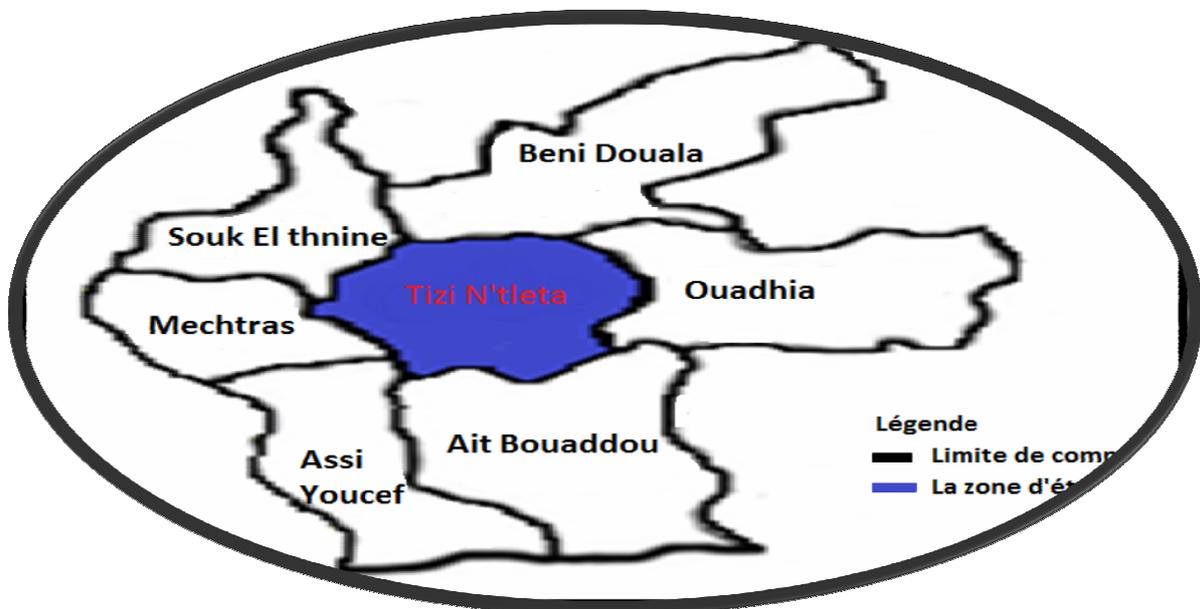
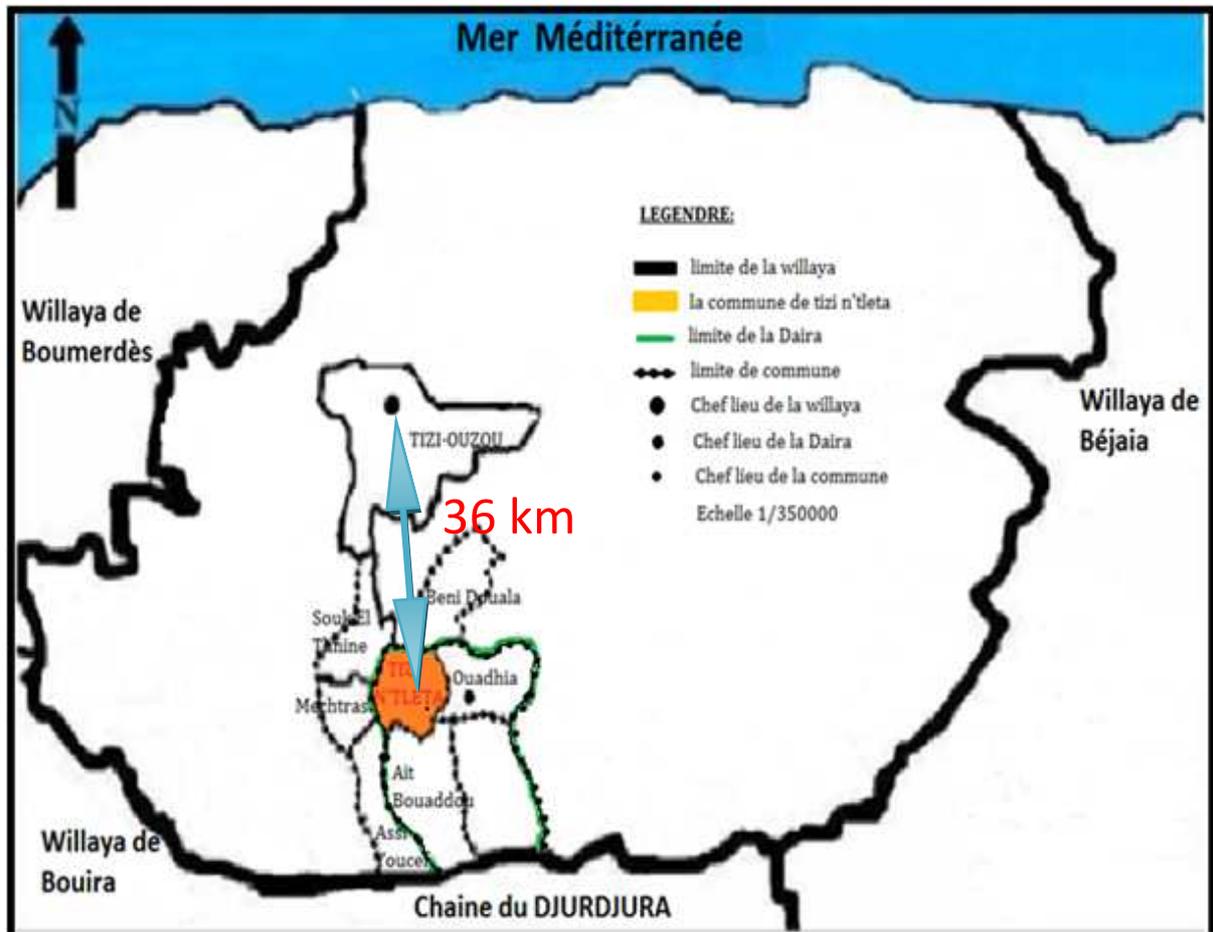


Figure I-1 (a) : Situation géographique de la commune de TIZI N'TLETA

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I-1 (b) : Carte géographique de la willaya de TIZI-OUZOU



## I-3 ) HISTAURIQUE :

Avant 1947, Tizi N'Tleta s'appelait Douar Acif Boulma administrée par la commune mixte de Draa-El-Mizan.

Elle a existé en temps, que « centre municipal » de janvier 1947 à janvier 1956. Et comme « commune » de janvier 1956 à janvier 1963.

En fin, Tizi N'Tleta a fonctionné en tant qu'antenne A.P.C, rattachée à la commune des Ouadhias, et ce de juillet 1963.

La nouvelle loi du 01/02/1984 portant la réorganisation territoriale a rétabli la légitimité de la commune de Tizi N'Tleta en lui rattachant le village Ait Abdlemouméne , lequel dépendait du Douar Beni Aissi et ce , à partir e 1985.

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

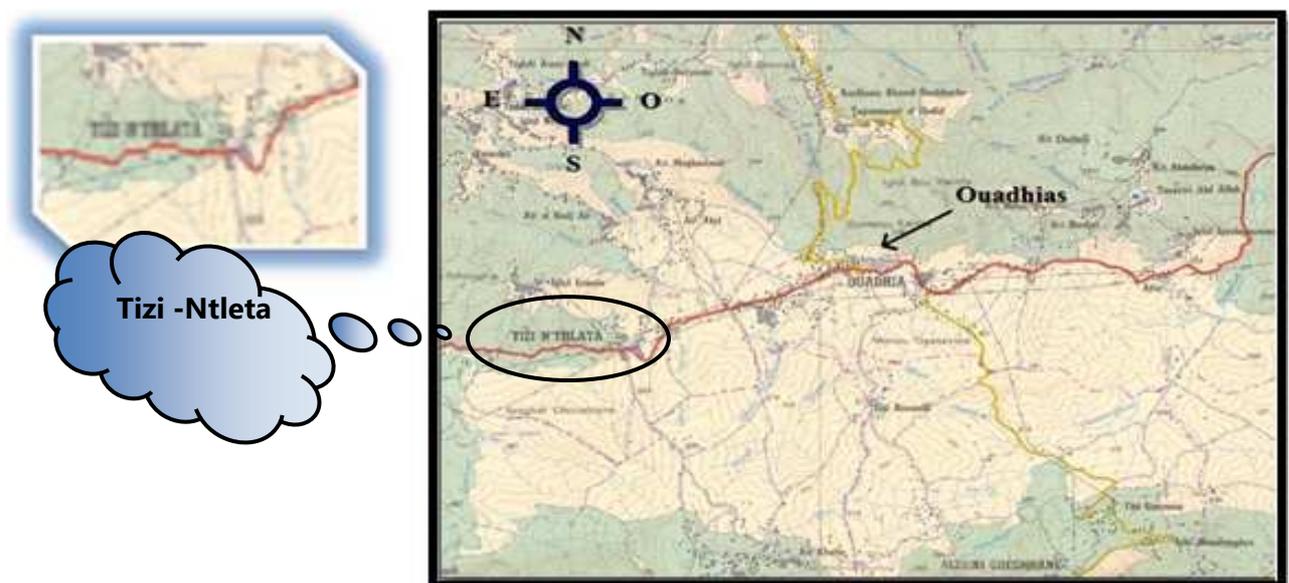
## I -4) LA CONSISTANCE TERRITORIALE DE LA COMMUNE :

La structure de la commune de Tizi-N'tleta est présentée comme suit :

- Agglomération chef lieu (A C L) : Tizi-N'tleta
- Agglomération secondaires : cheurfa, Ighil Imoula , Ait Abdelmouméne, Ait-el-hadj ali, Acif boulma , Tharza athmane .
- zones éparses.

## I-5) SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

Dans l'ensemble le relief de la commune de Tizi N'Tleta est accidenté, les plaines occupent uniquement **25%** de la surface totale, les piémonts occupent **75%** de la surface. Le chef lieu constitue en fait, le contact entre la zone de moyennes montagnes au Nord et la zone vallée au centre, l'altitude varie entre 400 et 900m NGA.



**Figure I-2) : Situation de la zone d'étude (carte topographique à échelle 1/50000**

On ce qui concerne les pentes, on peut relever trois catégories de pentes :

- **Pentes faibles** : Elles varient entre **0-08 %**, occupent toute la partie sud du territoire communale.
- **Pentes moyennes** : Elles varient entre **08 – 25 %**, occupent la partie centre sur la vaste surface.

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

---

- **Pentes fortes** : Elles dépassent + **25 %**, elle occupe la partie Nord et Nord-est du territoire communale.

## **I-6) SITUATION GEOLOGIQUE :**

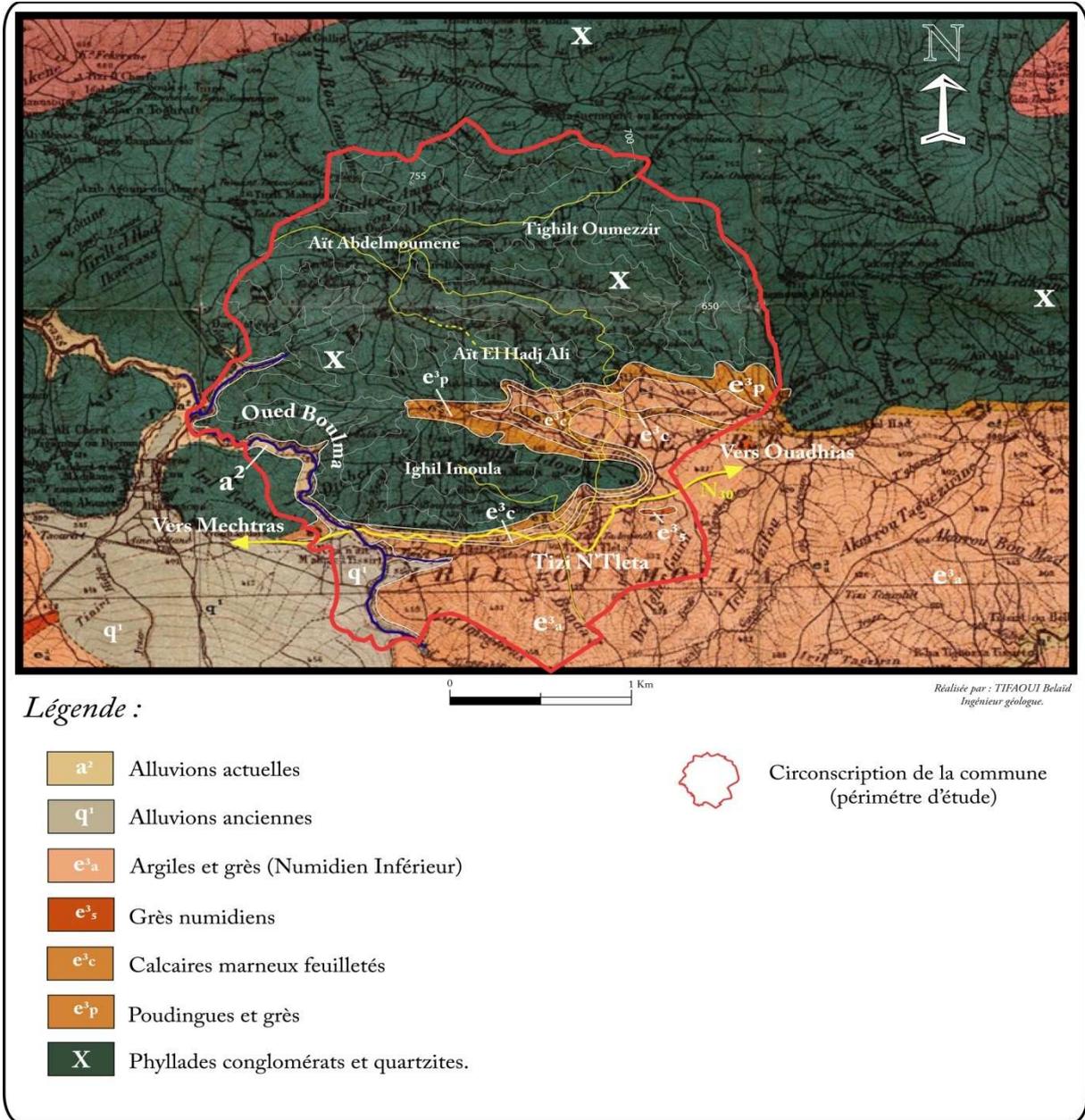
La commune de Tizi N'Tléta dont les altitudes varient entre 400 et 800 m, se situe au Nord de la chaîne calcaire du Djurdjura. Elle se caractérise dans sa majeure partie, environ 80% de sa surface totale, par des pentes très raides (> **25%**) surtout au Nord, donnant lieu à des reliefs très accidentés. Quant au restant de la commune, environ 20% de sa surface totale, on y trouve des plaines qui s'étalent du Nord de l'ACL de Tizi N'Tléta jusqu'à la limite sud.

Sur le plan géologique, la commune de Tizi N'Tléta est constituée par des terrains variés. On y trouve des terrains métamorphiques anciens qui couvrent la majeure partie de la surface d'étude, ils sont représentés par des phyllades conglomérats et quartzites. Les terrains restants sont constitués par des formations sédimentaires plus récentes qu'on retrouve plus particulièrement au Sud et au Sud-est de la commune ainsi qu'aux voisinages d'Oued Boulma. Ces formations sédimentaires, s'étendent du centre de la commune vers l'Est puis vers le Sud en contournant le village d'Ighil Imoula et en couvrant le Chef-lieu (le village Tizi N'Tléta) jusqu'à la limite Sud de la commune. Elles sont représentées en grande partie par une formation marneuse légèrement schisteuse au sommet, contenant parfois des blocs gréseux et recouverte par une couche argileuse (photos 1 et 2). D'après la carte géologique de Draa-El-Mizan au 1/50.000<sup>e</sup> (feuille n°44, E. FICHEUR, 1906), d'où la carte ci-après a été extraite, c'est la formation d'argiles et grès ( $e^3_a$ ) du Numidien inférieur qui appartient à la partie Est de la dépression de Draa-El-Mizan.

Dans la partie Nord de cette formation, on y retrouve intercalée la formation des calcaires grès-marneux feuilletés ( $e^3_c$ ) allongées d'Est en Ouest (photo 3). L'extrémité Nord de ces formations sédimentaires est marquée par les poudingues et grès (photo 4) de numidien inférieur ( $e^3_p$ ). Enfin, on remarque une présence d'alluvions actuelles ( $a^2$ ) le long d'Oued Boulma et d'alluvions anciennes ( $q^1$ )

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

déposées par celui-ci dans un Quaternaire plus ancien au Sud-Ouest de la région d'étude, du côté Ouest du lit actuel de l'oued.



(Extrait de la carte géologique de Draa El Mizan 1/50 000<sup>e</sup>, Feuille n°44, FICHEUR, 1906)

**Figure I-3) : Géologie de la région de Tizi N'Tleta**

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude



Couverture d'argiles grège  
légèrement schisteuses

Marnes peu schisteuses  
bleues grisâtres



Couverture argileuse

Bloc de grès métrique

Marnes altérées

**Photos 1 et 2 :** Argiles (marneuses) et grès du Numidien inférieur ( $e^3_a$ ).



Calcaires grés-marneux  
feuilletés beiges

**Photo 3 :** Calcaires grés-marneux feuilletés ( $e^3_c$ ).

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Le reste de la commune est constituée par des terrains métamorphiques azoïques (X) de l'épizone, qui est le siège d'un métamorphisme à température modérée. C'est le métamorphisme d'une argile après un long processus sous l'action de la pression et de la température qui finit par créer un feuilletage régulier en plans parallèles aboutissant à la formation de Phyllades et Quartzo-phyllades (photo 5), qui sont des roches proches de l'ardoise et dont le type de schistosité concernant toute la masse de la roche est dite pénétrative. On note aussi la présence parfois de conglomérats au sein de cette vaste étendue de roches.



Photo 5 : Phyllades (X).



Photo 6 : Limite entre les formations sédimentaires et les formations métamorphiques.

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

## I -7) SITUATION CLIMATIQUE :

Le climat de la région d'étude peut être assimilé à un climat de régime méditerranéen avec des étés chauds et secs et des hivers humides et frais .

(voir la **figure I-6**)

Les variations climatiques sont dues à la présence des montagnes environnantes (Djurdjura et mer méditerranée au Nord).

### **I-7-1) La température :**

Les températures moyennes mensuelles de la région de Tizi N' Tleta (1996-2012) recueillies auprès de l'**O.N.M** (Office National de la Météorologie) de la station de Boukhalfa Tizi-Ouzou, sont indiquées dans le tableau I.1 suivant.

**Tableau I-1) : Températures moyennes mensuelles en C° (1996-2012)**

Année	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	Total
1996	21,6	16,9	14,8	12,3	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	210,9
1997	24,9	20,1	15,1	11,6	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25	26,4	27,6	224,2
1998	24,6	17,4	13,7	9,8	10,6	11,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	213,5
1999	25,4	22,4	13,4	10,5	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	223,5
2000	24,9	18,5	14,6	12,1	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	225,9
2001	24,7	23	14	9,2	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	227,8
2002	29,9	20,2	15,2	12,9	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	227,2
2003	23,9	20,4	15,7	10,6	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	223,5
2004	22,5	25,2	13,3	11,5	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	217,5
2005	23,2	20,5	13	10,6	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	211,7
2006	23,9	22,3	17,3	12,1	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	229,5
2007	23,7	19,4	13,6	10,6	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	218,1
2008	24,4	19,8	13,5	13,1	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	221,7
2009	22,7	19,2	15,3	15,8	10,8	10,4	12,7	14,0	21	25,2	29,6	28,0	371,7
2010	23,6	19,2	14,3	11,2	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	206,5
2011	24,7	19,7	15,7	13	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	223,7
2012	24,4	20,8	16,2	12	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	222,8
<b>Moy</b>	<b>24</b>	<b>20,3</b>	<b>14,6</b>	<b>12</b>	<b>10,4</b>	<b>10,7</b>	<b>13,5</b>	<b>15</b>	<b>19,6</b>	<b>24,6</b>	<b>27,8</b>	<b>26,3</b>	<b>178</b>

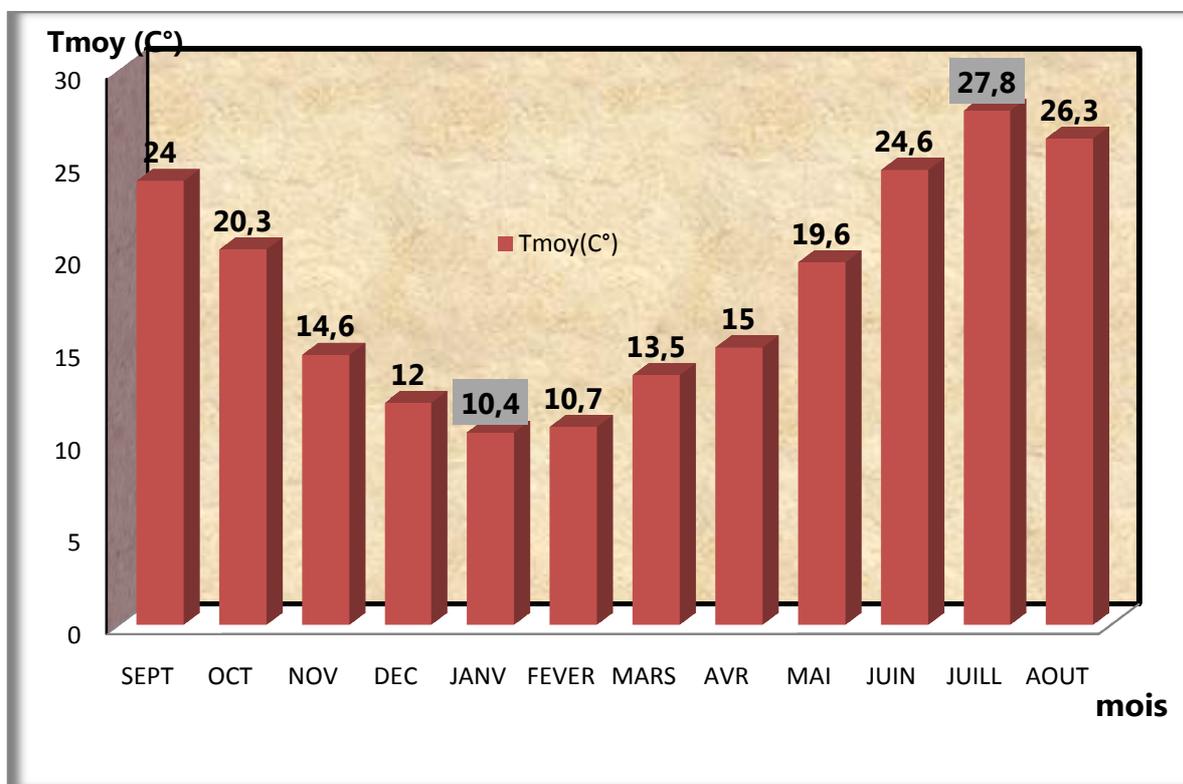
Source : O.N.M de Boukhalfa.

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

la région de Tizi-Ntlata est caractérisée par des températures variables.

- Les mois les plus froids sont : décembre, janvier et février avec une température de : **10.4°c** .
- Les mois les plus chauds sont : juillet, aout quand la température maximale est de **27,8°c** .

Figure I-4) Evaluation des températures moyennes mensuelles ( 1996 -2012)



## I-7-2) la pluviométrie :

La précipitation est un facteur climatique essentiel ; qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides. (Voir Tableau I.2), donc la commune de Tizi N'tlata influencée beaucoup plus par le climat du Djurdjura.

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

**Tableau I-2) : précipitations moyennes mensuelles en (mm) de (1996-2012)**

Année	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEVR	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	TOTAL
1996	37,70	102,30	64,80	76,40	155,40	219,00	63,20	157,60	55,10	22,40	8,60	7,80	970,3
1997	42,30	89,40	202,70	153,90	51,20	15,70	24,70	78,80	27,50	3,70	0,80	16,60	707,3
1998	34,80	87,10	132,70	92,90	49,80	163,60	64,90	98,50	231,80	1,00	0	2,80	950,9
1999	32,60	15,40	149,00	219,20	122,90	92,60	75,30	19,60	40,50	1,30	0	2,30	770,7
2000	5,30	51,50	78,40	68,00	20,50	5,10	6,50	38,30	56,60	6,40	0	0,20	336,8
2001	35,40	8,60	5,20	63,20	231,60	73,70	4,00	41,20	45,80	0	0	2,10	510,84
2002	31,00	39,20	271,90	286,10	76,20	33,00	47,10	53,80	46,10	1,70	2,50	20,60	909,24
2003	21,30	67,70	78,00	166,90	303,50	106,00	59,30	128,60	34,30	1,20	3,20	3,30	973,32
2004	36,90	36,40	106,90	197,40	127,70	52,20	104,00	86,40	146,10	4,70	0	10,20	908,88
2005	20,00	57,50	72,20	87,20	148,70	37,50	30,30	68,50	1,50	0,10	0,60	1,70	525,84
2006	36,50	18,60	7,30	170,50	142,50	169,40	35,00	20,20	78,10	5,60	2,40	2,70	688,8
2007	56,90	210,40	257,80	89,20	8,40	63,40	284,60	201,50	23,80	14,90	11,30	1,80	1224
2008	34,60	66,10	190,30	115,40	8,70	11,80	88,10	32,30	96,80	14,00	7,20	0	665,28
2009	169,80	40,40	116,50	140,30	221,00	42,40	92,0	132,60	69,10	0	2,60	7,30	942
2010	25,40	113,40	143,50	46,10	82,40	61,10	97,40	93,60	59,30	27,60	1,80	25,90	777,48
2011	7,50	34,10	156,40	86,90	90,90	146,90	99,90	106,50	153,10	41,00	1,70	0,20	925,08
2012	10,90	96,30	68,70	0,00	69,50	269,50	97,80	146,80	40,20	1,10	0	6,40	807,24
<b>Moy.</b>	<b>37,58</b>	<b>66,73</b>	<b>123,66</b>	<b>121,15</b>	<b>112,41</b>	<b>91,94</b>	<b>69,54</b>	<b>88,52</b>	<b>70,92</b>	<b>8,63</b>	<b>2,51</b>	<b>6,58</b>	<b>800,16</b>

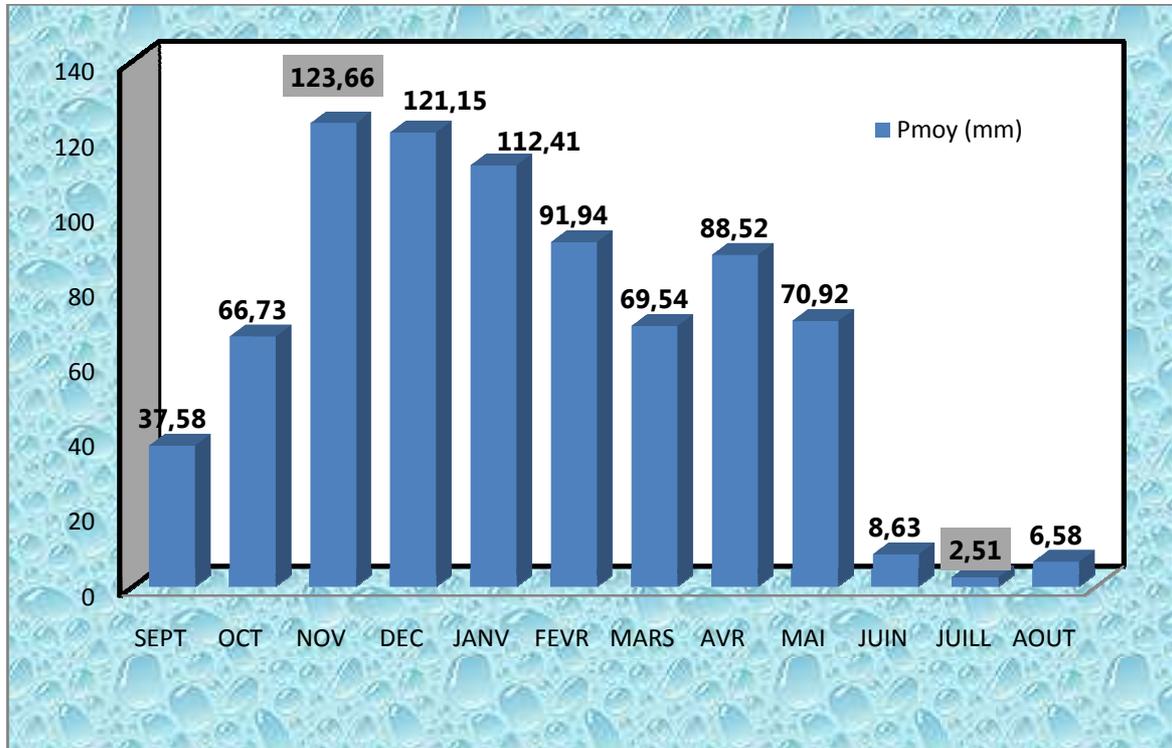
*Source : ANRH de Tizi-Ouzou*

❖ La quantité interannuelle des précipitations atmosphériques dans la région d'étude est en moyenne de la somme des **Moy<sub>i</sub> = 800,16 mm /an** (pour la période : 1996-2012) .

- ❖ Cette région est fortement arrosée en novembre ,décembre et janvier avec un maximum de **123,66 mm** au mois de novembre.
- ❖ Les précipitations diminuent à partir du mois de février pour atteindre un minimum (**2,51mm**) au mois de juillet .

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I-5) Evaluation des pluviométries moyennes mensuelles de 1996-2012



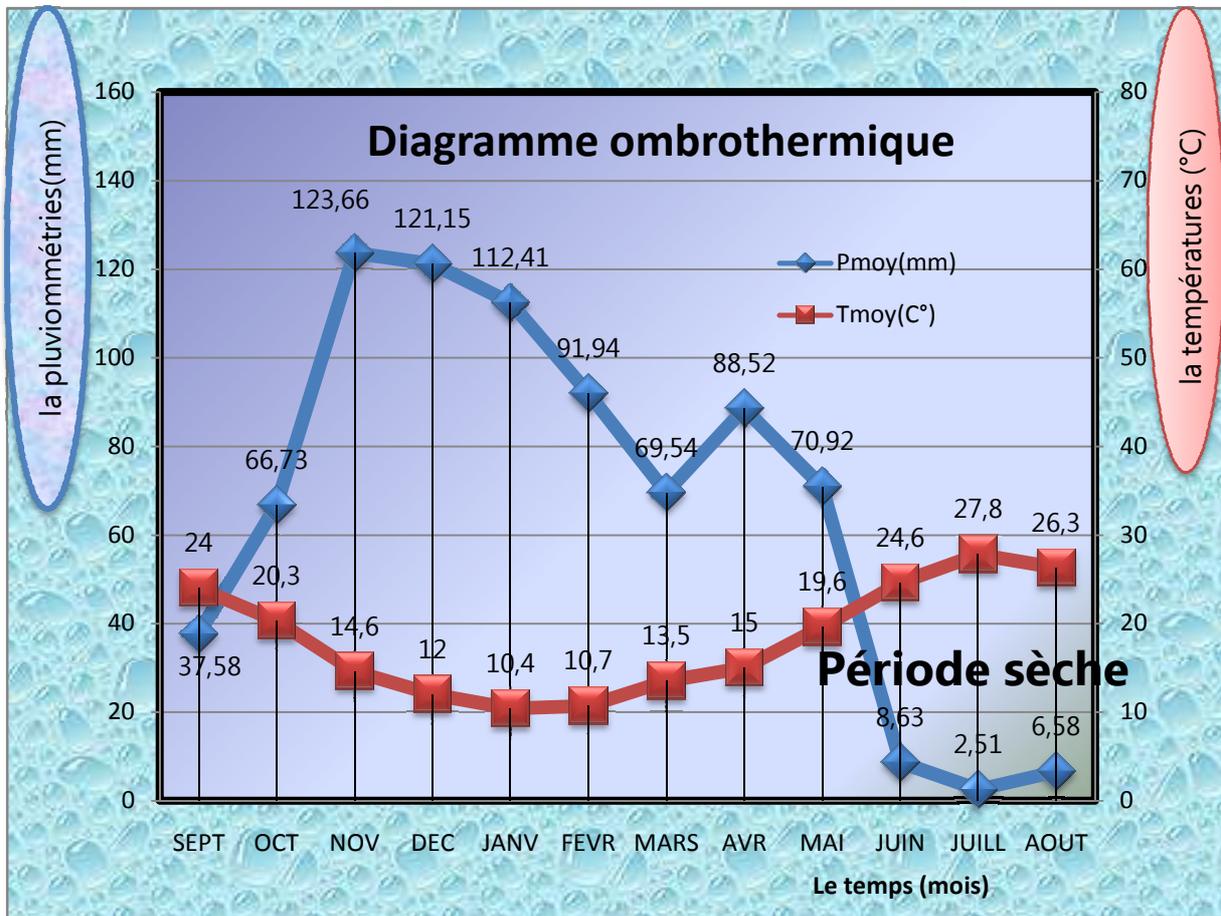
### I-7-3 ) Diagramme ombrothermique : $p=f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1953) nous permet de caractériser l'intensité et l'importance de la période sèche. En abscisses sont portés les mois successifs de l'année et en ordonnées, Sur l'axe des ordonné sont portés les précipitations (p) en (mm) et les températures (T) en (C°), respectivement à droite et à gauche, de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures :  $P=2T$ .

La saison sèche se détermine quand la courbe (p) est au-dessous de la courbe (T).

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I-6 ): Diagramme ombrothermique de Gausсен



Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente de **Juin** jusqu'à **Aout**.

## I-8) AGRICULTURE :

Tableau 1-3) : la répartition de la surface totale :

Superficie agricole			Unité dont irriguée (ha)	Autre terres				Superficie total (ha)
Terre nues (ha)	Plantation (ha)	Total (ha)		Pacage et parcours (ha)	Bois forets	Terres improductives plantation (ha)	Terres improductives non affectée(h)	
1006,05	471,2	1477,25	19	62,75	700	50	400	2690

Source :APC de Tizi N'Tleta

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

- ♣ La surface agricole utile représente **1477,25ha** soit **54,92%** de la surface totale de la commune .

$$2690 \text{ ha} \longrightarrow 100 \%$$

$$1477,25 \text{ ha} \longrightarrow x \%$$

$$x\% = \frac{1477,25 \times 100\%}{2690} = \mathbf{54,92\%}$$

- ♣ La superficie irriguée est de **19ha** soit de **1,28** de la surface totale agricole.

$$1477,25 \longrightarrow 100 \%$$

$$19 \longrightarrow x \%$$

$$x\% = \frac{19 \times 100\%}{1477,2} = \mathbf{1,28\%}$$

### I-9) PRODUCTION VEGETALE :

**Tableau 1-4) : productions végétales :**

céréales (ha)	légumes secs (ha)	fourrages (ha)	jachère non travaillée	maraichages	olives	arboriculture			vigne(ha)
						noyaux pépins	rustiques	agrumes	
7	1	23	926,05	29	328,55	54	82,75	3,5	3

Source : APC de Tizi N'Tleta

Les productions culturales sont liées à la topographie, on constate que la commune de Tizi-Tleta est à vocation arboricole en particulier (**12,30%** de la surface totale de la commune soit de **328,30ha**).

Concernant lé. Statut juridique des terrains, la majorité des terres appartiennent aux privés .Les exploitations privées présentent **2282,5ha** pour **955** exploitations agricoles.

### I-10) PRODUCTION ANIMALE :

**Tableau 1-5) : productions animales :**

Animale	Bovins	Ovins	Ruches	Caprines
<b>Nombre de têtes</b>	197	680	1008	58

# Chapitre I : Présentation de la région d'étude

---

L'aviculture, la production ovine et l'apiculture sont des élevages importants au niveau de la commune.

## **I-11) ASPECT HYDROGRAPHIQUE :**

### **➔ LES PUIITS :**

191 puits d'eau sont recensés au niveau du territoire de la commune, ils sont utilisés à double fin : Eau potable et irrigation. Ceux, situés au niveau de Thaghza Athmane et ASSIF BOULMA sont très importants.

### **➔ LES SOURCES :**

31 sources sont localisées au niveau de la commune dont 21 aménagées pour l'approvisionnement en eau potable. Les (10) autres sont utilisées pour l'abreuvement des cheptels et l'irrigation des cultures.

### **➔ RETENUE COLLINAIRE:**

La commune de Tizi N'Tleta est dotée d'une retenue collinaire d'une capacité de **60000 m<sup>3</sup>**. Celle-ci est conçue pour irriguer une superficie de 12 Ha. Elle est malheureusement sous utilisée. La superficie irriguée durant l'année 2008 est de 4Ha.

Les raisons de sa sous utilisation sont : manque de matériels d'irrigation pour certains agriculteurs. Pour d'autre l'indivision et la non résidence des propriétaires.

### **➔ LES OUEDS :**

La commune de Tizi N' Tleta est traversée par un réseau dense constitué par des Oueds et les cours d'eau dont la majorité est temporaire. Les Oueds permanents dans la commune sont Assif Boulma à la limite Sud- Ouest et Assif Oumalou Karrou à la limite Sud-est.



# Chapitre II

## Estimation des besoins en eau de la Population

### CHAPITRE II

#### ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

##### II -1) INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau potable et la détermination des volumes d'eau nécessaires à la consommation (domestique, scolaire, sanitaire, ...). On note que ces besoins sont liés au niveau de vie, aux normes d'hygiène et au développement démographique.

Nous avons réparti les débits selon les besoins, pour pouvoir dimensionner le réseau de distribution.

##### II -2) EVOLUTION DE LA POPULATION :

L'évolution des besoins en eau aux différents horizons est établie sur la base de l'évolution démographique de la population dont le calcul s'effectue par la formule dite des intérêts composés.

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n$$

D'où :

$P_n$  : Population à l'horizon d'étude ;

$P_0$  : Population de l'année de référence (2008) ;

$n$  : Nombre d'années séparant de référence de l'année de calcul ;

$\alpha$  : Taux d'accroissement démographique.

##### Remarque :

D'après les données récoltées d'une part et d'autre part, on a constaté une diminution légère de la population de Tizi N'Tleta à l'échelle communale d'où le nombre d'habitants qui est passé de **15891** (en **1998**) à **15479** personnes en **2008**, avec un taux d'accroissement négatif est de (-0,3)% .

Ceci peut traduire par :

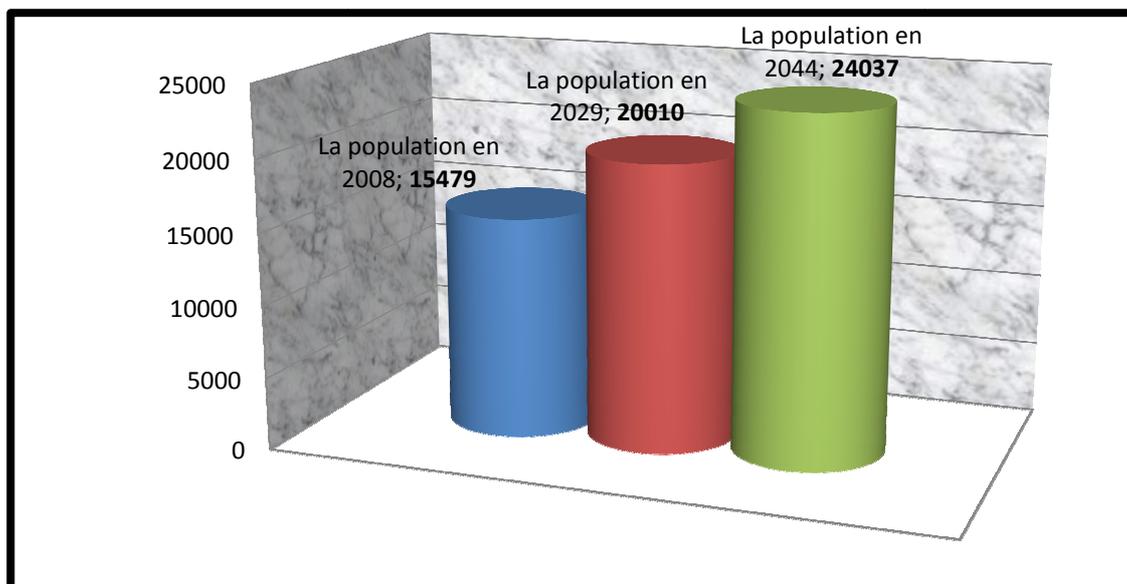
- Le recule de l'âge de mariage ;
- Espacement des naissances ;
- Migration.

Dans notre cas nous prendrons le taux d'accroissement de **(1,23)%** (1977/2008), il en sera de même pour les horizons : 2013 , 2014, 2029 et 2044.

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

**Tableau II-1) :** Estimation de la population de la commune aux différents horizons

Villages		Années	2008	2013	2014	2029	2044
<b>TNT</b>	CHEF LIEU		2175	2312	2341	2812	3377
<b>IGHIL IMOULA</b>	ACIF BOULMA		504	536	542	652	783
	IGHIL IMOULA		1236	1314	1330	1598	1919
<b>CHEURFA</b>	MEGHZELMAL		717	762	772	927	1113
	AIT OUALI		550	585	592	711	854
	AIT ABED		635	675	683	821	986
	AZAGHARCHEURFA		809	860	871	1046	1256
<b>AIT ABD EL MOUMENE</b>	TASSOUKIT		1714	1822	1844	2216	2662
	IGHARVIENE		1941	2063	2089	2509	3014
	TADERT OUFELA		1060	1127	1141	1370	1646
	TIGHILT OUMEZIR		675	718	726	873	1048
	AIT MOUSSA		514	546	553	664	798
	AIT CHILA		1481	1574	1594	1914	2300
<b>ZE</b>	ZONE EPARSE		182	193	196	235	283
<b>AIT EL HAGJ ALI</b>	AIT EL HAGJ ALI		1286	1367	1384	1662	1997
<b>TOTAL</b>			<b>15479</b>	16455	16657	<b>20010</b>	<b>24037</b>



**Figure II-1):** Estimation de la population de la commune aux différents horizons

### **II-3) EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE LA COMMUNE :**

Les besoins en eau sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons, principalement, le moyen et le long terme.

D'après les normes préconisées par A. Dupont, nous avons pour une ville de 5000 à 20 000 habitants une dotation de 150 à 200 l/hab/j, en France.

Etant donné le niveau de vie, les habitudes sanitaires des populations, on estime qu'une dotation de **150 l/j/hab** serait largement suffisante (source **DHW**).

#### **II -3-1) La consommation moyenne journalière :**

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et d'autres installations pendant une journée, exprimée par la relation de débit moyen journalier suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N \times D}{1000} \text{ m}^3/j$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier en  $\text{m}^3/j$  ;

**D** : dotation en l/hab/j ;

**N** : nombre d'habitants.

### **II-4) DIFFERENTS TYPES DE BESOINS:**

#### **II-4-a) Besoins domestiques aux différents horizons :**

Le bilan des besoins domestiques est représenté dans le tableau suivant :

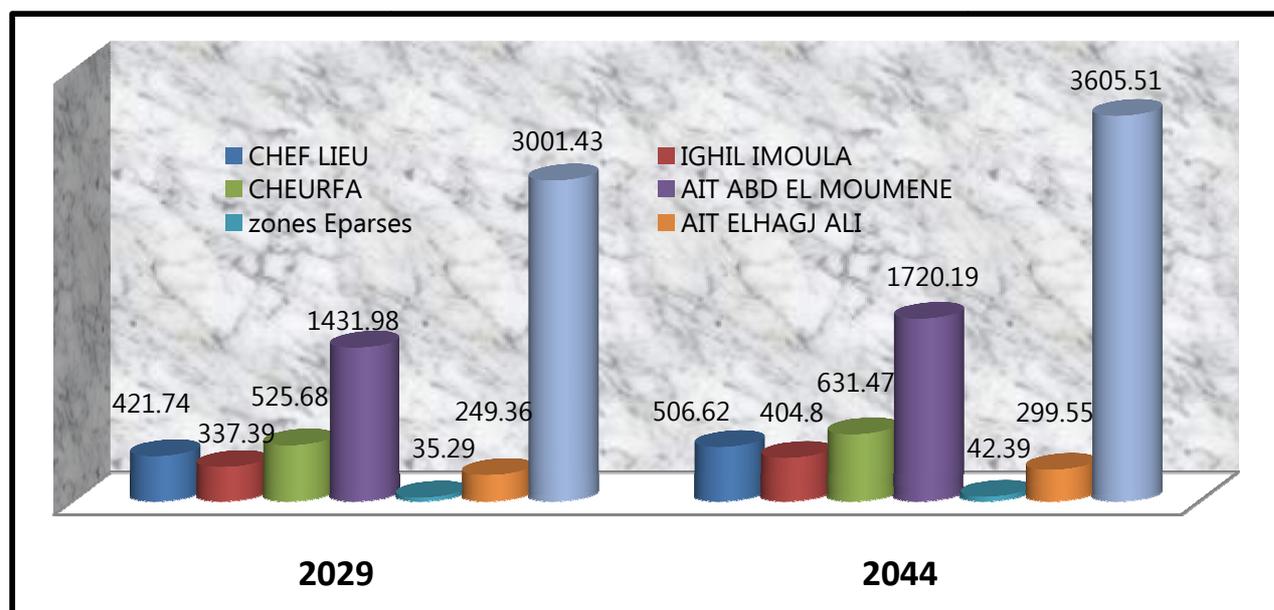
$$Q_{moy} = \frac{N \times D}{24 \times 3600} \text{ l/s}$$

$Q_{moy}$  : consommation moyenne journalière en eau potable (l/s).

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

**Tableau II-2):** Besoins domestiques

Villages		Dotation <b>150</b> l/hab/j					
		population		Cons.moy.j(m <sup>3</sup> /j)		Cons.moy (l/s)	
		2029	2044	2029	2044	2029	2044
TNT	CHEF LIEU	2812	3377	421,74	506,62	4,88	5,86
IGHIL IMOULA	ACIF BOULMA	652	783	97,73	117,40	1,13	1,36
	IGHIL IMOULA	1598	1919	239,66	287,90	2,77	3,33
CHEURFA	MEGHZELMAL	927	1113	139,03	167,01	1,61	1,93
	AIT OUALI	711	854	106,65	128,11	1,23	1,48
	AIT ABED	821	986	123,13	147,91	1,43	1,71
	AZAGHARCHEURFA	1046	1256	156,87	188,44	1,82	2,18
AIT ABD EL MOUMENE	TASSOUKIT	2216	2662	332,35	399,24	3,85	4,62
	IGHARVIENE	2509	3014	376,37	452,12	4,36	5,23
	TADERT OUFELA	1370	1646	205,54	246,90	2,38	2,86
	TIGHILT OUMEZIR	873	1048	130,88	157,23	1,51	1,82
	AIT MOUSSA	664	798	99,67	119,73	1,15	1,39
	AIT CHILA	1914	2300	287,17	344,97	3,32	3,99
ZE	ZONE EPARSE	235	283	35,29	42,39	0,41	0,49
AIT EL HAGJ ALI	AIT EL HAGJ ALI	1662	1997	249,36	299,55	2,89	3,47
<b>TOTAL</b>		<b>20010</b>	<b>24037</b>	<b>3001,43</b>	<b>3605,51</b>	<b>34,74</b>	<b>41,73</b>



**figure II-2) : Evolution des besoins (m<sup>3</sup>/j) en eau domestique à moyen et à long terme des différents village de Tizi N'tleta**

### II-4-b) Besoins scolaires :

Les besoins de ce secteur sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-3):** besoins scolaires

Villages	Equipement	Nombre	Nombre d'unité	Dotation l/j/hab	Cons Moy.j(m <sup>3</sup> /j)	ConsMoy (l/s)
<b>Chef lieu</b>	école primaire	1	204	15	3,06	0,035
	CEM	1	538	20	10,76	0,125
	lycée	1	2165	30	64,95	0,752
<b>Ighil imoula</b>	école primaire	1	116	15	1,74	0,020
<b>Ait el hadj ali</b>	école primaire	1	80	15	1,2	0,014
<b>Chourfa</b>	école primaire	1	250	15	3,75	0,043
<b>Ait abed almoumene</b>	école primaire	3	633	15	9,495	0,110
	CEM	2	468	20	9,36	0,108
<b>Total</b>					<b>104,315</b>	<b>1,207</b>

Source : APC de Tizi-n'tleta

### II-4-c) Besoins sanitaires :

**Tableau II-4) :** besoins sanitaire

villages	établissements	Nombre	Nombre d'unité	Dotationl/j	Cons moy.j(m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy (l/s)
<b>Chef lieu</b>	centre de santé	1	20	60	1,2	0,014
<b>Ait abed almoumene</b>	salle de soins	1	10	60	0,6	0,007
<b>Chourfa</b>	salle de soins	1	10	60	0,6	0,007
<b>Ighil Imoula</b>	salle de soins	1	10	60	0,6	0,007
<b>total</b>					<b>3,0</b>	<b>0,035</b>

Source : APC de Tizi-n'tleta

### II-4-d) Besoins en eau du secteur industriel :

**Tableau II-5):** besoins industriels

Villages	Désignation	Nombres	Dotation l/j/huilier	Cos.moy.j (m3/j)	Cons.moy (l/s)
<b>Chef lieu</b>	huilerie	1	15000	15	0,174
<b>Ait abed almoumene</b>	huileries	3	15000	45	0,521
<b>Cheurfa</b>	huilerie	1	15000	15	0,174
<b>Total</b>		<b>5</b>	-	<b>75</b>	<b>0,868</b>

Source : APC de Tizi-n'tleta

### II-4-e) Besoins du secteur commercial :

**Tableau II – 6) :** Besoins du secteur commercial

Villages	Désignation	Nombres	Dotation (l/j)	Cos.moy.j (m3/j)	Cons.moy (l/s)
<b>Chef lieu</b>	Restaurants	5	1500	7,5	0,326
	Cafétérias	9	1500	13,5	
	Boulangeries	2	1200	2,4	
	Stations de lavage	4	1200	4,8	
<b>Ighil Imoula</b>	Cafétérias	1	1500	1,5	0,017
<b>Cheurfa</b>	Cafétérias	3	1500	4,5	0,065
	Boulangeries	1	1200	1,2	
<b>Ait abed almoumene</b>	Restaurants	2	1500	3	0,241
	Cafétérias	8	1500	12	
	Boulangeries	5	1200	6	
<b>Total</b>		<b>40</b>	-	<b>56,4</b>	<b>0,652</b>

Source : APC de Tizi-n'tleta

### II-4-f) Besoins socioculturels :

**Tableau II-7) : Besoins socioculturels**

Villages	Désignation	Nombre	Nombre d'unité	Dotation (l /j/hab)	Cos.moy.j (m3/j)	Cons.moy (l/s)
<b>Chef lieu</b>	Grande mosquée	1	800	40	32,0	0,370
	Centre commercial	1	30	10	0,3	0,003
<b>Ighil Imoula</b>	Maisons de jeunes	1	250	10	2,5	0,029
<b>Ait El Hadj ali</b>	Grande mosquée	1	800	40	32,0	0,370
<b>Total</b>					<b>66,8</b>	<b>0,773</b>

Source : APC de Tizi-n'tleta

### II-4-g) Besoins municipaux :

**Tableau II-8 ) : Besoins municipaux**

Villages	Etablissements	Nombre	Nombre d'unité	Dotation (l/j/hab)	Cos.moy.j (m3/j)	Cons.moy (l/s)
<b>Chef lieu</b>	Siège APC	1	20	10	0,2	0,0023
<b>Ait abed almoumene</b>	Antene APC	1	5	10	0,05	0,0006
	Agence PTT	1	5	10	0,05	0,0006
<b>Total</b>					<b>0,3</b>	<b>0,0035</b>

Source : APC de Tizi-n'tleta

### II-4-h) Besoin en eau du secteur agricole :

**Tableau II-9): Besoin agricole**

Animales	Nombre de tête	dotation (l/tête/j)	Cons.moy.j (m3/j)	Cons.moy (l/s)
<b>Bovins</b>	197	50	9,850	0,114
<b>Ovins</b>	680	5	3,400	0,039
<b>Caprines</b>	58	5	0,290	0,003
<b>Total</b>			<b>13,540</b>	<b>0,157</b>

**Tableau II-10):** récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale pour les horizons (2029/2044)

Années Villages	2029		2044	
	Cons.moy.j (m3/j)	Cons.moy tot(l/s)	Cons.moy.j (m3/j)	Cons.moy tot(l/s)
<b>Chef lieu</b>	590,950	6,840	675,830	7,822
<b>Ighil Imoula</b>	343,730	3,978	411,640	4,764
<b>Cheurfa</b>	550,730	6,374	656,520	7,599
<b>Ait abed almoumene</b>	1 517,535	17,564	1 805,745	20,900
<b>Ait El Hadj ali</b>	282,560	3,270	332 ,750	3,851
<b>Zone éparsé</b>	35,290	0,408	42,390	0,491
<b>Total commune</b>	<b>3 320,795</b>	<b>38,435</b>	<b>3 924,875</b>	<b>45,427</b>

### **II-5) ESTIMATION DES BESOINS EN EAU EN TENANT COMPTE DES PERTES :**

En plus des divers consommations énumérées précédemment ; nous avons estimé les pertes dans le réseau en général quelque soit dans l'adduction, la distribution et le branchement. Dans notre cas les pertes prises sont équivalent à **25%** des consommations des habitants de la commune de Tizi N'tleta ( source **ADE** de Tizi-Ouzou).

Dans un réseau bien entretenu, les pertes atteignent couramment jusqu'à 20% de la consommation, et 20% à 35% pour un entretien moyen ; elles peuvent atteindre ou dépasser 50% pour les réseaux mal entretenus.

La consommation a été évaluée à : **3924,875** m<sup>3</sup>/j à l'horizon de l'année 2044.

#### **Les pertes seront :**

$$P = \text{consommation moyenne journalière} \times 0,25$$

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

$p=3924,875 \times 0,25 = 981,219 \text{ m}^3/\text{j}$  au total nous allons soutenir un débit moyen journalier à l'horizon 2044 de :

$$3924,875 + 981,219 = 4906,094 \text{ m}^3/\text{j} = \mathbf{56,783 \text{ l/s}}$$

L'estimation des besoins moyens journaliers total, tenant compte des pertes (25%) est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II-11) :** Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes pour les horizons (2029 et 2044)

Villages	2029		2044	
	Cons.moy.j(m3/j)	Cons.moy tot(l/s)	Cons.moy.j(m3/j)	Cons.moy tot(l/s)
<b>Chef lieu</b>	738,688	8,55	844,788	9,778
<b>Ighil Imoula</b>	429,663	4,973	514,55	5,955
<b>Cheurfa</b>	688,413	7,968	820,65	9,498
<b>Ait abed almoumene</b>	1 896,919	21,955	2 257,181	26,125
<b>Ait El Hadj ali</b>	353,2	4,088	415,938	4,814
<b>Zone éparsé</b>	44,113	0,511	52,988	0,613
<b>Total commune</b>	<b>4150,994</b>	<b>48,044</b>	<b>4906,094</b>	<b>56,783</b>

### II-6) ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS :

#### **II-6-1/ Variation de la consommation journalière :**

En raison de l'irrégularité dans la consommation, le débit exigé par cette dernière est soumis à plusieurs variations d'ordre horaires, journalières, mensuelles et annuelles.

Pour tenir compte de cet aspect important, on affecte au débit moyen journalière des coefficients d'irrégularité, permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale, afin de dimensionner le réseau d'adduction.

### II -6-1-a/ Consommation maximale journalière $Q_{maxj}$ :

Elle représente le débit du jour, le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de **10 à 30%**. Elle est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj}$$

$K_{maxj}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximale, tenant compte de l'augmentation de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour  $K_{maxj} = 1,2$

### II -6-1-b/ Consommation minimale journalière $Q_{minj}$ :

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année. Il est représenté par la formule suivante :

Avec :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj}$$

$K_{minj}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre **0,7 et 0,9** ; dans notre cas on estime

$$K_{minj} = 0,8$$

**Tableau II-12):** débit maximale et minimale journalière

Horizons	Qmoyj		Kmaxj	Qmaxj		Kminj	Qminj	
	m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
<b>2029</b>	4150,994	48,044	1,2	4981,193	57,653	0,8	3320,795	38,435
<b>2044</b>	4906,094	56,783	1,2	5887,313	68,140	0,8	3924,875	45,426

### II-6-2/ Variation de la consommation horaire :

Elle représente selon des coefficient d'irrégularité horaire  $K_{\min}$  et  $K_{\max}$  .

Elle nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau, afin de dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans la conduite.

La variation de la consommation maximale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times (Q_{\max j}/24)$$

Avec :

$K_{\max h}$ : Coefficient d'irrégularité horaire maximale.

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient tenant compte du confort et d'équipement de l'agglomération (dans notre cas c'est un groupe de village).  $\alpha$  est compris entre 1,2 et 1,4. Nous prenons :

$$\alpha_{\max} = 1,3$$

$\beta$  : Coefficient donné par le tableau en fonction de la taille de l'agglomération. Il est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II-13) :** Valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,02	1

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

---

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à **24037** habitants, compris entre 20000 et 30000. On procède alors à une interpolation linéaire :

Pour :

$$30000-20000 \longrightarrow 1,15-1,2$$

$$24037-20000 \longrightarrow \beta_{\max} -1,2$$

$$10000 \longrightarrow 0,05$$

$$4037 \longrightarrow \beta_{\max} -1,2$$

$$\beta_{\max} = 1,2 + (4037 (-0.05))/10000 = 1.18$$

Donc :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,3 \times 1,18 = 1,534$$

$$K_{\max h} = 1,534$$

Et finalement :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \cdot (Q_{\max j} / 24)$$

$$Q_{\max h} = 1,534 \times (4906,094 / 24) = 313,581$$

Ce qui donne :

$$Q_{\max h} = 313,581 \text{ m}^3/\text{h}$$

Où bien :

$$Q_{\max h} = 87,106 \text{ l/s}$$

### II -7 Conclusion :

L'estimation des besoins en eau à long terme(2044) pour les villages de la commune de Tizi N'Tleta est illustrée dans le tableau suivant :

	$Q_{\text{moy j}}$	$Q_{\text{max j}}$
$\text{m}^3/\text{j}$	4906,094	5887,313
$\text{l/s}$	56,783	<b>68,14</b>

Le débit maximal journalier  $Q_{\text{max j}}$ , nous permet par la suite de dimensionner le réseau d'adduction.



# Chapitre III

## Ressources en eau potable de la région d'étude

## **CHAPITRE III**

### **LES RESSOURCES EN EAU DE LA REGION D'ETUDE**

#### **III-1) INTRODUCTION :**

Dans ce présent chapitre, on va étudier les ressources en eau dans les environs de la commune de Tizi N'Tleta et ce pour bien situer tous les ouvrages hydrauliques existant au niveau de la commune et identifier les caractéristiques du réseau d'adduction.

#### **III-2) LES RESSOURCES EXISTANT EN EAU POTABLE :**

La commune de Tizi N'Telata est alimentée à partir de la source de Kebbout se trouvant dans la commune d'Ait Bouaddou, situé sur le flanc nord du djurdjura avec un débit de **6 l/s**, et les deux réservoirs 2X 1000 m<sup>3</sup> Djaoud se trouvant dans la commune de Beni Douala avec un débit de **12 l/s**.

##### **III -2 -1) La source kebbout :**

**Tableau III-1):** Les caractéristiques de la source kebbout

<b>Caractéristiques</b>	<b>Source kebbout</b>
X	350 ,70
Y	623 ,00
Z	572 ,13
Nappe concentrée	S Djurdjura
Débit indicatif (l/s)	<b>18</b>

Source : Subdision d'Ouadhia

**III -2 -2) Infrastructures hydrauliques existant dans la commune de Tizi N'tleta :**

**III -2 -2 -a) Stations de pompage et de reprises :**

- **Une (01)** Station de pompage : les travaux sont achevés, reste la mise en service.
- **Deux (02)** Stations de reprise qui vont refouler vers le réservoir **R1000 m<sup>3</sup>**, les travaux de l'ensemble sont terminées, il reste la mise en service.
- **Une (01)** Station de reprise en service.

**III -2 -2 -b) Les ouvrages :**

**Tableau III-2) :** Les ouvrages hydrauliques existants (Réservoirs)

Villages et localités	Capacités (m <sup>3</sup> )	Observation
Tizi n'tlata chef lieu	200	Opérationnel
Ighil Imoula	200	Opérationnel surélevé
meghzelmal (Cheurfa)	200	Opérationnel
Ait El hadj Ali	200	Opérationnel
Taderth Oufella (ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel surélevé
Ait Moussa (ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel
Tassoukit (Ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel
Thighilt Oumezir (Ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel
Ait Ali Oulhadj (Cheurfa)	200	Opérationnel
Ait Abed (Chaurfa)	100	Opérationnel
Ait Graiche (Ait Ablelmoumene)	300	Opérationnel
Tizgui (Ait Ablelmoumene)	200	Opérationnel
<b>Total</b>	<b>2400</b>	Nombre de réservoirs <b>12</b>

### **III-3) DESCRIPTION DU SCHEMA HYDRAULIQUE EXISTANT :**

#### **III-3-1) Adduction gravitaire :**

→ **A PARTIR DES 2RX1000m<sup>3</sup> :**

##### **✎ Agglomération Cheurfa :**

Elle est composée de cinq villages (Maghzelmal, Ait Ouali, Ait Abid, Azaghar Cheurfa, Ait El Hadj Ali).

- Le village **meghzelmal** est alimenté à partir du réservoir surélevé **R200 m<sup>3</sup> (R2)** qui est à son tour alimenté par un piquage sur la conduite venant des réservoirs 2x1000 m<sup>3</sup> Djaoud (Beni Douala).
- Le village **Ait Abed** est alimenté à partir du réservoir **R 100 m<sup>3</sup> (R3)** à son tour alimenté par le réservoir surélevé de meghzelmal (R2).
- Le village **Ait Ali Oulhadj (Ait Ouali)** est alimenté à partir du réservoir **R 200 m<sup>3</sup> (R4)** à son tour alimenté par le réservoir surélevé de meghzelmal (R2).
- Le village **Ait El Hadj Ali** est alimenté à partir du réservoir **R200m<sup>3</sup> (R9)** qui est alimenté gravitairement par le réservoir d'Ait Moussa (R8).

**Tableau III-3):** Les caractéristiques du réseau de Cheurfa (gravitaire)

tronçons	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)
<b>2Rx1000</b> → <b>R2</b>	125	2000
<b>R2</b> → <b>R3</b>	63	1416
<b>R2</b> → <b>R4</b>	75	230,10
<b>R8</b> → <b>R9</b>	80	1760

##### **✎ Agglomération Ait Abdelmoumene:**

Il est composé de **six (6)** villages (Tighilt Nait Chila ; Thighilt Oumezir ; igharviene ; Taddert Ouffela ; Ait Moussa ; Tassoukit)

- ❖ Le village **Tighilt Nait Chila** est alimenté à partir du réservoir **Tizgui R200 m<sup>3</sup>(R1)** qui est à son tour alimenté par un piquage fait sur la conduite venant des réservoirs 2x1000 m<sup>3</sup> Djaoud (Beni Douala).

- ❖ Le village **Thighilt Oumezir** est alimenté à partir du réservoir **R200 m<sup>3</sup> (R5)** qui est à son tour alimenté par un piquage fait sur la conduite venant de réservoirs 2x1000 m<sup>3</sup> Djaoud (Beni Douala).
- ❖ Le village **igharviene** est alimenté à partir du réservoir **d'Ait Griche R300 m<sup>3</sup> (R6)** qui est à son tour alimenté par un piquage fait sur la conduite venant des réservoirs 2x1000 m<sup>3</sup> Djaoud (Beni Douala).
- ❖ **Taddert Ouffela** est alimenté à partir du réservoir surélevé **R200m<sup>3</sup> (R7)** qui est à son tour alimenté par un piquage fait sur la conduite venant des réservoirs 2x1000 m<sup>3</sup> Djaoud (Beni Douala).
- ❖ Le village **Ait Moussa** est alimenté à partir du réservoir **R200 m<sup>3</sup>(R8)** qui est à son tour alimenté par le réservoir **surélevé de Taddert Ouffela**.
- ❖ Le village **Tassoukit** est alimenté à partir du réservoir **R200 m<sup>3</sup>(R10)** qui est à son tour alimenté par le réservoir **de Taddert Ouffela**.

**Tableau III-4) :** Les caractéristiques du réseau Ait Abdelmoumene (gravitaire)

Tronçons	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)
2x1000 → R1	125	209
2x1000 → R5	100	33
2x1000 → R6	100	942
2x1000 → R7	250	7750
R7 → R8	63	370
R7 → R10	100	1359

➔ **A partir de la source kebbout :**

➤ **Chef Lieu (TIZI N'TLETA) :**

- **Le Chef Lieu de TIZI N'TLETA** est alimenté à partir du le réservoir **R 200 m<sup>3</sup> (R12)** gravitairement à partir de la source Kebbout d'ait Bouadou avec une conduite de **DN125** sur une longueur de **3500 ml**.

**Tableau III-5) :** Les caractéristiques du réseau de Chef Lieu (gravitaire) :

Tronçons	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)
Source → R12	125	3500

### **III-3-2) Adduction par refoulement a partir de la station de reprise(STR1) de chef lieu de Tizi N'leta :**

- **Ighil Imoula** est alimenté à partir du réservoir surélevé R200 m<sup>3</sup> (**R11**) qui est à son tour alimenté par refoulement à partir de la station de reprise(STR1) du chef lieu avec une conduite de DN100 sur une longueur de 1700 ml.

**Tableau III-6) :** Les caractéristiques du réseau d'Ighil Imoula (refoulement) :

Tronçons	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)
SR1 → R11	100	1700

**III-4) LES CAPACITES DES RESERVOIRS ET LES LOCALITES A ALIMENTER :**

**Tableau III -7) :** Les capacités des réservoirs et les localités à alimenter

N° de réservoir	Réservoirs	Capacités	Localités à alimenter	Longueurs
<b>R1</b>	Tizgui	200	Ait Chila	209
<b>R2</b>	Ait Maghzelmal	200	Ait Maghzelmal,R3,R4	2000
<b>R3</b>	Ait Abed	100	Ait Abed	1416
<b>R4</b>	Ait Ouali	200	Ait Ouali	230
<b>R5</b>	Thighilt Oumezir	200	Thighilt Oumezir	33
<b>R6</b>	Ait griche	300	Igharvienes	942
<b>R7</b>	Taddert Ouffela	200	Taddert Ouffela,R8,R9,R10	7750
<b>R8</b>	Ait Moussa	200	Ait Moussa,R9	370
<b>R9</b>	Ait El Hadj Ali	200	Ait El Hadj Ali	1760
<b>R10</b>	Tassoukit	200	Tassoukit	1359
<b>R11</b>	Ighil Imoula	200	Ighil Imoula	1700
<b>R12</b>	Chef lieu TNT	200	Chef lieu TNT	3500
<b>Total</b>	12	2400	-	-

**Remarque :**

Le réseau d'adduction de deux agglomération d'Ait Abdelmoumene et Chaurfa à partir de deux réservoirs jumelés de Djouad d'Ait Douala est composer de trois tronçons sont :

**A / Tronçon 1 :**

Les deux réservoirs jumelés de Djouad ( $2 \times 1000 \text{ m}^3$ ) ———→ R7 ( $200 \text{ m}^3$ )

Ce tronçon se compose de six réservoirs : R1,R2,R3,R4,R5,R6.

**Tableau III -8) :** Les caractéristiques de réseau (Tronçon 1)

Tronçons	Diamètres des conduites (mm)	Longueurs des conduites (ml)
2R ———→ R7	250	7750
2R ———→ A	250	1707
A ———→ R1	125	209
A ———→ B	250	1510
B ———→ R2	125	2000
R2 ———→ R3	63	230
R2 ———→ R4	75	1416
B ———→ C	250	3732
C ———→ R5	100	33
C ———→ D	250	518
D ———→ R6	100	942
D ———→ R7	250	283

**B/Tronçon 2 :**

Réservoir R7 ( $200 \text{ m}^3$ ) ———→ Réservoir R10 ( $200 \text{ m}^3$ ) de Tassoukit

Ce tronçon se compose d'un seul réservoir : R10.

**Tableau III -9) :** Les caractéristiques de réseau (Tronçon 2)

Tronçons	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)
R7 ———→ R10	100	1359

**C/Tronçon 3 :**

Réservoir R7 ( $200 \text{ m}^3$ ) ———→ Réservoir R9 ( $200 \text{ m}^3$ ) d'Ait El Hadj Ali

Ce tronçon se compose de deux réservoirs : R8,R9.

**Tableau III -10) :** Les caractéristique de réseau (Tronçon 3)

Tronçons	Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de la conduite (ml)
R7 → R8	63	370
R8 → R9	80	1760

### **III-5) DIAGNOSTIC DE LA CHAINE D'ADUCTION :**

#### **III-5-1-Diagnostic de la station de reprise du Chef lieu:**

La station de reprise sert à transiter les eaux de la source Kebouth (Ait Bouadou) vers le réservoir d'Ighil Imoula d'une capacité de **200 m<sup>3</sup>**.

La station de pompage est équipée de groupes moto- pompes centrifuge à axe horizontal (dont une de secours) et en parallèles qui ont les mêmes caractéristiques.

Elles sont d'une marque Jeument schneider, chacune d'elles débite **80 m<sup>3</sup>/heure** et d'une **HMT** de **230 m**.

Il existe quelques anomalies au niveau du réservoir ainsi l'équipement de la station de pompage qui sont:

#### **♣ Réservoir :**

- porte métallique : état corrodé ;
- Trop plein en acier : état corrodé ;
- Béton en bon état ;
- Absence d'une échelle pour l'accès à l'intérieur de réservoir ;
- Peinture est en bon état.

#### **♣ Station de pompage :**

- Un Javelisateur automatique en bon état ;
- Une armoire de commande électrique et une résistance du moteur ;
- Un manomètre (il indique **23 bars** lorsque la pompe est en marche) ;
- Un compteur en bon état installé en refoulement **DN 100 mm** ;
- la station n'est pas dotée d'un anti béliet

### III-5-2) Diagnostic du réservoir surélevé de Taddert Ouffela :

Le réservoir en question est un ouvrage réalisé en béton armé, sur une côte de **822 m NGA** du village Taddert Ouffela ,il a une forme d'une coupole ,composé d'une cuve hémisphère reposant sur six (06) poteaux conçue en béton armé, cet ouvrage a une capacité de 200 m<sup>3</sup> et une hauteur de **7.95 m**.

Le remplissage de ce réservoir se fait à partir de deux réservoirs jumelés de Djouad à Ait Douala (2x1000m<sup>3</sup>).Il assure l'alimentation en eau potable de la plus grande partie de la commune de Tizi N'Tleta.

Il est équipé par les conduites suivantes :

- Uu conduite d'arrivée **DN 250 mm** ;
- Conduite de trop plein en acier ;
- Conduites de distribution alimentant les villages Ait Moussa , Ait El Hadj Ali, Tassoukit.
- Conduite de vidange en **DN 125 mm** en acier.

Les anomalies constatées sont les suivantes :

- Les conduites en acier sont corrodées ;
- L'inexistence de dispositif de comptage au niveau de la conduite de départ.

#### Les recommandations :

- Le nettoyage et désinfection périodique ;
- Réparation de fuites sur tous les équipements existant ;
- L'emplacement des javilisseurs automatique ;
- L'entretien et la sécurité ;
- Installation d'un réservoir d'air (anti-bélier).

### **III-6) CONCLUSION:**

Les ressources mobilisées actuellement ( $2400\text{m}^3$ ) sont insuffisantes pour alimenter en eau potable la population de la commune de Tizi N'tleta, autrement dit ces ressources sont insignifiantes par rapport aux besoins maximum ( $5887,313\text{ m}^3/\text{j}$ ) à long terme (2044).

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable directe de cette région en déconnectant les ressources actuelles de la nouvelle chaîne projetée, de façon à alimenter cette population avec un débit total  **$Q=83.88\text{ l/s}$**  à l'horizon 2044 à partir du barrage Koudiat Acerdoune situé dans la Willaya de Bouira.

Les programmes à venir, doivent être maintenus dans la réhabilitation et renforcement des infrastructures existantes.



# Chapitre IV

## Contrôle de la qualité de l'eau

### **CHAPITRE IV**

### **CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU**

#### **IV-1) INTRODUCTION :**

Les eaux de surface sont plus chargées en particules et en bactéries que les eaux souterraines, mais contiennent moins de produits chimiques décomposés. La distribution d'eau potable doit se conformer aux normes adaptées dans chaque pays, des normes élevées de qualité de l'eau ont été adoptées par l'Organisation mondiale de la santé (OMS) et par les États.

Pour l'Algérie, l'eau destinée à la consommation humaine doit répondre aux normes adoptées par l'OMS (Genève 1986) (Annexe 1 et 2).

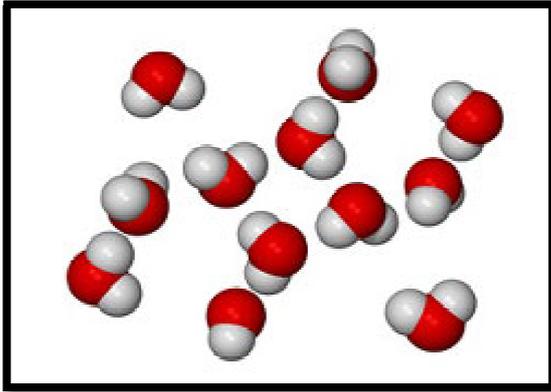
#### **IV-2) DEFINITION D'UNE EAU POTABLE :**



L'eau ne se trouve jamais à l'état pur ( $H_2O$ ). Elle contient toujours des éléments minéraux et organiques ou encore des microorganismes. Elle est consommable dans certains cas et d'autres cas non consommable.

L'eau potable est une eau dont on considère, à l'aune de normes de qualité, qu'elle peut être bue, cuite ou utilisée à des fins domestiques et industrielles sans danger pour la santé. Elle peut être distribuée à partir de bouteilles, du robinet et dans l'industrie, à partir de citernes. L'eau potable fait souvent l'objet de traitements préventifs variés.

Elle doit répondre à des exigences de qualité définies et transcrites dans la réglementation adaptées par OMS pour l'Algérie.



**Figure IV-1): Des molécules d'eau, H<sub>2</sub>O**



**Figure IV-2): Une eau potable**

### **IV-3) QUALITE DE L'EAU :**

Notre région d'étude est alimentée à partir de la source kebout (se trouvant dans la commune d'Ait Bouaddou) et les deux réservoirs 1000 m<sup>3</sup> Djaoud (se trouvant dans la commune de Béni Douala).

Cette eau qui vient de ces deux sources doit répondre aux normes .Ces normes définissant une eau de qualité sont variables suivant la législation en vigueur et suivant qu'il s'agisse d'une eau industrielle ou destinée à la consommation.

Par conséquent, une analyse physico-chimique et bactériologique est indispensable.

Les résultats des analyses de l'eau brute ont été réalisées au niveau du laboratoire de l'ADE de Tizi-Ouzou .Les premiers échantillons ont été prélevés au mois de **juin 2013** (prélèvement Estival); les seconds, au mois de **mars 2014** (prélèvement Printanier).



**Figure IV-3): Les analyses de l'eau brute**

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

### IV-4) RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE DU LA SOURCE KEBBOUT :

Les résultats des analyses sont indiqués dans les tableaux ci-après :

**Tableau IV-1) : Paramètres physico-chimiques**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS admissibles
pH	unité PH	7,39	7,50	6,5 à 8,5
Potentiel redox	mv	/	/	/
Conductivité	µs/cm	395	369	1250
Température °C	°C	18,1	14,8	12 à 25
Turbidité	NTU	0,57	19,5	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	‰	0	/	/
CO2 Libre	mg/l	/	/	/
Résidu sec à 105°C	mg/l	/	280	/
MES à 105 °C	mg/l	/	/	/
TDS	mg/l	303	/	1500

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-2) : Minéralisation globale**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Calcium Ca <sup>++</sup>	mg/l	44,09	66,53	75
Magnésium Mn <sup>+2</sup>	mg/l	34,03	11,18	50
Sodium Na <sup>+</sup>	mg/l	05	04	150
Potassium K <sup>+</sup>	mg/l	01	01	12
Chlorures Cl <sup>-</sup>	mg/l	25,82	19,14	200
Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	mg/l	40	10	250
Carbonate CO <sub>3</sub> <sup>-2</sup>	mg/l	/	/	
Bicarbonates HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	256,20	267,91	/
Dureté totale TH	mg/lcaco <sub>3</sub>	250	212	500
Dureté permanente	mg/lcaco <sub>3</sub>	40	/	/
Titre alcalin TA	mg/lcaco <sub>3</sub>	00	00	/
Titre alcalin complet TAC	mg/lcaco <sub>3</sub>	210	219,6	500

Source : ADE de Tizi-Ouzou

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

**Tableau IV-3): Paramètres de pollution**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ammonium NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	00	00	0,5
Nitrite NO <sub>2</sub> -		00	00	0,1
Nitrate NO <sub>3</sub> -		/	/	50
Phosphate PO <sub>4</sub> -		00	00	0,5
Matière.Org.Acide		1,96	00	
Matière.Org.Basique		/	0,67	

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-4): Paramètres bactériologiques**

Paramètres		Unités	Valeurs		Normes
			Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Germes totaux	à 22 °C	UFC/ml	>300	>300	100
	à 37 °C	UFC/ml	>300	>300	5
Coliformes totaux		UFC/100ml	240	240	3
Streptocoques fécaux		UFC/100ml	105	0	0
Anaérobies Sulfito-réducteur		S/100ml	24	1	/
CTT (E-Coli)		UFC/100ml	240	21	0/100

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-5): Eléments Indésirables**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Fer total	mg/l	/	/	
Fer Fe <sup>+2</sup>		/	/	0,3
Manganèse Mn <sup>+2</sup>		/	/	0,5
fluor		/	/	

Source : ADE de Tizi-Ouzou

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

### IV-5) RESULTATS DES ANALYSES DE L'EAU BRUTE, STATION SR1 OUADHIAS :

Les résultats des analyses sont indiqués dans les tableaux ci-après :

**Tableau IV-6) : Paramètres physico-chimiques :**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS admissibles
pH	unité PH	7,31	7,31	6,5 à 8,5
Potentiel redox	mv	/	/	/
Conductivité	µs/cm	611	614	1250
Température °C	°C	21,1	12,9	12 à 25
Turbidité	NTU	0,21	0,33	5
Oxygène dissous	mg/l	/	/	/
Salinité	‰	0,1	/	/
CO2 Libre	mg/l	/	/	/
Résidus sec à 105°C	mg/l	/	520	/
MES à 105 °C	mg/l	/	/	/
TDS	mg/l	470	/	1500

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-7) : Minéralisation globale :**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (05.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Calcium Ca <sup>++</sup>	mg/l	69,74	83,37	75
Magnésium Mn <sup>+2</sup>	mg/l	28,69	25,77	50
Sodium Na <sup>+</sup>	mg/l	14	15	150
Potassium K <sup>+</sup>	mg/l	1	1	12
Chlorures Cl <sup>-</sup>	mg/l	38,72	60,41	200
Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	mg/l	67,6	32	250
Carbonate CO <sub>3</sub> <sup>-2</sup>	mg/l	/	/	
Bicarbonates HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	296,46	288,38	/
Dureté totale TH	mg/lcaco <sub>3</sub>	292	83,37	500
Dureté permanente	mg/lcaco <sub>3</sub>	49	/	/
Titre alcalin TA	mg/lcaco <sub>3</sub>	0	0	/
Titre alcalin complet TAC	mg/lcaco <sub>3</sub>	243	236,38	500

Source : ADE de Tizi-Ouzou

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

**Tableau IV-8): Paramètres de pollution :**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (05.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Ammonium NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	00	00	0,5
Nitrite NO <sub>2</sub> -		00	00	0,1
Nitrate NO <sub>3</sub> -		/	/	50
Phosphate PO <sub>4</sub> -		00	00	0,5
Matière.Org.Acide		2,29	00	
Matière.Org.Basique		/	0,67	

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-9): Paramètres bactériologiques :**

Paramètres		Unités	Valeurs		Normes
			Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (05.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Germe totaux	à 22 °C	UFC/ml	50	20	100
	à 37 °C	UFC/ml	<01	>300	5
Coliformes totaux		UFC/100ml	0	0	3
Streptocoques fécaux		UFC/100ml	0	6	0
Anaérobies Sulfito-réducteur		S/100ml	0	0	/
CTT (E -Coli)		UFC/100ml	0	0	0/100

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-10): Eléments Indésirables**

Paramètres	Unités	Valeurs		Normes
		Résultats du premier prélèvement (24.06.2013)	Résultats du deuxième prélèvement (03.03.2014)	Les normes de l'OMS (admissibles)
Fer total	mg/l	/	/	
Fer Fe <sup>+2</sup>		/	/	0,3
Manganèse Mn <sup>+2</sup>		/	/	0,5
fluor		/	/	

Source : ADE de Tizi-Ouzou

### **IV-6) INTERPRETATION DES RESULTATS :**

Pour dire que l'eau est potable et de qualité. Elle doit être dans l'intervalle des valeurs réglementée par les organismes chargés d'établir les valeurs limites de concentration des substances toxiques susceptibles de polluer l'eau des consommateurs. Cette réglementation ne concerne que l'eau du robinet.

#### **IV-6-1) Les paramètres organoleptiques :**

L'eau doit être agréable à boire, claire, fraîche et sans odeur. C'est principalement par ces aspects que le consommateur apprécie la qualité d'une eau. Ce sont les paramètres de confort.

##### **→ Couleur :**

La couleur de l'eau est le résultat de la présence de matières organiques colorées (substances humiques, métaux ou rejets industriels). La couleur doit être acceptable pour les consommateurs et aucun changement anormal ne doit se faire notamment une couleur inférieure ou égale à **15 mg/l** de platine en référence à l'échelle Pt/Co (Platine/Cobalt).

##### **→ l'odeur et le goût :**

❖ **L'odeur** a pour origine la présence de substances organiques volatiles ou de certains gaz dans l'eau. Elle doit être acceptable pour les consommateurs et aucun changement anormal ne doit se faire notamment pas d'odeur détectée pour un taux de dilution de trois à **25°C**.

❖ **le goût** : Voilà une chose bien subjective. Néanmoins, on peut retenir deux critères assez manifestes :

- La salinité
- La teneur en chlore

Les eaux de plus d'un gramme par litre de salinité environ laissent un goût un peu salé dans la bouche. Le chlore devient perceptible à une concentration de l'ordre de **0,2 mg/L**.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

L'odeur et le goût se perçoit d'autant mieux que l'eau est plus fraîche (les eaux de montagne sont souvent appréciées grâce à leur fraîcheur). L'eau de consommation doit être inodore.

**Tableau IV-11) : Exigences organoleptiques de La source Kebbout**

Paramètre organoleptique	résultats du premier prélèvement	résultats du deuxième prélèvement	unités	Références de qualité
Couleur	/	/	unité ptco	15 mg/l de platine
Goût	/	/	S/p à 25°C	acceptable
Odeur	/	/	S/p à 25°C	acceptable

Source : ADE de Tizi-Ouzou

**Tableau IV-12) : Exigences organoleptiques de La SR1 (Ouadhias)**

Paramètre organoleptique	résultats du premier prélèvement	résultats du deuxième prélèvement	unités	Références de qualité
Couleur	/	/	unité ptco	15 mg/l de platine
Goût	/	/	S/p à 25°C	acceptable
Odeur	/	/	S/p à 25°C	acceptable

Source : ADE de Tizi-Ouzou

D'après les résultats des analyses données par ADE de Tizi-Ouzou l'eau qui alimente TNT possède un goût agréable avec l'absence d'odeur, l'absence de couleur.

### **Remarque :**

Dans notre cas les analyses des éléments indésirables n'ont pas été effectuées.

### **IV-6-2) Paramètres physico-chimiques :**

L'eau ne doit pas contenir d'éléments physico-chimiques indésirables qui entraîneraient des risques sanitaires à court, moyen, et long terme. Les paramètres globaux ou spécifiques permettent d'apprécier l'aptitude d'une eau à la consommation. En ce qui a trait aux analyses physico-chimiques, il existe des

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

paramètres réglementés et d'autres qui ne le sont pas. Dans le règlement de la qualité d'eau potable, on distingue les paramètres physico-chimiques réglementés suivants :

### → **Température :**

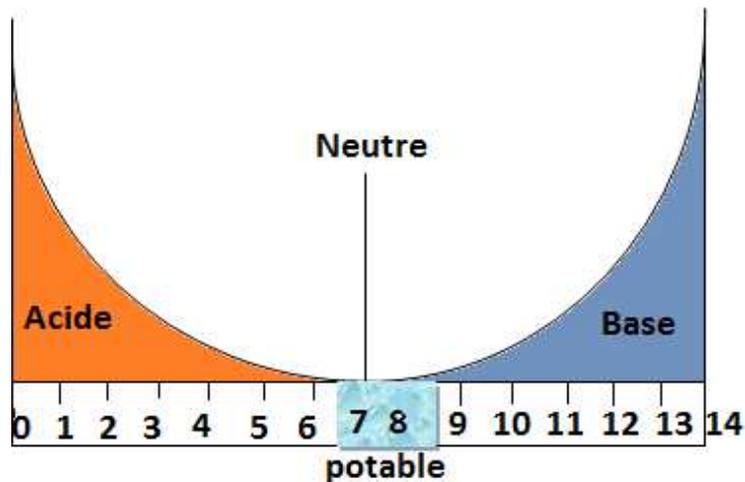
La température de l'eau est un paramètre physique et de confort pour les usagers. Elle permet également de corriger certains paramètres d'analyse dont les valeurs sont liées à la température. De plus, en mettant en évidence des contrastes de température de l'eau sur un milieu, il est possible d'obtenir des indications sur l'origine et l'écoulement de l'eau. Les effets de la température :

- ❖ La solubilité des gaz : l'augmentation de la température s'accompagne d'une diminution de la concentration de l'oxygène dissous ;
- ❖ Elle favorise le développement des parasites et des algues qui génèrent des toxines et entraînent des goûts et des odeurs désagréables ;
- ❖ Elle accélère la plupart des réactions physico-chimiques et biologiques surtout lorsque la température est supérieure à 15°C ;
- ❖ Elle accélère la corrosion des conduites en aciers ;
- ❖ Elle est un facteur plus important pour la dissolution des éléments tels que le plomb. La solubilité augmente de l'ordre de deux fois entre 12 °C et 25 °C qui va influencer sur la conductivité et le pH.

Dans notre cas, les résultats des analyses des deux prélèvements estival et hivernal sont situés dans l'intervalle admissible (**12 °C et 25 °C**).

### → **Le potentiel hydrogène (PH) :**

Le potentiel hydrogène, plus connu sous le nom de "pH" permet de mesurer l'acidité ou la basicité d'une solution. Le pH de **l'eau pure à 25°C**, qui est égal à **7** et le PH des eaux naturelles est compris entre **5,5** et **10**. Le PH d'une solution est le logarithme décimal de l'inverse de sa concentration en ions hydrogènes. La réglementation de l'OMS considère comme acceptable, les valeurs du pH comprises entre **6,5** et **8,5**.



**Figure IV-4): Le pH qui mesure évalue l'acide ou l'alcalinité (ou basique)**

Pour notre région d'étude, on distingue une eau alcaline de PH, répondant aux normes de potabilité.

- ☺ Le **pH** de la source varie de **7,39** en hiver et **7,50** en été.
- ☺ Le **pH** de la SR1 (Ouadhias) est de **7,31** en hiver et **7,31** en été.

### → La conductivité :

La conductivité d'une eau est généralement mesurée en **micro-Siemens** par cm ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ ). C'est la capacité d'une solution à transmettre le degré de minéralisation d'une eau. La conductivité électrique d'une eau. De cette définition découle naturellement un principe simple. Plus une eau est dite pure plus son taux de conductivité sera bas. Une eau douce accusera généralement une conductivité basse et bien au contraire une eau dite dure affichera une conductivité élevée. L'eau pure est donc en réalité un isolant.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

Le tableau suivant indique quelques indicateurs sur la relation existante entre la minéralisation et la conductivité :

**Tableau IV-13) : Appréciation de la minéralisation à partir de la conductivité**

C : Conductivité ( $\mu\text{s}/\text{cm}$ )	Minéralisation
$C < 100$	Très faible
$100 < C < 200$	Faible
$200 < C < 333$	Moyenne
$333 < C < 666$	Moyenne accentuée
$666 < C < 1000$	importante
$C > 1000$	excessive

Les valeurs de la conductivité des eaux analysées et enregistrées dans le premier et le deuxième prélèvement qui sont respectivement :

- ✂ **395**  $\mu\text{s}/\text{cm}$  pour les eaux hivernales et **369**  $\mu\text{s}/\text{cm}$  pour les eaux estivales pour la source.
- ✂ **611**  $\mu\text{s}/\text{cm}$  pour les eaux hivernales et **614**  $\mu\text{s}/\text{cm}$  pour les eaux estivales pour la station SR1 Ouadhia.

Donc les résultats des analyses de l'eau brute de TNT sont en dessous de la valeur maximale admissible (OMS).

### → Turbidité :

En fonction de son origine (réseaux karstiques, terrains fissurés), l'eau à l'état naturel peut être plus ou moins chargée de particules en suspension ou de matières colloïdales (argile, limon, matières organiques, oxydes métalliques, plancton...etc.)

Le trouble de l'eau causé par ces particules est la turbidité, son unité est le NFU et l'appareil utilisé pour les mesures s'appelle le turbidimètre.

La turbidité de l'eau ne présente pas en soi un risque sanitaire direct, mais elle a pour inconvénient d'offrir une protection aux micro-organismes au cœur des

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

particules. Elle peut aussi être à l'origine d'une odeur ou d'une saveur désagréable et d'une modification de la couleur de l'eau de consommation.

Afin d'améliorer la turbidité de l'eau, les stations de traitement sont équipées d'unités de filtration ou de microfiltration en fonction des besoins. La gestion minutieuse des réseaux de distribution de l'eau potable (nettoyages des réservoirs et purges des canalisations) permet également de limiter les perturbations liées à la turbidité.

Les normes établit par OMS est de **5** Unités NTU et dans les résultats des deux analyses on a une valeur de turbidité qui ne dépasse pas la valeur requise par l'OMS.

### → **L'oxygène dissous (O<sub>2</sub>) :**

L'oxygène représente environ **35 %** des gaz dissous dans l'eau. Elle est fonction de la température de l'eau, de l'air, de la pression atmosphérique et de la salinité de l'eau. Les résultats sont exprimés en teneur en oxygène dissous (mg/l).

Dans le cas de l'eau de consommation, bien qu'un taux élevé d'oxygène dissous contribue à un meilleur goût, on essaye de maintenir ce niveau à un taux bas pour éviter la corrosion des canalisations.

Dans notre cas les analyses de l'oxygène dissous n'ont pas été effectuées.

### → **La salinité**

La salinité désigne la concentration de sels minéraux dissous dans l'eau. Elle n'est plus définie comme un rapport de masse et s'exprime sans unité (comme par exemple le PH). On trouve encore dans la littérature des valeurs de salinité exprimées en ‰ ou en g/kg.

Dans notre cas la salinité est de **0 ‰**.

### → **Le TDS**

Le TDS signifie le taux de sels dissoutes et représente la concentration totale des substances dissoutes dans l'eau. Le TDS est composé de sels inorganiques et de quelques matières organiques, reflète la concentration d'une eau en sels solubles par le biais de son pouvoir électrolytique.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

Ces minéraux peuvent provenir des sources d'eau minérales contenus dans l'eau avec un taux élevé de solides dissouts parce qu'elles ont coulé à travers des régions où les roches contiennent beaucoup de sels. L'eau dans les prairies contient beaucoup de solides dissouts dus aux fortes quantités de calcium et magnésium dans le sol. Ces minéraux peuvent aussi provenir d'activités humaines. Les eaux de ruissellement agricoles et urbaines peuvent provoquer un surplus de minéraux dans les sources d'eaux comme les bassins d'eaux usées, eaux usées industrielles et le sel qui est utilisé pour dégivrer les routes. Une haute concentration de TDS n'est pas dangereuse pour la santé.

Dans une étude réalisée par l'Organisation Mondial de la Santé (OMS), un jury de dégustateurs est venu à la conclusion sur la quantité de TDS préférable dans l'eau.

Les fortes quantités de peuvent aussi tacher les appareils ménagers, corroder les tuyaux et avoir un goût métallique. L'eau calcareuse dégradée les filtres à eau plus rapidement ceci est due à la quantité de minéraux dans l'eau. Ces mêmes minéraux qui peuvent causer des problèmes lorsqu'ils se développent dans les tuyaux et les installations.

Dans nos analyses les résultats sont dans les normes admissibles d'OMS.

### **IV-6-3) Paramètres de pollution :**

Toutes les formes d'azote (nitrite, ammoniacale et organique) sont susceptibles d'être à l'origine des nitrates par processus d'oxydation biologique.

Ce sont des produits naturels, utiles à la vie aquatique mais dangereux parfois s'ils sont en excès. (Nutriments organiques provoquant une sorte « d'indigestion ») et des produits directement nocifs (toxicité) ou au delà d'une certaine quantité (produits chimiques,..). L'eau « lave tout », évacue tout... Il peut donc se trouver dans l'eau une grande quantité de produits et donc de polluants : composants naturels issus du bassin versant et entraînés par les eaux (sels minéraux provenant des roches, matières organiques de la décomposition des organismes vivants,...) mais aussi des pollutions induites par des rejets en excès de matières organiques ou de produits chimiques provenant des activités humaines (agriculture, industrie, agglomérations).

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

Il existe des dizaines de milliers de polluants potentiels et leur nombre augmente constamment puisqu'on invente chaque jour de nouvelles molécules est permis ces paramètres :

### → Ammonium : $\text{NH}_4^+$

L'azote ammoniacal est relativement fréquent dans les eaux et traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique. Il peut aussi être apporté par certains engrais utilisés en agriculture ou les eaux usées. Sa teneur dans les eaux de surface est faible et il se transforme assez rapidement en nitrites et nitrites. Il n'est pas nocif mais peut engendrer divers inconvénients comme des troubles intestinaux. Ce paramètre peut être l'indice d'une contamination fécale. Sil est démontré que l'ammonium a une origine naturelle, la valeur à respecter est de **0,5 mg/l** pour les eaux souterraines

Dans notre cas les résultats des prélèvements de l'Ammonium sont de **00 mg/l** donc elles répondent aux normes requises.

### → Nitrates : $\text{NO}_3^-$

Les nitrates se trouvent naturellement en concentration faible dans les eaux. Mais ils peuvent aussi avoir une origine artificielle due à leur utilisation en tant que fertilisants pour les cultures (engrais minéraux et organiques, déjections animales...). Les excès non absorbés par les plantes sont lessivés par les pluies et rejoignent les eaux souterraines et les eaux superficielles. Ils peuvent également être apportés par les aliments : certains légumes sont en effet très "concentrateurs" (betteraves, radis, courgettes, épinards...). Ils **ne sont pas dangereux** pour la santé mais c'est leur transformation en nitrites dans l'appareil digestif qui est problématique.

Dans notre cas les échantillons analysés ne révèlent pas la présence du Nitrates.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

### → Nitrites : $\text{NO}_2^-$

La présence de nitrites est d'origine industrielle (traitements de surface, chimie, colorants). Une eau contenant des nitrites est suspecte car cette présence est souvent liée à une détérioration de la qualité microbiologique. Les nitrites peuvent se former à partir d'une réduction des nitrates ou à partir d'une oxydation incomplète de l'ammoniaque.

Les nitrites sont dangereux pour la santé car ils peuvent provoquer une réduction de l'hémoglobine du sang (qui est alors incapable de transporter l'oxygène) notamment chez les jeunes enfants. Ce symptôme se nomme la méthémoglobinémie ou cyanose du nourrisson. Donc le taux doit toujours être de **00 mg/l**

Les précautions d'usage fixées par l'O.M.S. sont les suivantes :

- **au delà de 50 mg/l** : eau déconseillée aux nourrissons et aux femmes enceintes.
- **au delà de 100 mg/l** : eau déconseillée pour toutes les catégories de population.

Dans notre cas les résultats des prélèvements de l'Ammonium sont de **00 mg/l** donc elles répondent aux normes requises

### → Phosphore $\text{PO}_4^{3-}$ :

C'est la forme organique très présente dans les organismes vivants et les plantes ainsi que dans les sédiments. Cette forme ne peut pas être directement utilisée par les algues, mais le phosphore peut à nouveau se transformer en phosphate dans de mauvaises conditions (manque d'oxygène, changement brusque de PH, ...). Un taux proche de zéro est idéal car les algues se développent dès 0.3mg/l de phosphore dans l'eau.

Les échantillons analysés ne révèlent pas la présence du phosphore.

### → Les matières organiques :

Les matières organiques peuvent être présentes sous forme (carbohydrates , **acides** humiques, pigments et composés d'origine artificielle comme les hydrocarbures, les solvants chlorés), ou en suspension (déchets végétaux,...). Elles proviennent pour l'essentiel de la dégradation de la matière organique présente dans

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

le milieu ou dans les sols lessivés par les pluies (décomposition des plantes et des animaux), mais aussi de composés issus de l'activité humaine. Leur concentration, infime dans les eaux profondes, peut atteindre quelques dizaines de milligrammes par litre dans les eaux de surface.

Dans notre cas il existe des traces des matières org-acide de l'ordre :

- 👉 **1,96 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **0,67 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.
- 👉 **2,29 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **0,67 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

### IV-6-4): Minéralisation globale :

Les cations et les anions sont les deux éléments majeurs qui reflètent l'analyse chimique des eaux par leur concentration en sels solubles. Cette concentration est généralement d'autant plus forte que l'eau a circulé plus profondément dans le sol.

Les éléments principaux sont :

- Cation :  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Na}^{++}$ ,  $\text{K}^{++}$ , ...etc.
- Anions :  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{So}_4^{--}$ ,  $\text{Hco}_3^-$ , ...etc.

### ① Les cations :

#### ❖ Sodium : ( $\text{Na}^+$ )

Sodium abondant naturellement (croûte terrestre, eaux), ce métal se retrouve toujours associé à d'autres éléments chimiques. Sous forme de sels de sodium, il est très employé en cuisine, pour le salage des routes et dans de nombreuses industries. Une des sources possibles peut être les traitements d'adoucissement par échange d'ions (osmose inverse, distillation).

Dans notre cas Les teneurs en Sodium sont

- 👉 **05 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **04 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

👉 **14 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **15 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les valeurs obtenues donc elles répondent aux normes requises.

### ❖ Le Calcium : $\text{Ca}^{2+}$

Le calcium est un constituant de l'os et joue aussi un rôle dans la contraction musculaire. Les besoins en calcium sont donc importants pendant la croissance, chez l'enfant et l'adolescent, mais aussi chez les femmes enceintes et qui allaitent, ainsi que chez les personnes âgées dont les os sont fragilisés. Une eau enrichie en calcium contribue à prévenir l'ostéoporose.

Pourtant, quand l'eau est dite « dure », les ions calcium dissous dans l'eau peuvent former des dépôts dans les canalisations.

Les eaux qui dépassent **200 milligrammes par litre** de calcium présentent de sérieuses difficultés. La teneur admissible est d'environ **75 mg/l**.

Dans notre cas Les teneurs en Calcium sont

👉 **44,09 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **66,53 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

👉 **69,74 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **83,37 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les analyses montrent des valeurs conformes aux normes, sauf le prélèvement estival de la station SR1 de Ouadhia qui dépasse a peut.



**Figure IV-5): le calcium cause des dépôts dans les canalisations**

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

### ❖ **Potassium (K<sup>+</sup>) :**

Le potassium est l'élément clé de la contraction musculaire. Les besoins journaliers sont assez faibles et généralement couverts par une alimentation équilibrée. La concentration de potassium est assez faible dans la plupart des eau . Ce minéral joue un rôle-clé dans la contraction des muscles et du cœur, mais aussi dans la transmission de l'influx nerveux. Il intervient dans le fonctionnement neuro musculaire et combat les crampes. Le potassium participe également au bon fonctionnement des reins, et des glandes surrénales qui régulent le stress et la production d'énergie.

L'OMS provient des normes limites de **12 mg/l**, donc les valeurs trouvées sont très loin de la valeur maximale admissible.

### ❖ **Le Magnésium :( Mg<sup>++</sup>)**

Le magnésium joue un rôle essentiel dans la transmission des messages nerveux entre les neurones et dans la relaxation musculaire. Le magnésium peut également être utilisé pour lutter contre la fatigue, la dépression et les angoisses, pour réduire les crampes et les spasmes musculaires ou pour traiter la constipation.

Il peut être responsable de la formation de dépôts dans les canalisations (eau « dure »).

Selon l'OMS, la concentration maximum admissible pour le Magnésium est de **50 mg/l**. De fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau.

Dans notre cas Les teneurs en Magnésium sont :

- 👉 **34,03 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **11,18 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.
- 👉 **28,69 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **25 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les valeurs observées des deux échantillons sont loin de la valeur.

### ② Les anions :

#### ❖ Sulfates : ( $\text{SO}_4^{-2}$ )

Les sulfates présents naturellement dans les eaux (concentration inférieure à 1 g/l) peuvent se lier avec de nombreux cations (calcium, magnésium, sodium, ...). L'origine de ces sulfates peut également être humaine : pollution d'industries papetières, textiles, minières ou traitement pour la potabilisation de l'eau (sulfates d'aluminium et de fer utilisés pour la floculation).

Selon l'OMS, la concentration maximum admissible pour les sulfates est de **250 mg/l**. De fortes concentrations provoquent des troubles gastro-intestinaux et peuvent donner un goût désagréable à l'eau.

Dans notre cas Les teneurs en sulfates sont :

- 👉 **40 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **10 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.
- 👉 **67,60 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **32 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les valeurs observées des deux échantillons sont très loin de la valeur maximale admissible.

#### ❖ Les Chlorures : ( $\text{Cl}^-$ )

Ce sont des paramètres caractéristiques dus à la désinfection au chlore de l'eau dont l'objectif est d'éliminer tous les micro-organismes pathogènes. La teneur en chlorures ne doit pas dépasser **200 mg/L** pour une eau potable. Avec le sodium et le potassium, il participe à la bonne répartition de l'eau dans le corps et contribue à équilibrer le pH dans l'organisme. Il participe aussi à la formation de l'acide chlorhydrique déversé dans l'estomac. Enfin, il contribue au transport du  $\text{CO}_2$  dans le sang.

Dans notre cas Les teneurs en chlorures sont :

- 👉 **25,82 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **19,14 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la source.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

✎ **38,72 mg/l** pour le prélèvement hivernal et de **60,41 mg/l** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Ce qui nous amène à dire que les deux teneurs sont loin de la concentration maximale admissible.

### ❖ **Les bicarbonates et les carbonates : ( $\text{HCO}_3^-$ ), ( $\text{CO}_3^{--}$ )**

L'alcalinité d'une eau correspond à la présence d'hydrogénocarbonates ou bicarbonates ( $\text{HCO}_3^-$ ), de carbonates ( $\text{CO}_3^{--}$ ), d'ions hydroxydes ( $\text{HO}^-$ ) et d'une façon plus limitée, aux ions silicates ( $\text{HSiO}_3^{--}$ ), phosphates ( $\text{PO}_3^{----}$ ) ou encore aux espèces moléculaires des acides faibles. Dans les eaux naturelles, l'alcalinité, exprimée en  $\text{HCO}_3^-$ , varie de 10 à 350 mg/L.

D'un point de vue minéralogique, les bicarbonates prédominent dans la composition de la plupart des eaux de surface. C'est la mesure du pH qui permet de déterminer la présence de ces éléments. Les **bicarbonates** sont trouvées en général entre **6,4** et **10,3** alors que les carbonates sont trouvées au delà et en dessous de **6,4**; les bicarbonates et les carbonates sont remplacées par du **CO<sub>2</sub> libre**.

Les valeurs obtenues, répondent aux normes requises.

### ➤ **La dureté :**

♣ **La dureté totale :** Les principales sources naturelles de la dureté de l'eau sont les roches sédimentaires ainsi que l'infiltration dans le sol et le ruissellement.

La dureté totale de l'eau est la mesure du calcium et du magnésium contenus dans l'eau. Ces deux éléments combinés forment du carbonate de calcium. Notre corps a besoin de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) et de magnésium ( $\text{Mg}^{2+}$ ). Dans certains pays, des niveaux minimum de calcium sont conseillés (le taux minimal de **calcium** est de **20 mg/l**). Le principal problème d'un niveau de dureté totale élevé est que des dépôts peuvent se former dans la tuyauterie et les rendre moins efficaces. Si l'eau est trop dure, implique la formation de calcaire dans les conduites d'eau, cela peut également provoquer une diminution de l'efficacité des savons et détergents, et affecter le goût de l'eau.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

Les normes qui concernent la dureté des eaux visent surtout à limiter les inconvénients pour les usages domestiques. Les eaux qui dépassent **200 milligrammes par litre** de calcium présentent de sérieuses difficultés. La teneur admissible est d'environ **75 mg/l**.

♣ **La dureté permanente** : ou non carbonaté correspond à la dureté qui persiste après ébullition de l'eau, elle représente la teneur en sulfate et chlorure de calcium et magnésium.

➤ **Le Titre alcalimétrique (TA) et Titre alcalimétrique complet (TAC) :**

Ces paramètres permettent de contrôler l'alcalinité d'une eau. L'alcalinité est liée à la présence d'ions carbonates, hydroxydes ( $\text{OH}^-$ ) et hydrogénocarbonates (Bicarbonates).

➤ **Le titre alcalimétrique (TA)** permet de connaître sa concentration en ions carbonates ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) et bases fortes présentes dans l'eau (ions hydroxydes ( $\text{OH}^-$ )).

Pour connaître **le titre alcalimétrique complet (TAC)** d'une eau, on additionne le taux d'ions hydrogénocarbonates ( $\text{HCO}_3^-$ ) et ( $\text{CO}_3^{2-}$ ) et hydroxydes.

Ces ions varient en fonction du pH. La connaissance de ces valeurs est essentielle pour connaître le caractère agressif d'une eau, ou au contraire, de son caractère entartrant.

### **IV-6-5) Les paramètres bactériologiques:**

L'eau ne doit pas contenir de germes pathogènes qui provoqueraient des maladies chez les consommateurs. C'est la qualité la plus importante de la potabilité d'une eau.

L'analyse bactériologique a porté sur les germes totaux, Les bactéries revivifiables à 22°C et à 37 °C, les Coliformes totaux, les Colibacilles et les Streptocoques fécaux Les bactéries anaérobies sulfito-réductrices, Les résultats obtenus sont :

① **Les bactéries revivifiables à 22°C et à 37 °C :**

Les bactéries revivifiables sont des bactéries aérobies, c'est-à-dire qu'elles ont besoin d'oxygène pour se développer, telles que les moisissures et les levures.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

La recherche des micro-organismes aérobies non pathogènes dits « revivifiables » permet de dénombrer les bactéries se développant dans des conditions habituelles de culture et représentant la teneur moyenne en bactéries d'une ressource naturelle.

Ces germes n'ont pas d'effets directs sur la santé mais sont des indicateurs qui révèlent la présence possible d'une contamination bactériologique.

### a. /Germes totaux à 37°C

Dans notre cas Les teneurs en Germes totaux à 37°C sont :

- ☞ **>300 UFC /ml** pour le prélèvement hivernal et de **> 300 UFC /m** pour le prélèvement estival, pour la source.
- ☞ **<01 UFC /ml** pour le prélèvement hivernal et de **> 300 UFC /m** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

### b. /Germes totaux à 22°C :

Dans notre cas Les teneurs en Germes totaux à 22°C sont :

- ☞ **>300 UFC /ml** pour le prélèvement hivernal et de **> 300 UFC /m** pour le prélèvement estival, pour la source.
- ☞ **50 UFC /ml** pour le prélèvement hivernal et de **20 UFC /m** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les fiches d'analyses des échantillons indiquent des résultats qui dépassent les normes admissibles.

### ② Les coliformes totaux :

Les bactéries coliformes existent dans les matières fécales que l'on trouve habituellement dans les intestins des êtres vivants mais peuvent également se développer dans certains milieux naturels (sol, végétation). L'absence de coliformes totaux ne signifie pas nécessairement que l'eau est potable, celle-ci peut tout de même présenter un risque pathogène.

Dans notre cas Les teneurs en Les coliformes totaux sont :

- ☞ **240 /100ml** pour le prélèvement hivernal et de **240 /100ml** pour le prélèvement estival, pour la source.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

☞ **00 /100ml** pour le prélèvement hivernal et de **00 /100ml** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les fiches d'analyses d'échantillon la source indiquent des résultats qui dépassent les normes admissibles, et celle de la station SR1 elle est eux normes.

### ③ **Les bactéries anaérobies sulfito-réductrices :**

Ce sont des formes résistantes d'organismes anaérobies (qui n'ont pas besoin d'oxygène pour survivre), dont les plus fréquentes et les plus faciles à mettre en évidence sont les Clostridies. Elles sont normalement présentes dans les sols, rivières et dans les systèmes digestifs des animaux ainsi que dans les matières fécales, mais en plus petites quantités que les Escherichia coli.

Leur absence dans une nappe souterraine ou une nappe alluviale est un signe d'efficacité de la filtration naturelle.

Les clostridium sulfito-réducteurs sont des germes capables de se reproduire et de se maintenir très longtemps dans l'eau sous une forme végétative :

· Leur présence dans l'eau, en l'absence de germes fécaux, peut être interprétée comme un défaut de protection de la nappe contre la présence d'une flore bactérienne étrangère,

Du fait de leur similitude de comportement avec les parasites, les spores constituent un bon indicateur pour ces micro-organismes. En outre, ces formes résistent à la chloration. Ceci explique que pour ce paramètre particulier, ce ne sont pas des bactéries elles-mêmes mais leurs spores qui sont recherchées.

Dans notre cas Les teneurs en bactéries anaérobies sulfito-réductrices sont :

☞ **24 (S/100ml)** pour le prélèvement hivernal et de **01 (S/100ml)** pour le prélèvement estival, pour la source.

☞ **00 (S/100ml)** pour le prélèvement hivernal et de **00 (S /100ml)** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les valeurs obtenues donc elles répondent aux normes requises.

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

### ④ CTT (E. coli ):

E. coli sont des bactéries qui font partie du groupe des coliformes totaux et qui constituent les seuls membres de ce groupe que l'on trouve majoritairement dans les matières fécales des humains et des animaux. Leur présence dans l'eau indique non seulement une contamination récente par des matières fécales, mais aussi la présence possible de bactéries, virus et protozoaires potentiellement pathogènes.

Dans notre cas Les teneurs en bactéries E. coli sont :

- ☞ **240 /100ml** pour le prélèvement hivernal et de **21 /100ml** pour le prélèvement estival, pour la source.
- ☞ **00/100ml** pour le prélèvement hivernal et de **00 /100ml** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

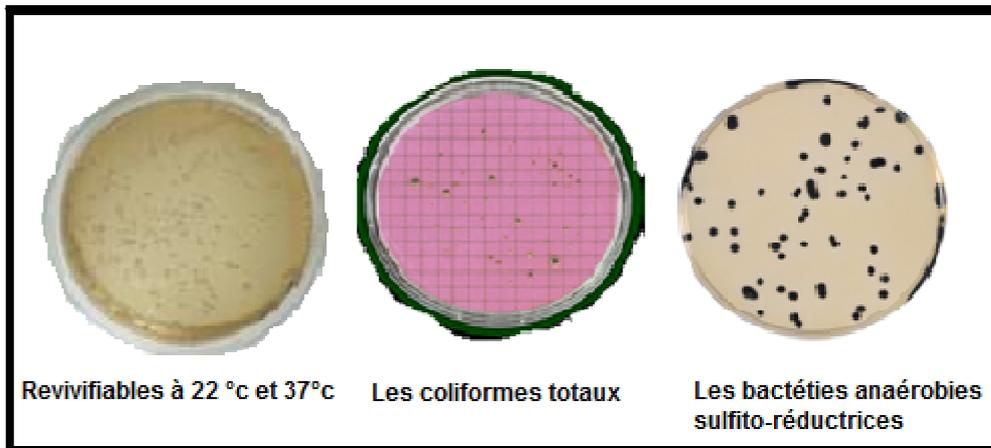
Les fiches d'analyses d'échantillon la source indiquent des résultats qui dépassent les normes admissibles, et celle de la station SR1 elle est eux normes.

### ⑤ Streptocoques fécaux :

D'après la fiche d'analyse, on remarque les teneurs en bactéries Streptocoques fécaux sont :

- ☞ **105 /100ml** pour le prélèvement hivernal et de **00 /100ml** pour le prélèvement estival, pour la source.
- ☞ **00 /100ml** pour le prélèvement hivernal et de **06 /100ml** pour le prélèvement estival, pour la station SR1 de Ouadhia.

Les fiches d'analyses des échantillons montrent l'absence de Streptocoques fécaux dans le prélèvement estival de la source et le prélèvement hivernal de la station SR1, mais le prélèvement estival de la station SR1 et le prélèvement hivernal de la source dépassent les normes admissibles.



**Figure IV-7): Quelques bactéries existe dans les prélèvements d'eau brute**

### **IV-7) Conclusion :**

✂ Les minéraux sont des éléments importants de l'eau potable et ont un impact sur la santé direct et indirect. L'évidence suffisante est maintenant disponible pour confirmer qu'une certaine quantité minimale de minéraux dans l'eau est désirable, puisque leur déficience a beaucoup d'effets négatifs sur la santé: maladies et agressions possibles d'éléments toxiques et de bactéries. Les niveaux optimum en **Ca** et **Mg** dans l'eau potable devraient se trouver dans les échelles suivantes: de **20 à 30 mg/l** pour le **Ca** et de **40 à 80 mg/l** pour le **Mg** et d'environ **200 à 400 mg/l** pour la dureté de l'eau.

✂ L'eau dure entraîne l'entartrage des réseaux de distribution et une consommation excessive de savon; l'eau douce peut provoquer la corrosion des canalisations. La dureté acceptable par le public peut varier considérablement d'une ville à l'autre, selon les conditions locales. On ne peut donc pas fixer de concentration maximale acceptable quant à la dureté.

✂ On considère généralement qu'une dureté comprise entre **80 et 100 mg/L** (en  $\text{CaCO}_3$ ) assure un équilibre acceptable entre la corrosion et l'entartrage. Une eau dont le degré de dureté est supérieur à 200 mg/L est considérée comme étant de qualité

## CHAPITRE IV : CONTROLE ET QUALITE DE L'EAU

---

médiocre, mais elle est tolérée par les consommateurs. Les eaux dont la dureté est supérieure à **500 mg/L** sont inacceptables pour la plupart des usages domestiques.

✎ La qualité de l'eau qui alimente Tizi-Ntleta varie selon les saisons. Cette variation est due à l'augmentation ou à la diminution du volume d'eau en été et en hiver ainsi selon les activités domestiques des habitants.

Selon les résultats de l'analyse physico-chimique et bactériologique des deux prélèvements, on peut conclure que :

D'une manière générale, l'eau qui alimente Tizi-Ntleta est de bonnes qualités physico-chimiques. Les paramètres analysés répondent aux normes requises pour les eaux brutes.

Du point de vue bactériologique, l'eau qui alimente Tizi-Ntleta est classée comme étant mauvaise.

✎ Pour cela, on est amené à appliquer un traitement de désinfection avant la distribution.

✎ A noter que, la désinfection est une opération qui permet de détruire ou d'inactiver les germes pathogènes qui peuvent se trouver dans l'eau par l'emploi des agents chimiques tel que l'ozone, l'iode, le permanganate de potassium et le chlore qui est le plus utilisé. Il faut maintenir un taux de chlore résiduel libre compris entre **0,2 mg/l** et **0,4 mg/l** chez l'utilisateur.



# Chapitre V

## Adduction



## **CHAPITRE V**

### **ETUDE DE L'ADDUCTION**

#### **V-1) DEFINITION :**

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qu'est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation.

Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation aux besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier.

#### **V-2) TYPES D'ADDUCTION :**



##### **V-2-1- Adduction Gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte piézométrique supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

##### **V-2-2- Adduction par refoulement :**

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement et par gravité.

## Chapitre V : Adduction

---

Le choix du tracé se base sur les conditions économiques, techniques et topographiques qui se résument comme suivant:

- Le choix du tracé le plus court ayant un profil en long aussi régulier que possible afin de réduire frais d'amortissement;
- pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation, il est recommandé de suivre les chemins existants (routes et pistes);
- Rechercher la possibilité d'alimenter les villages gravitairement;
- Eviter contres pentes qui peuvent donner lieu à formation des poches d'air qui risquent d'engendrer la rupture de la veine liquide, et qui pourront aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Dans ce cas de refoulement, il peut résulter en ces endroits une cavitation par suite d'arrêt inopiné (imprévu) pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- Eviter les zones rocheuses, une tranchée devra être creusée;
- les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et dans le but diminuer les pertes de charge.

### **V-3) CHOIX DE TYPE DE TUYAUX :**

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, pour ce fait son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, parmi eux on cite :

- ♣ Le diamètre et la pression de service ;
  - ♣ Facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
  - ♣ Disponibilité sur le marché ;
  - ♣ Durée de vie.
- ☞ Il existe plusieurs types de conduites :
- ❖ Conduites en polyéthylène (PEHD, PEBD) ;
  - ❖ Conduites en PVC ;
  - ❖ Conduites en acier ;
  - ❖ Conduites en fonte...etc

☺ Le **PEHD** constitue le matériau le plus adapté au transport de l'eau potable.

### **V-3-1) Conduites en polyéthylène (PE) :**

Le **PE** est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs.

La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être PE à basse densité (**PEBD**) ou à haute densité (**PEHD**) dont les points de fusion se situent respectivement à 115 °c et 130 °c. Les tubes en PE ont des longueurs allant de **6 à 12 m**, pour les diamètres allant de **160 à 400 mm**.

### **✂ IV-3-1-a) Les raisons pour l'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :**

- ✓ Le **PEHD** est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est in corrodable, sa pose par soudure électrique.
- ✓ sont légères et flexibles, ce qui permet une pose économique.
- ✓ Permet des rayons de courbure inférieur aux réseaux traditionnels ;
- ✓ Pas de fuites au niveau des branchements ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (Durée de vie théorique **50 ans** à 20 °C) ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- ✓ Résiste à tous types de corrosion ; ainsi à l'entartrage ;
- ✓ Résiste chimiquement lors de transport de fluides industriels et des eaux usées ;
- ✓ Se raccorde facilement aux réseaux (fonte, acier) ;
- ✓ Insensible aux mouvements du terrain et elles résistent également très bien aux influences mécaniques (tremblement de terre) ;
- ✓ Montage facile et rapide.

### ✂ V-3-1-b) Marquage des tubes plastiques (PE) :

Les tubes plastiques en polyéthylènes (PE) et en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC - U) destinés aux réseaux publics d'eau potable devront porter de façon apparente et indélébile en continu le long du tube, à des intervalles de un (1) mètre les indications minimales suivantes :

- La désignation commerciale et/ou le sigle du fabricant ;
  - La matière constitutive de base et sa désignation ;
  - L'origine de la matière première ;
- La mention (eau potable) suivie de la pression nominale PN ;
- Les dimensions nominales : diamètre extérieur nominal, épaisseur nominale ;
  - la date de fabrication ;
  - le numéro du lot de fabrication.

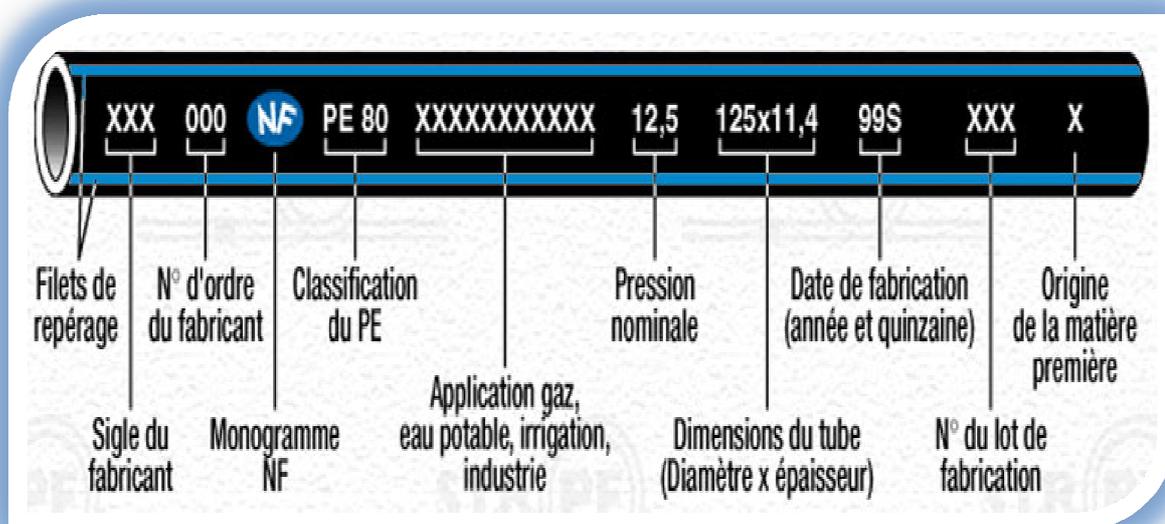


Figure V-1) : Marquage des tuyaux en PEHD

### **V -4) SYSTEMES DE RACCORDEMENT :**

Il existe trois systèmes de raccordement pour le tube **PEHD**.

#### **V-4-1/ Bout à bout :**

- C'est la méthode qui apporte la plus grande fiabilité et la plage de diamètre et de pression la plus grande
- Procédé : chauffage des extrémités des tubes à l'aide d'un outil appelé «miroir» sous une pression de contact et des températures définies.
- Après retrait du miroir, les extrémités sont rapidement mises en contact et maintenues en pression pendant le refroidissement.
- Si la soudure est correctement effectuée, sa solidité est supérieure aux tubes eux-mêmes
- Outillage nécessaire au soudage Bout à Bout : une machine à souder avec une partie fixe et une partie mobile, deux vérins hydrauliques, des colliers de serrage rapide, un groupe hydraulique avec mise en pression rapide et précise, un dispositif de fraisage (rabot), un miroir chauffant et une source d'énergie électrique.

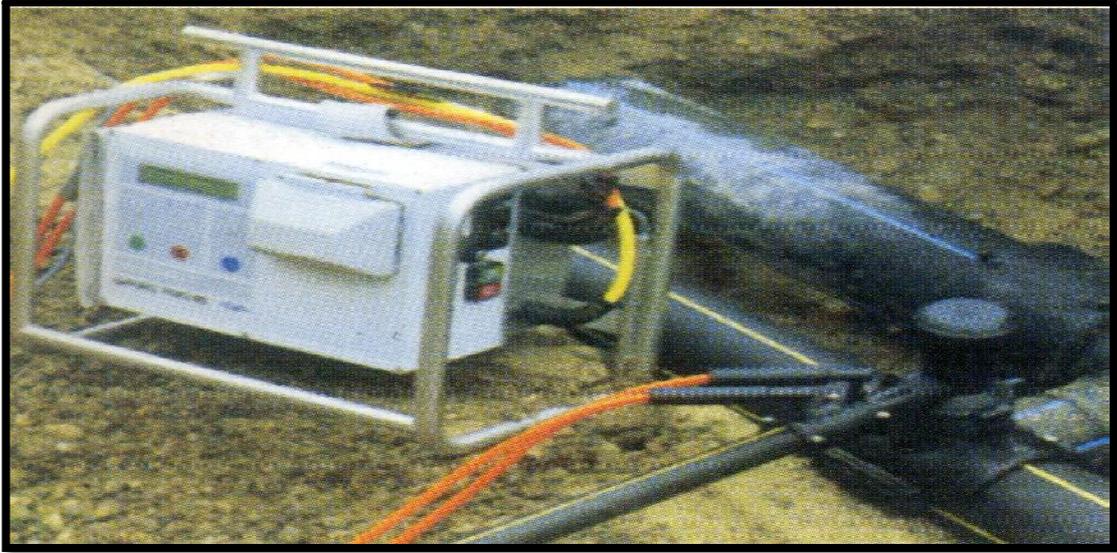




**Figure V-2) : Bout à bout**

### **V-4-2 / Raccordement par accessoires électro-soudables :**

- ✂ Il permet le raccordement de tubes de diamètres égaux ou différents.
- ✂ Les raccords sont des pièces en Polyéthylène munies d'une résistance sur la surface interne du raccord qui, est en contact du tube à raccorder lors de l'assemblage.
- ✂ Après nettoyage et mise en place des pièces à souder, les bornes de soudage de cette résistance sont connectées à une source d'énergie. La puissance électrique est dissipée par effet Joule, entraînant la fusion de la surface de contact par effet Joule, et le raccord parfait des deux pièces avec une totale étanchéité.
- ✂ Equipement : un appareil de soudage et un positionneur, un grattoir, une coupe tube, du produit de dégraissage.



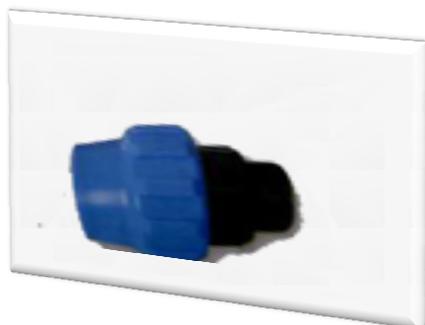
**Figure V-3) : Accessoire électro-soudage**



**Figure V-4) : Assemblage par électro-soudage**

### V- 4-3/ L'assemblage par raccord à compression :

Le raccordement par compression est réalisé avec des raccords à visser en matière plastique ou en laiton.



Raccorde d'adaptation.



Coude mal fileté



Coude double femelle



Té égal

**Figure V-5) : Raccordement par accessoires à compression**

### V-4-3-a / Assembler du PEHD avec des raccords à compression :



## Chapitre V : Adduction

---

### ① Couper d'équerre et chanfreiner le tube

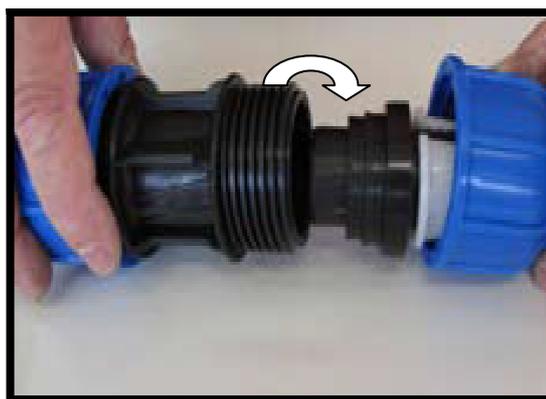


### Raccord à serrage plastique :

#### ② Dévisser la bague de serrage du raccord



#### ③ Insérer le tube PE dans les éléments de la bague de serrage



S'assurer que le tube est emboîté jusqu'au bout.

#### ④ Revisser avec le tube dans la bague



Répéter l'opération.

### Raccord à serrage laiton :

② Dévisser au 3/4 la bague de serrage du raccord



③ Insérer le tube PE dans les éléments de la bague de serrage



S'assurer que le tube PE est en butée

④ Revisser avec le tube dans la bague



Répéter l'opération.

### **V- 5) EQUIPEMENT DES CONDUITES D'ADDUCTION :**

#### **V-5-1 / Les vannes de sectionnement :**

Pour isoler une conduite en cas de réparation ; on prévoit pour ceci des vannes dites de sectionnement .ces dernière permettent aussi la vidange d'un tronçon à part.

#### **V -5-1- a) Robinet vanne à coin (à opercule) :**

Sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



**Figure V-6) : vannes à opercule**

#### **V-5-1- b) Vannes papillons :**

Les vannes papillons peuvent aussi servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, léger, le couple de manœuvre est faible .Elle occasionne une faible perte de charge.



**Figure V-7) : vannes papillons**

## Chapitre V : Adduction

---

**V -5-2 / les ventouses** : ont pour fonction

- ❖ D'évacuer en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- ❖ D'évacuer l'air à grand débit lors des opérations de remplissage de conduite ;
- ❖ De laisser pénétrer l'air à grand débit lors des vidanges volontaires ou involontaires de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.

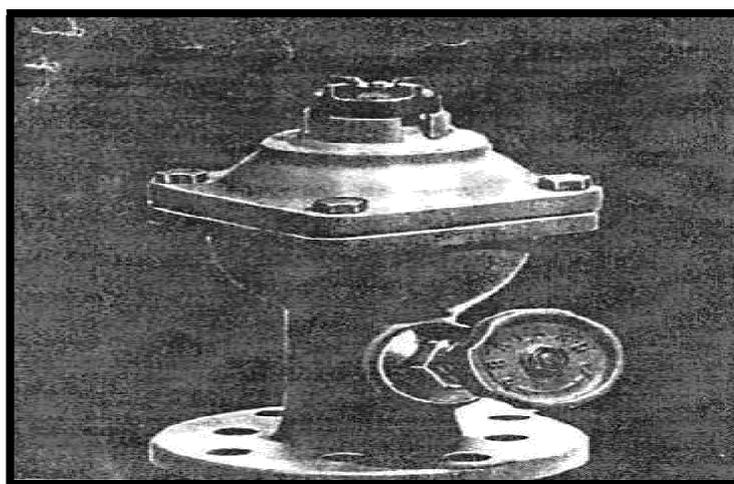
**Remarque :**

La formation des poches d'air qui se trouvent dissous dans l'eau peut freiner considérablement, voir même annuler l'écoulement dans les conduites et parfois des ruptures de la conduite par cavitation.

La ventouse seront donc prévus aux points hauts de la conduites d'adduction.

On a deux types de ventouses.

**V -5-2-a) Ventouses manuelles :**



**Figure V-8) : Ventouses manuelles**

**V -5-2-b) Ventouses automatiques :**

Comporte un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.



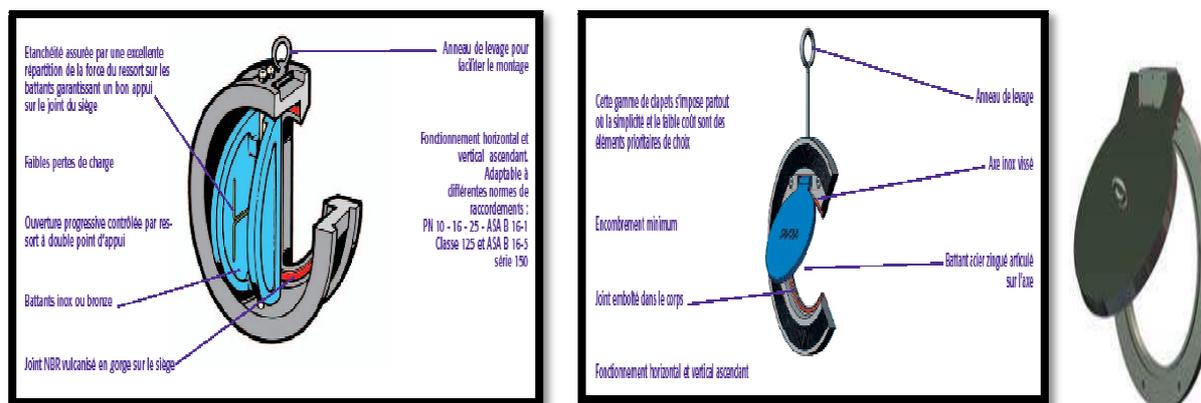
**Figure V-9) : Ventouses automatiques**

### V -5-3 / Les robinets de décharge « vidange » :

C'est un robinet placé au point bas des canalisations pour permettre la vidange et la dirige vers l'égout le plus voisin, si le point bas se trouve hors de la ville cet appareil doit être facilement accessible.

### V -5-4 / les clapets :

Ils ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Ils doivent obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de pompe dans la station de pompage.



**Figure V-10) : Clapet à double battant et à simple battant**

### V-6) ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION PAR

#### REFOULEMENT :

L'intérêt de cet aspect est de choisir le diamètre le plus adapté pour assurer le débit attendu et qui permet d'obtenir le prix de revient minimal.

La détermination de ce diamètre se fait par le calcul technico-économique selon les étapes suivantes :

#### **V -6-1 / Calcul du diamètre économique :**

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite ( $D_{ec}$ ) en tenant compte du débit ( $Q$ ) véhiculé par la conduite, telles que :

- Expression générale  $D_{ec} = K \times \sqrt{Q}$
- Formule de **Bonin**  $D_{ec} = 1 \times \sqrt{Q}$  si  $K=1$
- Formule de **Bresse**  $D_{ec} = 1.5 \times \sqrt{Q}$  si  $K=1,5$

Avec :

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

$Q$  : débit maximal à relever (véhiculé) ( $m^3/s$ ).

- Ces relations donnent une approche du diamètre économique, nous choisissons une gamme des diamètres normalisés, de sorte que le diamètre ainsi calculé appartienne à cette gamme de diamètre.

#### **V -6-2 / Evaluation des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation représentent le coût de revient de l'énergie nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau jusqu'au réservoir. Il dépend de la hauteur manométrique totale qui fait intervenir :

- La hauteur géométrique ;
- Les pertes de charges dans la conduite.

## Chapitre V : Adduction

---

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation ci-dessous

Où :

$$F_{ex} = E \times e \quad (\text{DA})$$

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

$e$  : Tarif de l'énergie égal à **4.2** DA/KWh (d'après les services de la SONALGAZ)

$E$  : Energie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit (Q) à une hauteur Hmt .Elle se calcul comme suit :

$$E = 365.p.t \quad (\text{kwh/ans})$$

$P$  : Puissance absorbé par la pompe en kw ;

$t$  : Temps de pompage journalier (**18 à 20 heures /24heures**); dans notre étude il est pris égal à **19 heures**.

L'énergie totale dépensée par la pompe peut être évalué en fonction de certains paramètres susceptible de varier.

### V-6-2-1/ La hauteur géométrique :

La hauteur géométrique est la hauteur d'élévation entre la côte trop plein du réservoir et la côte du radier de la station de reprise.

$$H_g = (C_R + 0,2) - (C_{TP} + 0,5)$$

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$C_{TP}$  : côte de trop plein de réservoir d'arriver (m) ;

$C_R$  : côte de radier du réservoir du départ (m) .

### V-6-2-2 / les pertes de charge :

Il existe deux types de pertes des charges dans les conduites :

- ❖ Les pertes de charges linéaires ;
- ❖ Les pertes de charges singulières.

## Chapitre V : Adduction

### V-6-2-2-a / les pertes de charges linéaires (jL) :

Ce sont celles qui se produisent le long de la conduite, elles sont dues aux contacts visqueux, et aux contacts tangentiels.

Les pertes de charges linéaires se calculent par la formule universelle de **DARCY-WEISBACH**

$$jL = \lambda \frac{L}{D} \frac{V_{moy}^2}{2g} \quad (m)$$

Où :

**jL** : perte de charge linéaires (m) ;

**L** : longueur du tronçon de la conduite (m) ;

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

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

**g** : Accélération de la pesanteur **g=9.81 m/s** ;

**λ** : Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépende du régime de l'écoulement.

✎ **Détermination de λ :**

« **λ** » est calculé d'après différentes méthodes selon le régime d'écoulement :

**a / Régime turbulent :** « **λ** » est donné par la formule de **NIKRADZE** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}$$

où

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)]^{-2}$$

Avec :

**λ** : coefficient de frottement absolu des tuyaux (Coefficient de pertes de charge)

**ε** : Coefficient de rugosité ;

**D** : Diamètre de la conduite ;

$\frac{\varepsilon}{D}$  : Rugosité relative.

**b / En régime transition :**

« **λ** » sera calculé avec la formule de **Colebrook white** suivante :

## Chapitre V : Adduction

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

Dans ce régime «  $\lambda$  » est déterminé par approximation successive .Il peut être déterminé également par diagramme de **Moody**, en fonction du nombre de **Reynolds** et de la rugosité relative  $\frac{\varepsilon}{D}$  **annexe (B-1)**.

### C / En régime laminaire :

«  $\lambda$  » est indépendant de la rugosité relative, il est uniquement fonction du nombre de **Reynolds**, il est donnée par l'expression de **Poiseuille** :

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}}$$

Avec :

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Ou

$$\text{Re} = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

**V** : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

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

$\nu$ : viscosité cinématique de l'eau prise égale à  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à  $T=20^\circ\text{C}$ .

$\rho$ : Masse volumique ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) ;

$\mu$ : viscosité dynamique ( $\text{kg}/\text{m.s}$ ).

En fonction de la valeur de nombre de  $\text{Re}$ , nous avons la classification suivante :

- ✓ **Re < 2 100** : correspond au régime laminaire ;
- ✓ **2 100 < Re < 4 000** : correspond au régime transitoire ;
- ✓ **Re > 4 000** : correspond au régime turbulent.

### ✂ **Détermination de la rugosité :**

➔ **La rugosité absolue** est liée à la fois à la nature des parois du tuyau, à leur évaluation dans le temps et à la nature de l'eau véhiculée. Elle se calcul comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha T$$

Avec :

$\varepsilon$ : Rugosité de service (recherchée) ;

## Chapitre V : Adduction

$\epsilon_0$ : Rugosité à l'état neuf. ( $\epsilon_0=10^{-4}$  pour l'acier) ;

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement des conduites ;  $\alpha = 3 \times 10^{-5}$  m/ans ;

$T$  : la durée d'utilisation de la conduite ( $T=30$ ans).

→ **La rugosité relative** ( $\frac{\epsilon}{D}$ ) est le rapport de la rugosité absolue ( $\epsilon$ ) et le diamètre de la conduite ( $D$ ).

Dans la pratique,  $\epsilon$  est pris égale :

- pour l'acier  $\epsilon = 10^{-3}$ m ;
- Pour la fonte ductile  $\epsilon = 0.03$  mm;
- Pour le PEHD :
  - Si  $D \leq 200$  mm on a  $\epsilon = 0.01$ mm ;
  - Si  $D > 200$  mm on a  $\epsilon = 0.02$  mm.

### V-6-2-2-b / Pertes de charge singulières ( $j_s$ ) :

Il se peut produit des pertes de charge dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les vannes, crépines, clapets...ets.

Les pertes de charge singulières sont exprimées par une longueur équivalente ( $L_{eq}$ ).

$$L_{eq} = 0.15 L \quad j_s = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{v_m^2 L_{eq}}{2g}$$

Enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées ( $j_s$ ), représentent **15%** des pertes de charges linéaires. Soit :

$$j_s = 0,15 \cdot j_L$$

$$j_s = 0,15 \lambda \frac{L}{D} \frac{V_{moy}^2}{2g} \quad (m)$$

### V-6-2-2-C / Pertes de charge Totales ( $j_t$ ):

La perte de charge totale "Jt" le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$j_t = j_L + j_s = j_L + 15\% j_L$$

$$j_t = 1,15 j_L$$

$$j_t = \lambda \frac{L_t}{D} \frac{V_{moy}^2}{2g}$$

## Chapitre V : Adduction

$L_t$  : longueur totale donnée par :

$$L_t = L + L_{eq} = 1,15 L$$

Finalement on aura :

$$j_t = 1,15 \lambda \frac{L}{D} \frac{V_{moy}^2}{2g} \quad (\text{m})$$

$j_t$  : Pertes de charge Totales ;

$L$  : Longueur du tronçon de la conduite (m) ;

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

$V_{moy}$  : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

$g$  : Accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/s}$  ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement adimensionnel, qui dépende du régime de l'écoulement.

### V-6-2-3) Calcul de la hauteur manométrique Totale ( $H_{mt}$ ) :

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique ( $H_g$ ) et la perte de charge ( $j_t$ ) le long de la conduite.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + j_t \quad (\text{m})$$

Avec :

$H_{mt}$  : Hauteur manométrique Totale (m) ;

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$j_t$  : perte de charge totale (m).

### V-6-2-4) Calcul de la puissance absorbée par la pompe ( $P$ ) :

La puissance notée « P » absorbée par la pompe et le travail effectuée pour élever un débit « Q » à la hauteur manométrique totale ( $H_{mt}$ ) pendant une unité de temps.

Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

$P_{abs}$  : Puissance total en (Watt) ;

## Chapitre V : Adduction

$\rho$  : masse volumique ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ ) ;

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g=9.81\text{m}/\text{s}^2$ ) ;

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

$H_{mt}$  : hauteur manométrique totale (m);

$\eta$  : Rendement de la pompe ( $0.7 \leq \eta \leq 0.8$ ) pour nos calculs on prend un rendement de ( $\eta = 75\%$ ).

### V-6-3) Evolution des frais d'amortissement ( $F_a$ ) :

Les frais d'amortissement «  $F_a$  » sont égaux au prix de revient total «  $p$  » de la conduite multiplié par le coefficient d'amortissement «  $A$  »

$$F_a = P \times A \quad (\text{DA})$$

Avec :

$P$  : Puissance absorbée par la pompe en KWh ;

$A$  : coefficient d'annuité () est calculé d'après la formule suivante :

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

Où :

$i$  : Taux d'annuité adopté égale à **8%** en Algérie ;

$n$  : Nombre d'années d'amortissement ( $n=30$  ans).

Donc :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30-1}} + 0.08 = 0.09$$

### V-6-4) Bilan des frais :

Le bilan des frais «  $F_t$  » est établi par la somme des frais d'exploitation et ceux d'amortissement :

$$F_t = F_a + F_{exp} \quad (\text{DA})$$

Avec :

$F_t$  : Frais Total (DA) ;

$F_a$  : Frais d'amortissement (DA) ;

## Chapitre V : Adduction

---

$F_{\text{exp}}$  : Frais d'exploitation (DA).

Le choix du diamètre est alors porté sur celui qu'ayant le bilan des frais le moins élevé.

### **V -7) ETUDE DE L'ADDITION GRAVITAIRE :**

Le calcul de diamètre de la conduite fait intervenir quatre paramètres à savoir :

- Le débit d'écoulement  $Q$  en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- La vitesse moyenne dans la conduite en ( $\text{m/s}$ ) ;
- Le diamètre de la conduite en mètre ( $\text{m}$ ) ;
- Les pertes de charges  $j$  en ( $\text{m}$ ).

#### **V-7-1 / Procédé de calcul de diamètre de la conduite :**

##### **V-7-1-a-Calcul de la charge disponible $J_d$ :**

$$J_d = (Z_1 - Z_2)$$

Avec :

$J_d$  : Charge disponible en ( $\text{m}$ ) ;

$Z_1$  : Côte de départ ( $\text{m}$ ) ;

$Z_2$  : Côte de d'arrivée ( $\text{m}$ ).

##### **V-7-1-b-Calcul de la perte de charge :**

Le calcul de la perte de charge se fera à l'aide de l'abaque des pertes de charge dans les tuyaux d'adduction et de distribution en polyéthylène (**Annexe B-2**).

Pour un diamètre «  $D_{\text{int}}$  » et un débit «  $Q_0$  » donné. On trace une verticale qui passe par  $Q_0$  jusqu'au point d'intersection avec la droite  $D_{\text{int}}$  de ce point, puis on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée. Ainsi nous pourrons déterminer les pertes de charge unitaires ( $j_u$ ) et la vitesse ( $V_{\text{moy}}$ ).

##### **V-7-1-c-Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivé :**

$$P = Z_1 - (Z_2 + j_t)$$

Avec :

$P$  : Pression en ( $\text{m}$ ) ;

$Z_1$  : Côte du réservoir de départ ( $\text{m}$ );

## Chapitre V : Adduction

---

$Z_2$  : Côte de trop plein de réservoir d'arrivée (m) ;

$j_t$  : Pertes de charge totales (m).

Les pertes de charge totale dans le tronçon sont données par la formule suivante :

$$j_t = j_L + j_s \text{ (m)}$$

Où :

$J_L$  : pertes de charge linéaire.

Avec :  $J_L = j_u \times L$

$j_u$  : est la perte de charge unitaire recherchée.

$j_s$  : pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaire.

$$j_s = 0,15 j_L$$

$$j_t = 1,15 j_L \text{ (m)}$$

### V-7-1-d- Calcul de la pression statique du flotteur :

La pression statique du flotteur permet d'arrêter l'écoulement de l'eau dans la conduite quand l'eau atteint le niveau trop-plein dans le réservoir d'arrivée.

Avec :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2$$

$H$  : hauteur de réservoir de départ (m) ;

$P_f$  : Pression statique du flotteur(m).

### V-7-2 / La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

# Chapitre V : Adduction

## V-7-2-1 : Cas de la conduite de refoulement :

$$H_{mt} = (Z_2 - Z_1) + \sum j_{1-2}$$

**Hmt** : Hauteur géométrique totale.

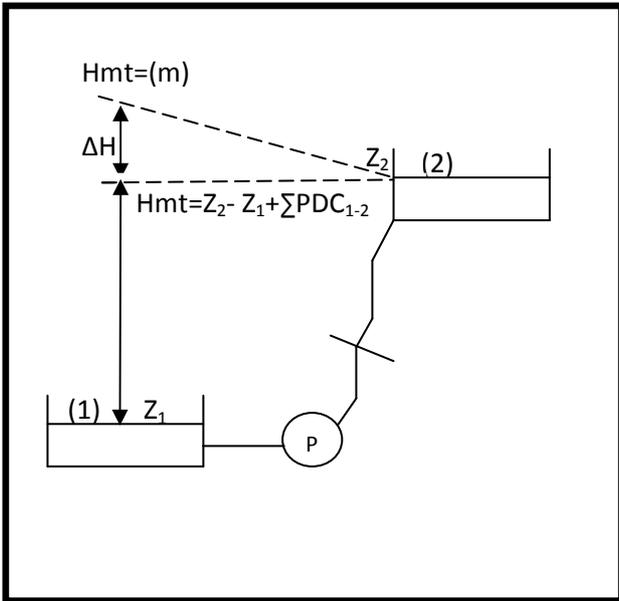


Figure V-11) : Refoulement avec une Seule conduite

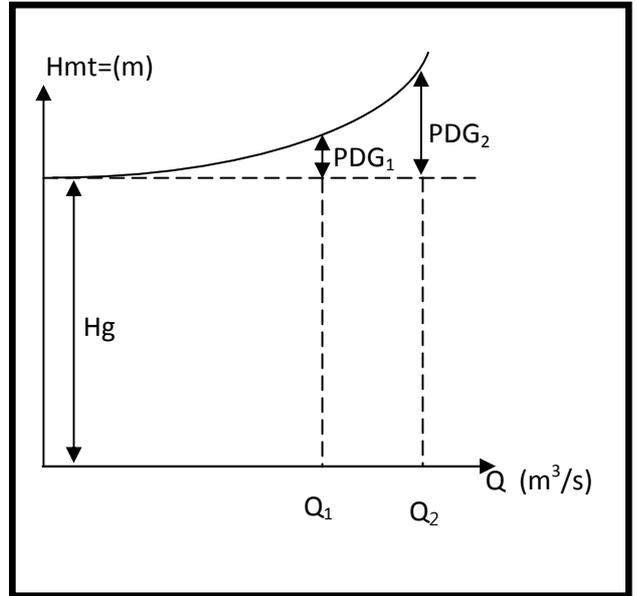


Figure V-12) : Caractéristiques d'une conduite de refoulement

## V-7-2-2 : Cas d'une conduite gravitaire :

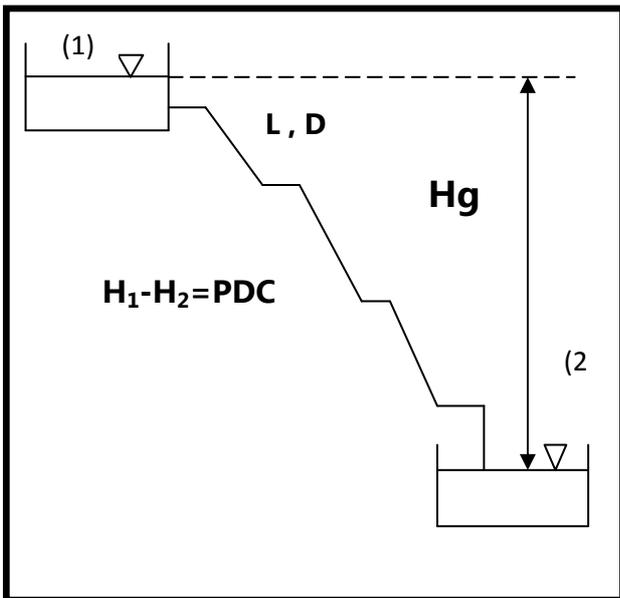


Figure V-13) : Adduction gravitaire avec une seule conduite

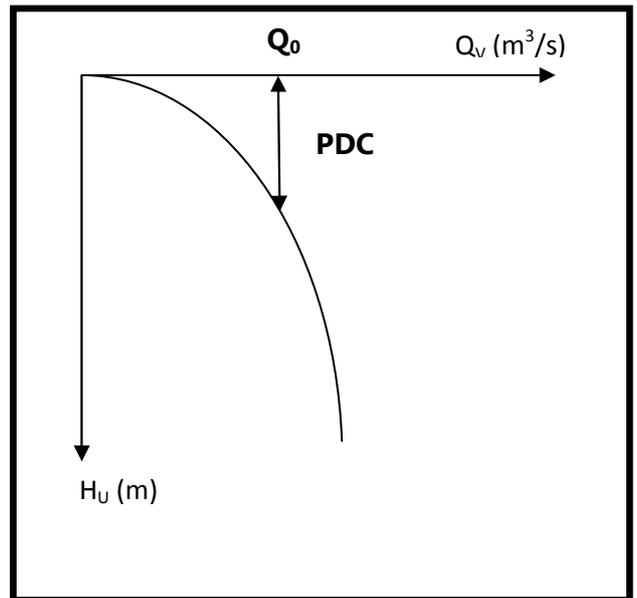


Figure V-14) : Courbe caractéristique d'une conduite gravitaire

## Chapitre V : Adduction

### V-8-1 / Calcul technique du projet :

**Remarque :** pour le choix de la gamme des diamètres on a utilisé les normes françaises.

**V-8-1-1) Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant le réservoir (500m<sup>3</sup>) de la station (SP5) projeté a une côte 420 m NGA au réservoir de stockage et de transit de la SR1 :**

#### A / Caractéristique du transfert :

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)	Côte du point de piquage (m NGA)	Côte de trop plein du réservoir de la SR1 (m NGA)
2202	0.08388	420	532

#### B/ Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,08388} = 0,28962 = 289,62 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [250,280, 315 ,400] mm.

#### C/ Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = C_{TP} - C_R$$

$$= 532 - 420$$

$$H_g = 112 \text{ m}$$

#### D/ Calcul des hauteurs manométrique totales :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	ε	(ε/D) <sub>5</sub> .10 <sup>5</sup>	Re .10 <sup>5</sup>	λ	L	JL(m)	Jt = 1.15 JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
<b>250</b>	204,6	0,2046	0,08388	2,553	/	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>280</b>	229,2	0,2292	0,08388	2,034	/	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>315</b>	257,8	0,2578	0,08388	1,608	/	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>400</b>	327,4	0,3274	0,08388	0,997	0,020	6,109	3,264	0,04	2202	14,988	17,237	112	129,237

**N-B :** Les diamètres de DN=250 mm, DN=280 mm et DN=315 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement : **0,5 m/s ≤ V ≤ 1,5 m/s.**

## Chapitre V : Adduction

### E/ Calcul des frais d'exploitation :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	g	Hmt	m v	Q (m <sup>3</sup> /s)	N	puissance (kw)	t (h)	Energie (kwh/an)	prix revient (DA)	Frais d'exploitation (Dépense d'énergie)(DA)
400	327,4	9,81	129,237	1000	0,08388	0,75	141,792	19	983327,849	4,2	4129976,967

### F / Calcul des frais d'amortissement :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	longueur de la conduite (m)	prix unitaire de la conduite (DA)	prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	frais d'amortissement (DA)
400	327,4	2202	13000	28626000	0,09	2535868,605

### G/ Bilan annuel :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
400	327,4	4129976,967	2535868,605	6665845,572

### Conclusion :

Le diamètre économique retenu est le D<sub>int</sub> =327.4 mm dont le diamètre extérieur D<sub>ext</sub> =400 mm correspondant à une conduite de PN= 16 bars.

### V-8-1-2) Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR1 au réservoir de stockage d'Ighil Imoula.

#### A / Caractéristique du transfert :

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)	Côte radier de réservoir de la SR1 (m NGA)	Côte de trop plein du réservoir d'Ighil Imoula (m NGA)
1700	0.007146	528	701

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,007146} = 0,084534 \text{ m} = 84.534 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [63,75, 90, 110] mm.

## Chapitre V : Adduction

### C / Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = C_{TP} - C_R$$

$$= 701 - 528$$

$$H_g = 173 \text{ m}$$

### D / Calcul des hauteurs manométrique totales :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	ε	(ε/D) <sup>5</sup> · 10 <sup>5</sup>	Re · 10 <sup>5</sup>	λ	L	JL (m)	Jt = 1.15 JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
63	51,4	0,0514	0,007146	3,446	/	/	/	/	/	/	/	/	/
75	61,4	0,0614	0,007146	2,415	/	/	/	/	/	/	/	/	/
90	73,6	0,0736	0,007146	1,680	/	/	/	/	/	/	/	/	/
110	90	0,09	0,007146	1,124	0,010	11,111	1,011	0,048	1700	58,367	67,122	173	240,122

**N-B :** Les diamètres de DN=63mm, DN=75mm et DN=90mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

### E / Calcul des frais d'exploitation :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	g	Hmt	m v	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	puissance (kw)	t (h)	Energie (E)(kwh/an)	prix revient (DA)	Frais d'exploitation (Dépense d'énergie)(DA)
110	90	9,81	240,122	1000	0,007146	0,75	22,444	19	155649,844	4,2	653729,3449

### F / Calcul des frais d'amortissement :

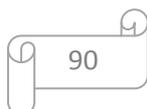
Dext(mm)	Dint (mm)	longueur de la conduite (DA)	prix unitaire de la conduite (DA)	prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	frais d'amortissement (DA)
110	90	1700	1200	2040000	0,09	180715,8511

### G/Bilan annuel :

Dext (DA)	Dint (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
110	90	653729,3449	180715,8511	834445,1961

### Conclusion :

Le diamètre économique retenu est le Dint = 90 mm dont le diamètre extérieur Dext = 110 mm correspondant à une conduite de PN= 16 bars.



## Chapitre V : Adduction

### V-8-1-3) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de la SR1 au réservoir de transit de la SR2 d'Ait Abed :

#### **A / Caractéristique de la conduite :**

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 3412$  m ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,065$  m<sup>3</sup>/s ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 528$  m NGA ;
- ✓ Côte du trop plein de réservoir d'arrivée de la SR2 :  $Z_2 = 506$  m NGA .

#### **B / Choix de la gamme des diamètres :**

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,065} = 0,25495 \text{ m} = 254,95 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [225, 250, 315, 400] mm ,PN 16 bars .

#### **C / Calcul de la charge disponible :**

$$J_d = Z_1 - Z_2 \\ = 528 - 506$$

$$J_d = 22 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0,0064 \text{ m/ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$J_d/L$ (mm/ml)	$J_d/L$ (mm/ml)
225	184	0,184	0,065	2,446	/	/
250	204,6	0,2046	0,065	1,978	/	/
315	257,8	0,2578	0,065	1,246	4,1	0,0041
400	327,4	0,3274	0,065	0,772	1,4	0,0014

**N-B :** Les diamètres de DN=225 mm et DN=250 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{\text{int}} = 327,4$  mm correspondant à

$D_{\text{ext}} = 400$  mm à PN =16 bars.

## Chapitre V : Adduction

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,0014 \cdot 3412 \\ j_t &= 5,493 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned}p &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 528 - (506 + 5,493) \\ P &= 16,507 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned}P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (528 + 4) - 506 \\ P_f &= 26 \text{ m.}\end{aligned}$$

### V-8-1-4) Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 au réservoir de stockage et de transit d'Ait Maghzelmal :

#### A/Caractéristique du transfert :

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)	Côte radier de réservoir de la SR2 (mNGA)	Côte de trop plein du réservoir d'Ait Maghzelmal (m NGA)
1625	0.009498	502	700

#### B/ Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,009498} = 0,09746 \text{ m} = 97,46 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [75 , 90 , 110 , 125 ] mm.

#### C / Calcul de la hauteur géométrique :

$$\begin{aligned}H_g &= C_{TP} - C_R \\ &= 700 - 502 \\ H_g &= 198 \text{ m.}\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

### D/ Calcul des hauteurs manométrique totales :

Dext (mm)	Dint (mm)	Dint (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	ε	(ε/D).10 <sup>-5</sup>	Re .10 <sup>5</sup>	λ	L	JL(m)	Jt =1.15 JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
75	61,4	0,0614	0,009498	3,209	/	/	/	/	/	/	/	/	/
90	73,6	0,0736	0,009498	2,234	/	/	/	/	/	/	/	/	/
110	90	0,090	0,009498	1,494	0,010	11,111	1,344	0,0485	1625	99,588	114,527	198	312,527
125	102,2	0,1022	0,009498	1,158	0,010	9,785	1,184	0,0475	1625	51,656	59,404	198	257,404

**N-B :** Les diamètres de DN=75 mm et DN=90 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

### E / Calcul des frais d'exploitation :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	g	Hmt	m v	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	puissance (kw)	t (h)	Energie (E)(kwh/an)	prix revient (DA)	Dépense d'énergie (DA)
110	90	9,81	312,527	1000	0,009498	0,75	38,826	19	269260,952	4,2	1130896
125	102,2	9,81	257,404	1000	0,009498	0,75	31,978	19	221769,501	4,2	931431,903

### F / Calcul des frais d'amortissement :

Dext(mm)	Dint (mm)	longueur de la conduite (DA)	prix unitaire de la conduite (DA)	prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	frais d'amortissement (DA)
110	90	1625	1200	1950000	0,09	175500
125	102,2	1625	1900	3087500	0,09	273509,8972

### G/ Bilan annuel :

D <sub>ext</sub> (DA)	D <sub>int</sub> (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
110	90	1130896	175500	1306396
125	102,2	931431,9028	273509,8972	1204941,8

**Conclusion :** Le diamètre économique retenu est le Dint =102,2 mm dont le diamètre extérieur Dext =125 mm correspondant à une conduite de PN=16 bars.

## Chapitre V : Adduction

### V-8-1-5) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de stockage et de transit d'Ait Maghzal au réservoir de stockage d'Ait Ouali.

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 230,10 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0024354 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 697 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop plein de réservoir d'arrivée d'Ait Ouali :  $Z_2 = 654 \text{ m NGA}$ .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0024354} = 0,04935 \text{ m} = 49,35 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [40,50 , 63 , 75 ]mm

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$\begin{aligned} J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 697 - 654 \end{aligned}$$

$$J_d = 43 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0,1868 \text{ m/m}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge (annexe A), dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$J_d/L$ (mm/ml)	$J_d/L$ (m/ml)
40	32,6	0,0326	0,0024354	2,919	/	/
50	40,8	0,0408	0,0024354	1,864	/	/
63	51,4	0,0514	0,0024354	1,174	27	0,027
75	61,4	0,0614	0,0024354	0,823	13	0,013

**N-B :** Les diamètres de DN=40 mm et DN=50 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{\text{int}} = 61,4 \text{ mm}$  correspondant à

$D_{\text{ext}} = 75 \text{ mm}$  à PN = 16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned} J_t &= 1,15 \text{ jL} \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,013 \cdot 230,10 \\ j_t &= 3,44 \text{ m.} \end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned} p &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 697 - (654 + 3,44) \\ P &= 39,56 \text{ m.} \end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned} P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (697 + 4) - 654 \\ P_f &= 47 \text{ m.} \end{aligned}$$

### V-8-1-6) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de stockage et de transit d'Ait Maghzal au réservoir de stockage d'Ait Abed :

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 1416 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0027114 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 697 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop plein de réservoir d'arrivée d'Ait Abed :  $Z_2 = 550 \text{ m NGA}$ .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0027114} = 0,005207 \text{ m} = 52,07 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [40mm, 50mm, 63 mm, 75mm]

## Chapitre V : Adduction

### C / Calcul de la charge disponible:

$$Jd = Z_1 - Z_2$$
$$= 697 - 550$$

$$Jd = 147 \text{ m}$$

$$Jd/L = 0.1038 \text{ m/ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Jd/L(mm/ml)	Jd/L(m/ml)
40	32,6	0,0326	0,0027114	3,250	/	/
50	40,8	0,0408	0,0027114	2,075	/	/
63	51,4	0,0514	0,0027114	1,307	32,5	0,0325
75	61,4	0,0614	0,0027114	0,916	15,5	0,0155

**N-B :** Les diamètres de DN=40 mm et DN=50 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est D<sub>int</sub> = 61,4 mm correspondant à D<sub>ext</sub> = 75 mm à PN = 16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$j_t = 1,15 j_L \cdot L$$
$$= 1,15 \cdot 0,0155 \cdot 1416$$
$$j_t = 25,24 \text{ m.}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P = Z_1 - (Z_2 + j_t) ;$$
$$= 697 - (550 + 25,24)$$
$$P = 121,76 \text{ m.}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2$$
$$P_f = (697 + 4) - 550$$
$$P_f = 151 \text{ m.}$$

## Chapitre V : Adduction

### **V-8-1-7) Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR2 au réservoir de transit de la SR3.**

#### **A / Caractéristique du transfert :**

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)	Côte radier de réservoir de la SR2 (m NGA)	Côte de trop plein du réservoir de la SR3 (m NGA)
1831	0.055502	502	642

#### **B / Choix de la gamme des diamètres :**

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,055502} = 0,23559 \text{ m} = 235,59 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [200, 225, 250, 315] mm.

#### **C / Calcul de la hauteur géométrique :**

$$\begin{aligned} H_g &= C_{TP} - C_R \\ &= 642 - 502 \end{aligned}$$

$$H_g = 140 \text{ m}$$

#### **D / Calcul des hauteurs manométrique totales :**

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sub>3</sub> /s)	V (m/s)	ε	(ε/D).10 <sup>-5</sup>	Re .10 <sup>5</sup>	λ	L(m)	JL(m)	Jt =1.15 JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
<b>200</b>	163,6	0,1636	0,055502	2,642	0,020	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>225</b>	184	0,184	0,055502	2,088	0,020	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>250</b>	204,6	0,2046	0,055502	1,689	0,020	/	/	/	/	/	/	/	/
<b>315</b>	257,8	0,2578	0,055502	1,064	0,020	7,758	2,743	0,0457	1831	18,723	21,531	140	161,531

**N-B :** Les diamètres de DN=200 mm, DN=225 mm et DN=250 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement : **0,5 m/s ≤ V ≤ 1,5 m/s.**

## Chapitre V : Adduction

### E / Calcul des frais d'exploitation :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	g	Hmt	m v	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	puissance (kw)	t (h)	Energie(E) (kwh/an)	prix revient (DA)	Frais d'exploitation(Dépense d'énergie )(DA)
315	257,8	9,81	161,531	1000	0,055502	0,75	117,266	19	813240,627	4,2	3415610,633

### F / Calcul des frais d'amortissement :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	longueur de la conduite (m)	prix unitaire de la conduite (DA)	prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	frais d'amortissement (DA)
315	257,8	1831	10000	18310000	0,09	1622013,35

### G / Bilan annuel :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
315	257,8	3415610,633	1622013,35	5037623,983

### Conclusion :

Le diamètre économique retenu est le D<sub>int</sub> =257,8 mm dont le diamètre extérieur D<sub>ext</sub> =315 mm correspondant à une conduite de 16 bars.

### V-8-1-8) Détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement reliant la SR3 au réservoir de transit de Tizi-Tighilt(1000m<sup>3</sup>).

#### A / Caractéristique du transfert :

Longueur de la conduite (m)	Débit de transfert (m <sup>3</sup> /s)	Côte radier de réservoir de la SR3 (m NGA)	Côte de trop plein du réservoir de Tizi-Tighilt (m NGA)
2948	0.055502	638	860

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,055502} = 0,23559 \text{ m} = 235,59 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [200, 225 , 250, 315 ] mm.

## Chapitre V : Adduction

### C / Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = C_{TP} - C_R$$

$$= 860 - 638$$

$$H_g = 222 \text{ m.}$$

### D / Calcul des hauteurs manométrique totales :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	ε	(ε/D) <sub>5</sub> . 10 <sup>-5</sup>	Re . 10 <sup>5</sup>	λ	L	JL(m)	Jt = 1.15 JL (m)	Hg (m)	Hmt (m)
200	163,6	0,1636	0,055502	2,642	0,02	/	/	/	/	/	/	/	/
225	184	0,184	0,055502	2,088	0,020	/	/	/	/	/	/	/	/
250	204,6	0,2046	0,055502	1,689	0,020	/	/	/	/	/	/	/	/
315	257,8	0,2578	0,055502	1,064	0,020	7,758	2,743	0,0457	2948	30,144	34,666	222	256,666

**N-B :** Les diamètres de DN=200 mm et DN=225 mm et DN=250 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement : **0,5 m/s ≤ V ≤ 1,5 m/s.**

### E / Calcul des frais d'exploitation :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	g	Hmt	m v	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	puissance (kw)	t (h)	Energie (kwh/an)	prix revient (DA)	Frais d'exploitation (Dépense d'énergie)(DA)
315	257,8	9,81	256,666	1000	0,055502	0,8	186,331	19	1292205,182	4,2	5427261,763

### F / Calcul des frais d'amortissement :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	longueur de la conduite (m)	prix unitaire de la conduite (DA)	prix de revient de la conduite (DA)	Annuité	frais d'amortissement (DA)
315	257,8	2948	10000	29480000	0,09	2611521,221

### G / Bilan annuel :

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
315	257,8	5427261,763	2611521,221	8038782,984

## Chapitre V : Adduction

### Conclusion :

Le diamètre économique retenu est le  $D_{int} = 257,8 \text{ mm}$  dont le diamètre extérieur  $D_{ext} = 315 \text{ mm}$  correspondant à une conduite de  $PN=16 \text{ bars}$ .

### V-8-1-9) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir de Tizi-Tighilt au point (A).

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 1707 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0378624 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 856 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du point d'arrivée (A) :  $Z_2 = 765 \text{ m NGA}$ .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max.j}} = \sqrt{0,0378624} = 0,19458 \text{ m} = 194,58 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [160 ,200 ,250 ,315] mm.

#### C / Calcul de la hauteur géométrique :

$$\begin{aligned} J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 856 - 765 \end{aligned}$$

$$J_d = 91 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0,0533 \text{ m/ml.}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{ext} \text{ (mm)}$	$D_{int} \text{ (mm)}$	$D_{int} \text{ (m)}$	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V \text{ (m/s)}$	$J_d/L \text{ (mm/mL)}$	$J_d/L \text{ (m/mL)}$
160	130,8	0,1308	0,0378624	2,819	/	/
180	147,2	0,1472	0,0378624	2,226	/	/
200	136,6	0,1366	0,0378624	2,585	/	/
225	184	0,184	0,0378624	1,425	8	0,008

**N-B** : Les diamètres de  $DN=160 \text{ mm}$ ,  $DN=180 \text{ mm}$  et  $DN=200 \text{ mm}$  ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :  $0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$ .

## Chapitre V : Adduction

---

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{int} = 184$  mm correspondant à  $D_{ext} = 225$  mm à  $PN = 16$  bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,008 \cdot 1707 \\ J_t &= 15,704 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned}P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 856 - (765 + 15,704) \\ P &= 75,296 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / La cote piézométrique au point « A » :

$$\begin{aligned}C_{\text{piézo}}(A) &= Z_1 - J_t \\ C_{\text{piézo}}(A) &= 856 - 15,704 \\ C_{\text{piézo}}(A) &= 840,296 \text{ m}\end{aligned}$$

### V-8-1-10) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point (A) au réservoir de Tizgui :

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 209$  m ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0061536 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Cote piézométrique du point (A) :  $Z_1 = 856$  m NGA ;
- ✓ Cote du trop plein de réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 811$  m NGA

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\text{max}} \cdot j} = \sqrt{0,0061536} = 0,078445 \text{ m} = 78,445 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [63, 75, 90, 110] mm.

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$\begin{aligned}J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 856 - 811 \\ J_d &= 45\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

$$Jd/L = 0.215 \text{ m/ml.}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	Q ( $\text{m}_3/\text{s}$ )	V (m/s)	Jd/L (mm/mL)	Jd/L (m/mL)
63	51,4	0,0514	0,0061536	2,967	/	/
75	61,4	0,0614	0,0061536	2,079	/	/
90	73,6	0,0736	0,0061536	1,447	26,5	0,0265
110	90	0,09	0,0061536	0,968	9,2	0,0092

**N-B :** Les diamètres de DN=63 mm et DN=75 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{\text{int}}=96,8$  mm correspondant à  $D_{\text{ext}}=110$  mm à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$j_t = 1,15 j_L \cdot L$$

$$= 1,15 \cdot 0,0092 \cdot 209$$

$$j_t = 2,211 \text{ m.}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$P = Z_1 - (Z_2 + j_t) ;$$

$$= 856 - (811 + 2,211)$$

$$P = 42,789 \text{ m}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$P_f = (Z_1 + H) - Z_2$$

$$P_f = (856 + 4) - 811$$

$$P_f = 49 \text{ m.}$$

## Chapitre V : Adduction

### V-8-1-11) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point (A) au point (B) :

#### **A / Caractéristique de la conduite :**

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 1510$  m ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0317088$  m<sup>3</sup>/s ;
- ✓ Côte piézométrique du point (A) :  $Z_1 = 856$  m NGA ;
- ✓ Côte du point d'arrivée (B) :  $Z_2 = 794$  m NGA.

#### **B / Choix de la gamme des diamètres :**

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0317088} = 0,17807 \text{ m} = 178,07 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [160 ,200, 250 , 315 ] mm.

#### **C / Calcul de la charge disponibles :**

$$\begin{aligned} J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 856 - 794 \end{aligned}$$

$$J_d = 62 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0,041 \text{ m/ml.}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène ,on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$J_d/L$ (mm/ml)	$J_d/L$ (m/ml)
<b>140</b>	114,6	0,1146	0,0317088	3,076	/	/
<b>160</b>	130,8	0,1308	0,0317088	2,361	/	/
<b>180</b>	147,2	0,1472	0,0317088	1,864	/	/
<b>200</b>	163,6	0,1636	0,0317088	1,500	10	0,010

**N-B :** Les diamètres de DN=140 mm, DN=160 mm et DN=180 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :  **$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$** .

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{\text{int}} = 163,6$  mm correspondant à  $D_{\text{ext}} = 200$  mm à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 \text{ jL} \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,010 \cdot 1510 \\ j_t &= 17,365 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du point « B » :

$$\begin{aligned}P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 856 - (794 + 17,365) \\ P &= 44,635 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / La côte piézométrique au point « B » :

$$\begin{aligned}C_{\text{piézo}}(B) &= C_{\text{piézo}}(A) - J_t \\ C_{\text{piézo}}(B) &= 856 - 17,365 \\ C_{\text{piézo}}(B) &= 838,635 \text{ m}\end{aligned}$$

### V-8-1-12) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « B » au réservoir de Tighilt Oumezir :

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ longueur de la conduite :  $L = 33 \text{ ml}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0035496 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte piézométrique du point (B) :  $Z_1 = 850,23 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop plein de réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 815 \text{ m NGA}$  .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\text{max}} \cdot j} = \sqrt{0,0035496} = 0,059578 \text{ m} = 59,578 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [32, 40, 50, 63] mm.

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$\begin{aligned}J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 850,23 - 815 \\ J_d &= 35,23 \text{ m} \\ J_d/L &= 1,067 \text{ m/ml.}\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Jd/L(mm/ml)	Jd/L(m/ml)
40	32,6	0,0326	0,0035496	4,255	/	/
50	40,8	0,0408	0,0035496	2,716	/	/
63	51,4	0,0514	0,0035496	1,712	/	/
75	61,4	0,0614	0,0035496	1,199	19	0,019

**N-B :** Les diamètres de DN=40 mm, DN=50 mm et DN=63 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est D<sub>int</sub>=61,4 mm correspondant à D<sub>ext</sub> =75 mm à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned} j_t &= 1,15 \cdot j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,019 \cdot 33 \\ j_t &= 0,721 \text{ m.} \end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned} P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 850,23 - (815 + 0,721) \\ P &= 34,509 \text{ m.} \end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned} P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (850,23 + 4) - 815 \\ P_f &= 39,23 \text{ m.} \end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

### **V-8-1-13) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « B » au point (C).**

#### **A / Caractéristique de la conduite :**

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 518 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0281592 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte piézométrique du point (B):  $Z_1 = 850,23 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du point d'arrivée (C) :  $Z_2 = 783 \text{ m NGA}$ .

#### **B / Choix de la gamme des diamètres :**

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0281592} = 0,16781 \text{ m} = 167,81 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [140,160 ,180 , 200 ] mm.

#### **C / Calcul de la charge disponible :**

$$\begin{aligned} J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 850,23 - 783 \end{aligned}$$

$$J_d = 67,23 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0.129 \text{ m/ml}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$J_d/L$ (mm/ml)	$J_d/L$ (m/ml)
140	114,6	0,1146	0,0281592	2,731	/	/
160	130,8	0,1308	0,0281592	2,097	/	/
180	147,2	0,1472	0,0281592	1,656	/	/
200	163,6	0,1636	0,0281592	1,340	8	0,008

**N-B :** Les diamètres de DN=140 mm, DN=160 mm et DN=180 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :  $0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$ .

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{\text{int}} = 163,6 \text{ mm}$  correspondant à  $D_{\text{ext}} = 200 \text{ mm}$  à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,008 \cdot 518 \\ j_t &= 4,766 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned}P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 850,23 - (783 + 4,766) \\ P &= 62,464 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / La côte piézométrique au point « C » :

$$\begin{aligned}C_{\text{piézo}}(C) &= C_{\text{piézo}}(B) - j_t \\ C_{\text{piézo}}(C) &= 850,23 - 4,766 \\ C_{\text{piézo}}(C) &= 845,464 \text{ m.}\end{aligned}$$

### V-8-1-14) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « C » au réservoir d'Ait Graiche.

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 942 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0076416 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte piézométrique du point (C) e:  $Z_1 = 849,40 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop plein de réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 768 \text{ m NGA}$ .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\text{max}} \cdot j} = \sqrt{0,0076416} = 0,087416 \text{ m} = 87,416 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [63, 75 , 90,110 ] mm.

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$\begin{aligned}J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 849,40 - 768 \\ J_d &= 81,4 \text{ m} \\ J_d/L &= 0.086 \text{ m/ml.}\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{ext}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$D_{int}$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Jd/L(mm/ml)	Jd/L(m/ml)
63	51,4	0,0514	0,0076416	3,685	/	/
75	61,4	0,0614	0,0076416	2,582	/	/
90	73,6	0,0736	0,0076416	1,797	/	/
110	90	0,09	0,0076416	1,202	15	0,015

**N-B :** Les diamètres de DN=63 mm, DN=75mm et DN=90 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{int} = 90$  mm correspondant à  $D_{ext} = 110$  mm à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned} j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,015 \cdot 942 \\ j_t &= 16,249 \text{ m.} \end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned} P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 849,4 - (768 + 16,249) \\ P &= 65,151 \text{ m.} \end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned} P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (849,40 + 4) - 768 \\ P_f &= 85,4 \text{ m.} \end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

### V-8-1-15) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le point « C » au réservoir Taddart Ouffela.

#### **A / Caractéristique de la conduite :**

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 283 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0205176 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte piézométrique du point (C) e:  $Z_1 = 849,40 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop plein de réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 826 \text{ m NGA}$ .

#### **B / Choix de la gamme des diamètres :**

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0205176} = 0,14324 \text{ m} = 143,24 \text{ mm} ;$$

On prend la gamme de diamètre [125 , 140, 160 , 180 ]mm .

#### **C / Calcul de la charge disponible :**

$$\begin{aligned} J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 849,40 - 826 \end{aligned}$$

$$J_d = 23,4 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0,082 \text{ m/ml.}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	J <sub>d</sub> /L(mm/ml)	J <sub>d</sub> /L(m/ml)
125	102,2	0,1022	0,0205176	2,502	/	/
140	114,6	0,1146	0,0205176	1,990	/	/
160	130,8	0,1308	0,0205176	1,528	/	/
180	147,2	0,1472	0,0205176	1,206	7,6	0,0076

**N-B :** Les diamètres de DN=125 mm, DN=140 mm et DN=160 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :  **$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$** .

**N-B :** Le diamètre économique retenu est  $D_{\text{int}} = 147,2 \text{ mm}$  correspondant à  $D_{\text{ext}} = 180 \text{ mm}$  à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,0076 \cdot 283 \\ j_t &= 2,473 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned}P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 849,4 - (826 + 2,473) \\ P &= 20,927 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned}P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (849,4 + 4) - 826 \\ P_f &= 27,4 \text{ m.}\end{aligned}$$

### V-8-1-16) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir Taddart Ouffela au réservoir d'Ait Moussa.

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 370 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,010176 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 822 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop-plein de réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 797 \text{ m NGA}$ .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,010176} = 0,10088 \text{ m} = 100,88 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [75 ,90 , 110 , 125 ] mm.

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$\begin{aligned}J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 822 - 797 \\ J_d &= 25 \text{ m} \\ J_d/L &= 0,067 \text{ m/ml.}\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Jd/L(mm/ml)	Jd/L(m/ml)
75	61,4	0,0614	0,010176	3,439	/	/
90	73,6	0,0736	0,010176	2,393	/	/
110	90	0,09	0,010176	1,600	/	/
125	102,2	0,1022	0,010176	1,241	13	0,013

**N-B :** Les diamètres de DN=75 mm, DN=90 mm et DN=110 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement : **0,5 m/s ≤ V ≤ 1,5 m/s.**

**N-B :** Le diamètre économique retenu est D<sub>int</sub> =102,2 mm correspondant à D<sub>ext</sub> =125 mm à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,013 \cdot 370 \\ j_t &= 5,53 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned}P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 822 - (797 + 5,53) \\ P &= 19,47 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned}P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (822 + 4) - 797 \\ P_f &= 29 \text{ m.}\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

### V-8-1-17) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir Ait Moussa au réservoir d'Ait El Hadj Ali.

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 1760$  m ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0071424$  m<sup>3</sup>/s ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 792$  m NGA ;
- ✓ Côte du trop plein du réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 648$  m NGA.

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0071424} = 0,084513 \text{ m} = 84,513 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [63 ,75 ,90 ,110] mm.

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$J_d = Z_1 - Z_2 \\ = 792 - 648$$

$$J_d = 144 \text{ m}$$

$$J_d/L = 0,082 \text{ m/ml.}$$

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	J <sub>d</sub> /L (mm/ml)	J <sub>d</sub> /L (m/ml)
63	51,4	0,0514	0,0071424	3,444	/	/
75	61,4	0,0614	0,0071424	2,413	/	/
90	73,6	0,0736	0,0071424	1,680	/	/
110	90	0,09	0,0071424	1,123	13	0,013

**N-B :** Les diamètres de DN=63 mm et DN=75 mm et DN=90 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement : **0,5 m/s ≤ V ≤ 1,5 m/s.**

**N-B :** Le diamètre économique retenu est D<sub>int</sub>=90 mm correspondant à D<sub>ext</sub> =110 mm à PN =16 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned}j_t &= 1,15 \text{ jL} \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,013 \cdot 1760 \\ j_t &= 26,312 \text{ m.}\end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned}P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 792 - (648 + 26,312) \\ P &= 117,688 \text{ m.}\end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned}P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (792 + 4) - 648 \\ P_f &= 148 \text{ m.}\end{aligned}$$

### V-8-1-18) Détermination du diamètre économique de la conduite reliant le réservoir Taddart Ouffela au réservoir de Tassoukit

#### A / Caractéristique de la conduite :

- ✓ La longueur de la conduite :  $L = 1359 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit de transit :  $Q = 0,0069096 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ Côte du radier de réservoir de départ :  $Z_1 = 822 \text{ m NGA}$  ;
- ✓ Côte du trop plein du réservoir d'arrivée :  $Z_2 = 760 \text{ m NGA}$ .

#### B / Choix de la gamme des diamètres :

$$D = \sqrt{Q_{\max} \cdot j} = \sqrt{0,0069096} = 0,08312 \text{ m} = 83,12 \text{ mm}$$

On prend la gamme de diamètre [63 , 75 , 90 , 110 ]mm.

#### C / Calcul de la charge disponible :

$$\begin{aligned}J_d &= Z_1 - Z_2 \\ &= 822 - 760 \\ J_d &= 62 \text{ m} \\ J_d/L &= 0.089 \text{ m/ml.}\end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

En utilisant l'abaque des pertes de charge, dans les conduites d'adduction en polyéthylène, on opte pour le diamètre qui permet d'avoir une faible perte de charge et une vitesse d'écoulement d'eau acceptable.

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Jd/L(mm/ml)	Jd/L(m/ml)
63	51,4	0,0514	0,0069096	3,332	/	/
75	61,4	0,0614	0,0069096	2,335	/	/
90	73,6	0,0736	0,0069096	1,625	/	/
110	90	0,09	0,0069096	1,087	11	0,011

**N-B :** Les diamètres de DN=63 mm, DN=75 mm et DN=90 mm ne font pas l'objet de calcul économique car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement :

$$0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s.}$$

**N-B :** Le diamètre économique retenu est D<sub>int</sub>=90 mm correspondant à D<sub>ext</sub> =110 mm à PN =12,5 bars.

### D / Calcul des pertes de charge totales :

$$\begin{aligned} j_t &= 1,15 j_L \cdot L \\ &= 1,15 \cdot 0,011 \cdot 1359 \\ j_t &= 17,191 \text{ m.} \end{aligned}$$

### E / Calcul de la pression au niveau du réservoir d'arrivée :

$$\begin{aligned} P &= Z_1 - (Z_2 + j_t) ; \\ &= 822 - (760 + 17,191) \\ P &= 44,809 \text{ m.} \end{aligned}$$

### F / Calcul de la pression statique du flotteur :

$$\begin{aligned} P_f &= (Z_1 + H) - Z_2 \\ P_f &= (822 + 4) - 760 \\ P_f &= 66 \text{ m.} \end{aligned}$$

## Chapitre V : Adduction

**V-9) Les caractéristiques et les frais occasionnés sont présentés dans le tableau suivant :**

**Tableau V -1) : Récapitulation de la nouvelle chaine d'adduction**

Tronçons	Mode de transfert	Matériau	Diamètre calculé Dext (mm)	PN (bars)	Longueur de tronçon(m)	Frais d'adduction (DA)	Frais totaux (DA)
PK → SR1	Refoulement	PEHD	400	16	2202	6.665.845.572	<b>21781639,44</b>
SR1 → R Ighil Imoula	Refoulement	PEHD	110	16	1700	8.344.451.961	
SR1 → SR2	Gravitaire	PEHD	400	16	3412	/	
SR2 → R Maghzelmal	Refoulement	PEHD	125	16	1625	1204941.8	
R Maghzelmal → R Ait Ouali	Gravitaire	PEHD	75	16	230	/	
R Maghzelmal → R Ait Adeb	Gravitaire	PEHD	75	16	1416	/	
SR2 → SR3	Refoulement	PEHD	315	16	1831	5.037.623.983	
SR3 → R Tizi Tghilt	Refoulement	PEHD	315	16	2948	8.038.782.984	
R Tizi Tghilt → A	Gravitaire	PEHD	225	16	1707	/	
A → R Tizgui	Gravitaire	PEHD	110	16	209	/	
A → B	Gravitaire	PEHD	200	16	1510	/	
B → R Tighilt Ouamezir	Gravitaire	PEHD	75	16	33	/	
B → C	Gravitaire	PEHD	200	16	518	/	
C → R Ait Graiche	Gravitaire	PEHD	110	16	942	/	
C → R Taddart Ouffela	Gravitaire	PEHD	180	16	283	/	
R Taddart Ouffela → R Ait Moussa	Gravitaire	PEHD	125	16	370	/	
R Ait Moussa → R Ait El Hadj Ali	Gravitaire	PEHD	110	16	1760	/	
R Taddart Ouffela → R Tassoukit	Gravitaire	PEHD	110	16	1359	/	



# Chapitre VI

## Pose et protection des conduites

### CHAPITRE VI

### POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

#### VI-1) INTRODUCTION :

La pose des conduites joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

#### VI-2) LES DIFFERENTS TYPES DE POSE :

##### **VI-2-1) pose en terre :**

Elle s'effectue dans une tranchée présentant les caractéristiques suivantes :

Une largeur de **0,3 m** (minimum) pour une disposition des travaux commodément. Afin de faciliter le travail les élargissements de tranchée « niche » doivent être établis au droit des joints.

La profondeur doit être suffisante afin de protéger les conduites contre les variations de températures, les risques d'écrasement sous l'effet de surcharge et des pressions extérieures (Figure VI-1).



**Figure VI-1) : pose des conduites en terre**

### VI-2-2) Pose en mauvais terrain (cas particulier) :

Lorsque le terrain est marécageux, il est préconisé de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé, afin d'éviter les affaissements qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints (Figure VI-2).

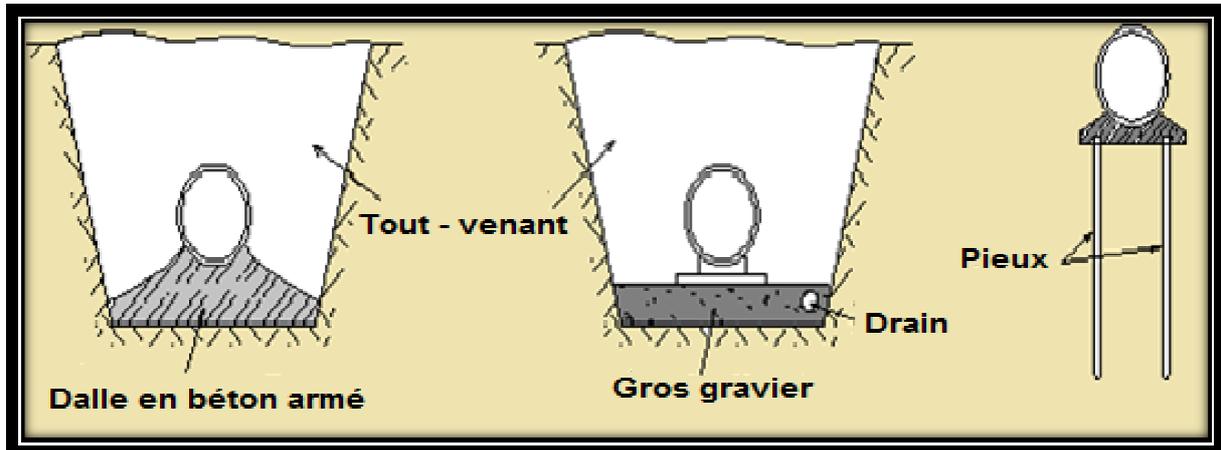


Figure VI-2) : Pose de conduite en mauvais terrain

### VI-2-3) Pose en galerie :

La pose des conduites d'eau en galerie présente le double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrains en cas de fuite, ainsi que les ouvertures de chaussée à l'occasion des réparations ou des remplacements (Figure VI-3).

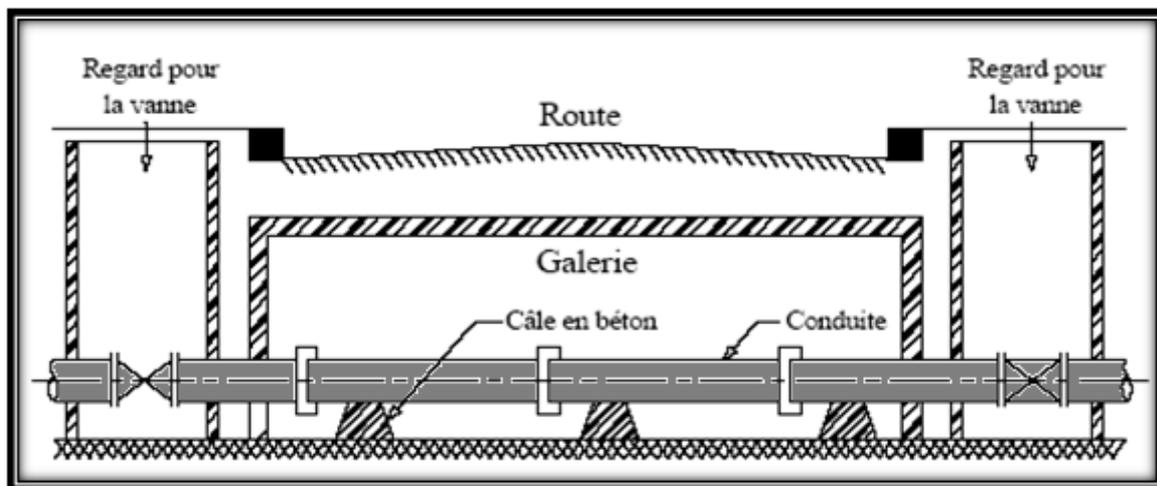


Figure VI-3) : Pose des conduites en galerie

### VI-2-4) Traversée des routes :

Dans le but de protéger la canalisation des chocs de vibration et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée, la pose des conduites se fera dans des buses dont le diamètre est supérieur à celui de la conduite (Figure VI-4-a et b).

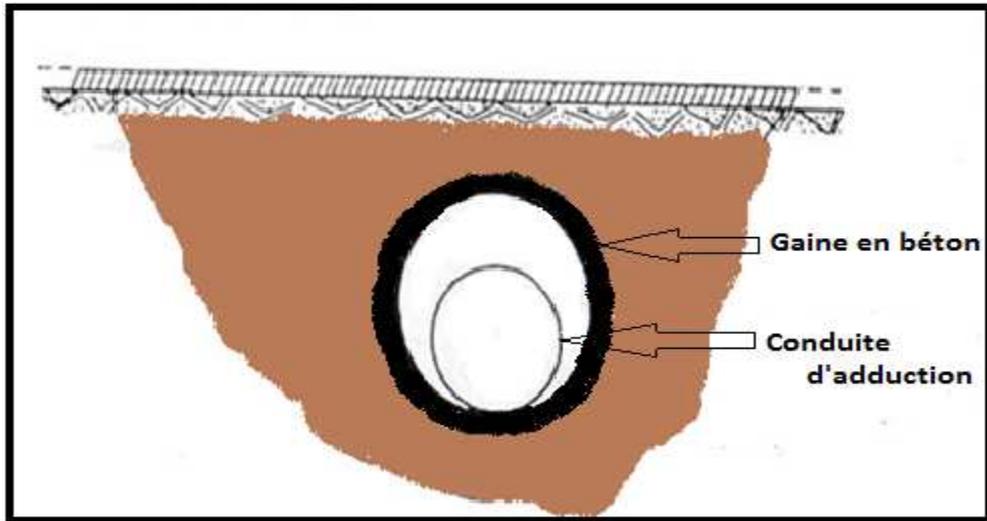


Figure VI-4-a) : Traversée d'une route au moyen d'une gaine

- **Par enrobage dans le béton:** dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton .

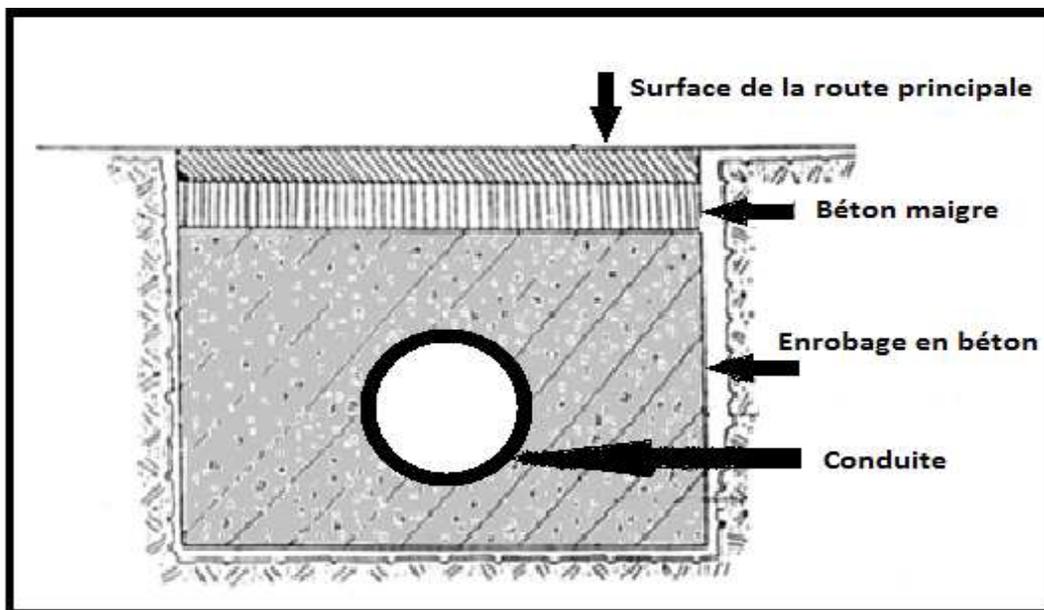
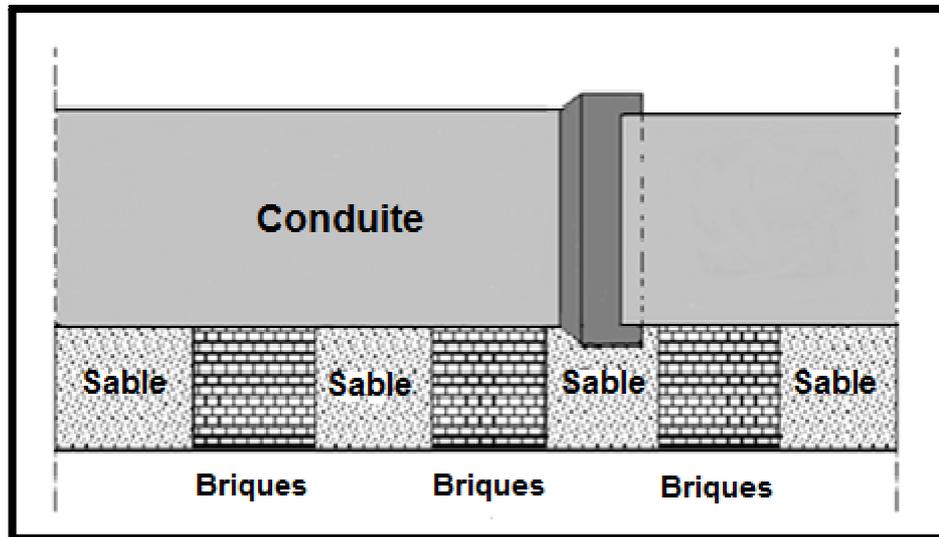


Figure VI-4-b) : Traversée d'une route au moyen enrobage dans le béton

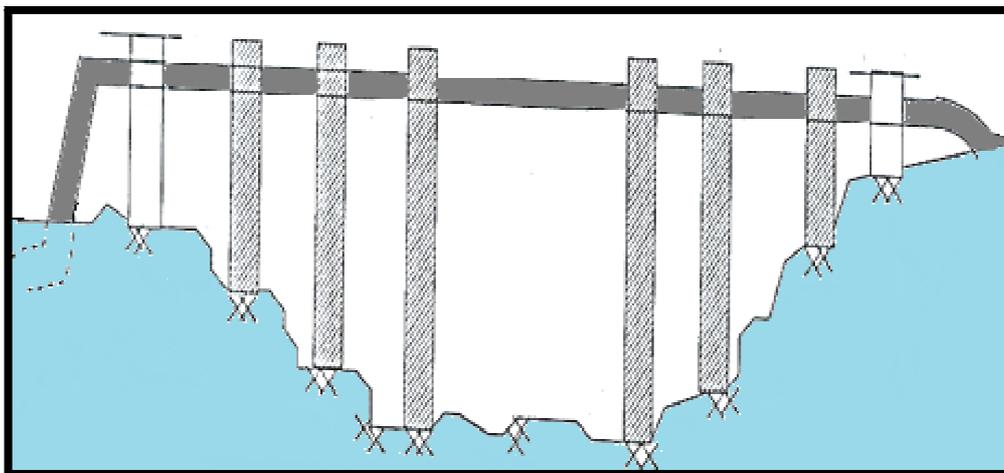
### VI-2-5) Traversée des cours d'eau :

La pose de canalisation à la traversée d'un cours d'eau (une rivière, oued,...) demande certains travaux, en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction (**Fig VI-5-1**).



**Figure VI-5-1) : Traversée d'un cours d'eau**

L'existence d'un **pont-route** servirait également de support à la canalisation. Dans le cas où ce dernier n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit du cours d'eau, et sera posée sur des ouvrages spéciaux (**Fig VI-5-2**).



**Figure VI-5-2) : Traversée d'un cours d'eau**

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

### VI-2-6) Pose mixte ou Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée) :

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans la même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usées.

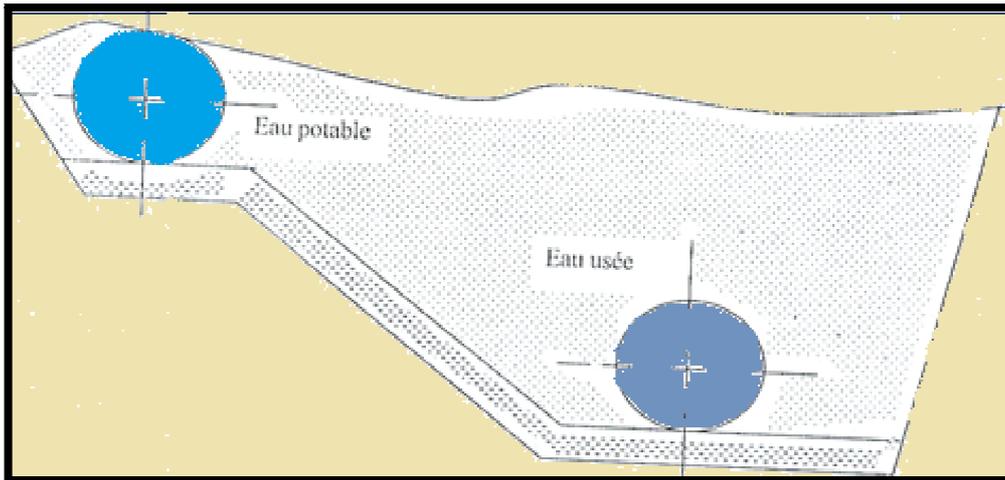


Figure VI-6) : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

### VI-2-7) Pose en tranchée :

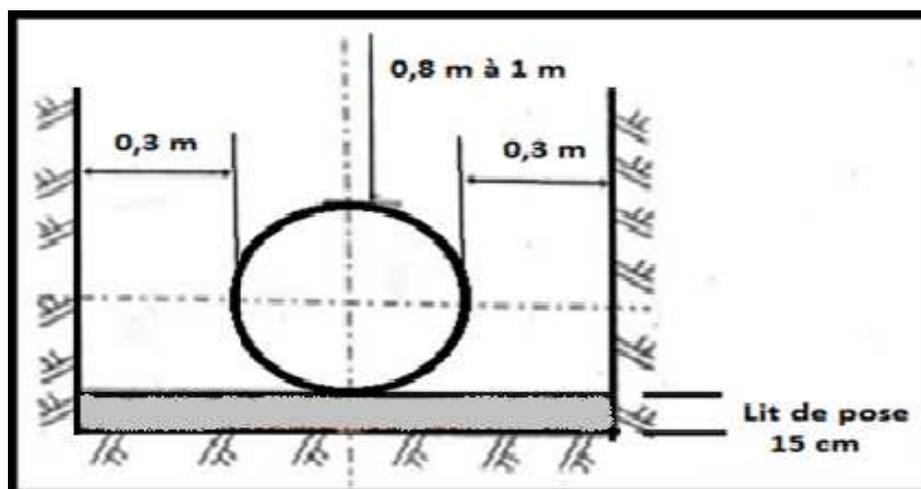


Figure VI-7) : Pose en tranchée

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

### VI-2-8) Les butées :

Ce sont des dispositions spéciales rencontrés dans la pose des conduites utilisées dans des changements de direction ou dans le branchement, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux ,des coudes et extrémités .

On construit alors des massifs en béton qui ,par leur poids,s'opposent au déboîtement des joints.

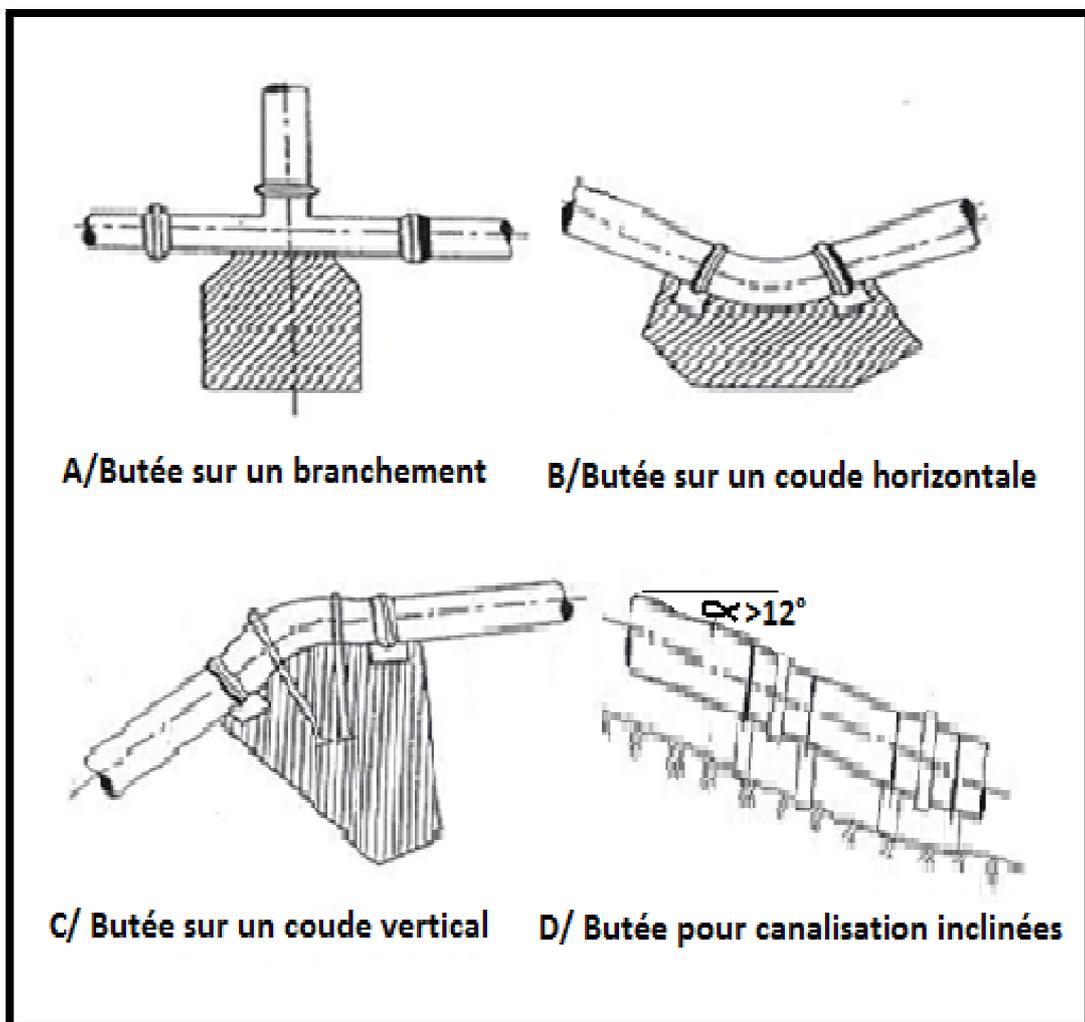


Figure VI-8) : Les butées

### VI-3) MISE EN PLACE DES CANALISATIONS :

#### VI-3-1) Réalisation des fouilles:

Le fond de fouille doit être débarrassé des matériaux de grosse granulométrie, des affleurements de points et autres éléments susceptibles de porter atteinte à la conduite, puis convenablement dressé et, si nécessaire, compacté.

Les profondeurs de fouille définies au projet doivent être respectées, en prévoyant la place du lit de pose (Figure VI-8).

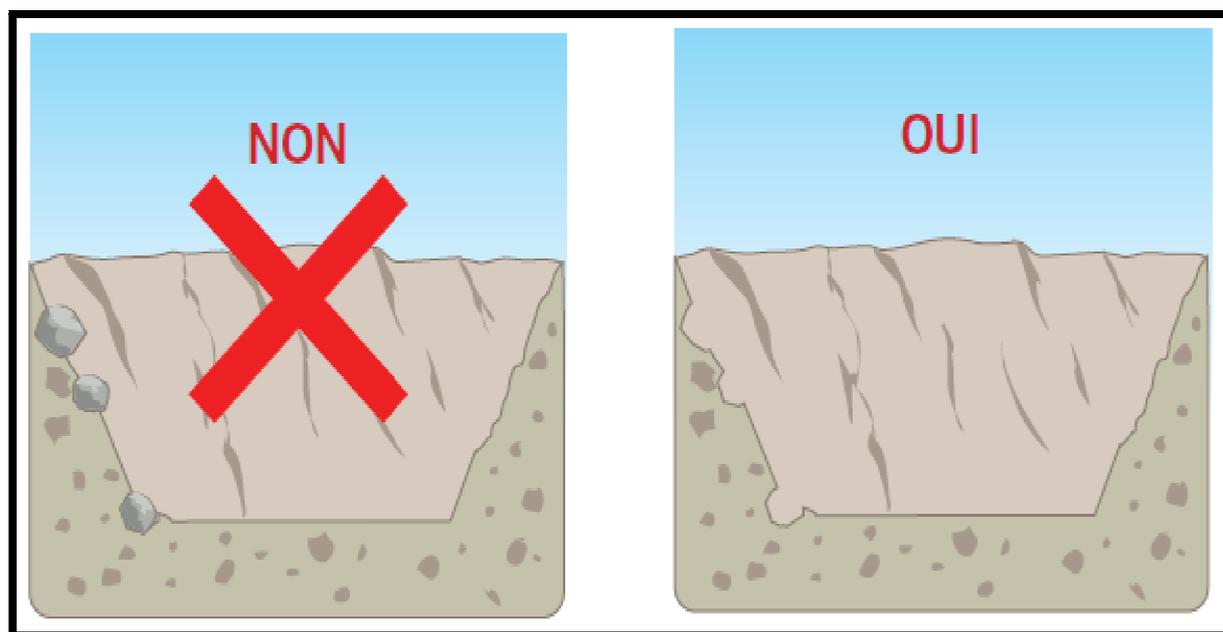


Figure VI-9) : Réalisation des fouilles

#### VI-3-1-a) Largeur et profondeur de la tranchée :

**La largeur** du fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur du tuyau augmenté de sur largeurs de 30 cm de part et d'autre du tuyau pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm).

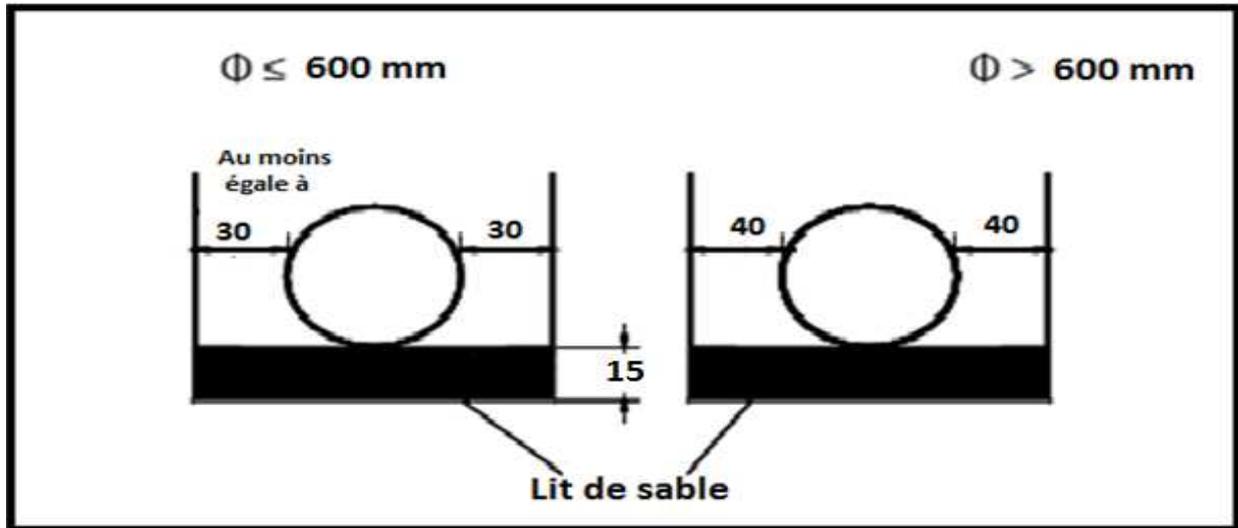
$$\text{Cas de } \mathbf{D \leq 600 \text{ mm}} \quad I = D + 2 \times 0,3$$

$$\text{Cas de } \mathbf{D > 600 \text{ mm}} \quad I = D + 2 \times 0,4$$

Avec :

**I** : largeur de la tranchée (m).

**D** : diamètre de la conduite (m).



**Figure VI-10) : Dimension de la tranchée**

La **profondeur** de la tranchée doit être suffisante, elle varie de **0.60 m** à **1.20 m** pour assurer la protection de la conduite, d'une part, contre les variations des température et d'autres part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges. La profondeur de la tranchée est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau. On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

Avec :

$$H = H_1 + H_2 + D$$

**H**: profondeur de la tranchée (m).

**H<sub>1</sub>**: profondeur du lit de pose prise égale à **0,15 m**.

**H<sub>2</sub>**: distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (**0,8m** jusqu'à **1m**).

**D**: diamètre de la conduite (m).

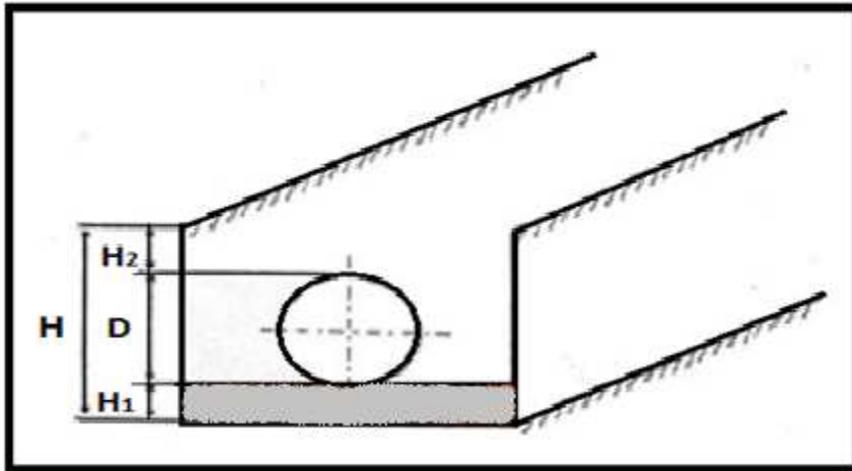


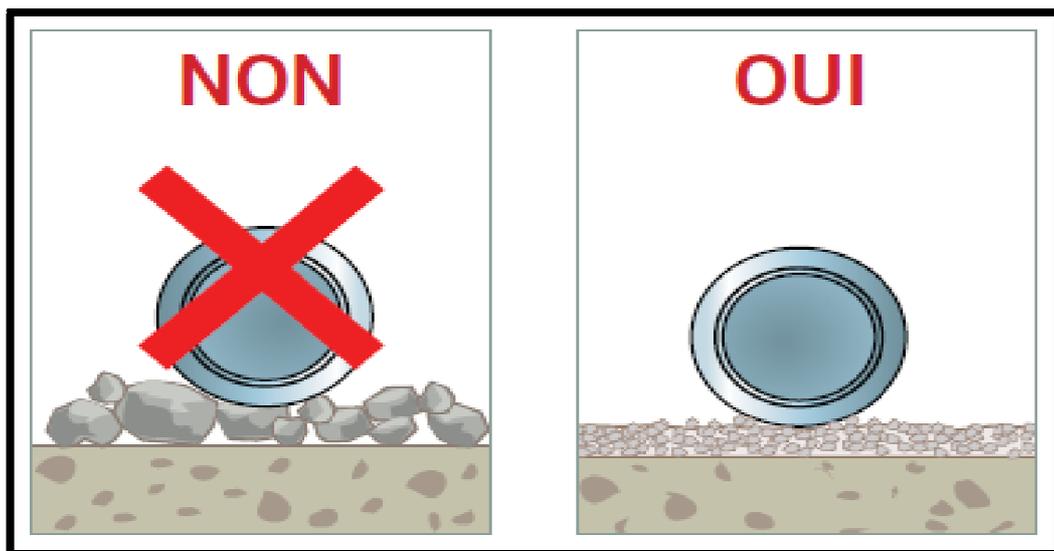
Figure VI-11) : La profondeur de la fosse

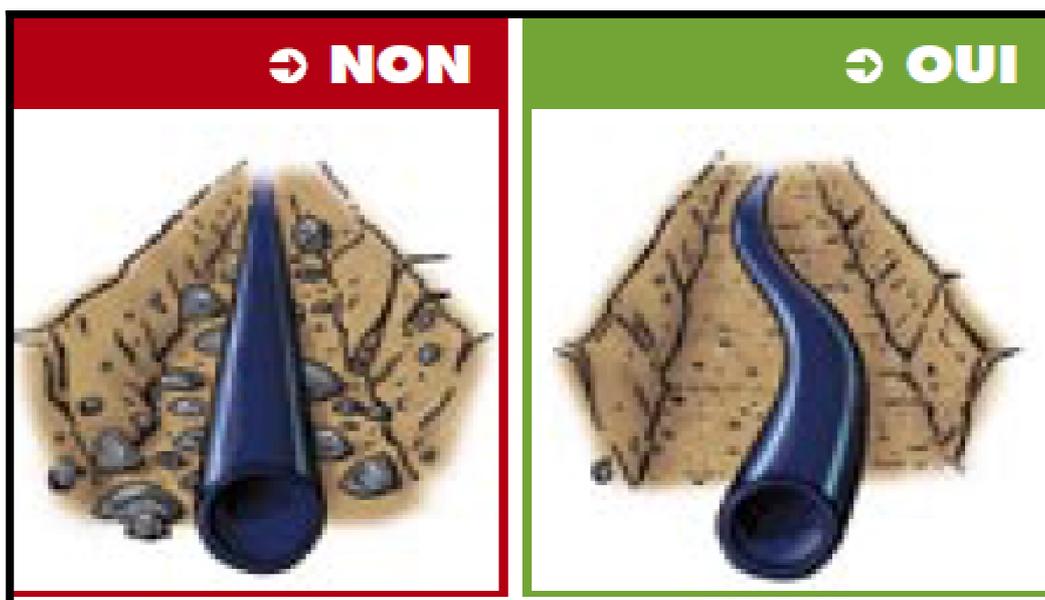
### VI-3-1-b) Lit de pose :

Les canalisations seront placées en fond de fosse et reposeront sur un lit de pose constitué de sable propre dont l'épaisseur sera de **15 cm (10 cm au minimum)**.

Ce lit est constitué :

- Gravier dans les terres ordinaires ;
- Pierres cassées à l'anneau de **5 cm**, pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.





**Figure VI-12) : Lit de pose de conduite**

### **VI-3-2) Préparation de la canalisation :**

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs, et de les débarrasser de tous corps étrangers. Pour faciliter le nivellement, ils sont calés sur bois avant l'exécution des joints. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, la soudure des joints est exécutée au-dessus des fouilles où les tuyaux se trouvent maintenus par les bois disposés au travers de la tranchée.

### **VI-3-3) Epreuve des joints et des canalisations principales :**

Les épreuves des canalisations consistent à mettre l'eau (à l'intérieur des tubes) en pression afin de vérifier l'étanchéité et la résistance mécanique des canalisations ; les épreuves sont réalisées au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

L'essai des canalisations sous pression hydraulique constitue la dernière étape avant la réception du réseau.

Sauf stipulation contraire, les épreuves des tronçons de conduites sont en principe réalisées après le remblayage partiel de la tranchée.

Les longueurs des tronçons à éprouver dépendent du diamètre de la canalisation et des conditions de chantier. Pour les canalisations de grande dimension, les

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

---

épreuves se feront par sections de **500** mètres de longueur au maximum. La longueur optimale pour les essais devra se situer de préférence entre **300** et **500** mètres.

### **VI-3-4) Essai général du réseau :**

Cette opération nous donne le degré d'efficacité du réseau, c'est une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets, les vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Après **48 heures** de mise en pression, la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser **2%**.

### **VI-3-5) Remblaiement de la tranchée :**

L'exécution du remblaiement de la tranchée devra comporter les deux phases suivantes :

- L'enrobage .
- Le remblayage supérieur.

**L'enrobage** est constitué du lit de pose, de l'assise et du remblai de protection (jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure de **15 cm**).

**Le remblai supérieur** sera constitué des matériaux provenant des déblais de fouilles débarrassés des éléments impropres tels que les débris végétaux et les blocs rocheux.

Les matériaux du remblai supérieur doivent être mis en place par couches compactées de **25 cm** d'épaisseur jusqu'au sommet de la tranchée. L'utilisation des engins de compactage lourd n'est autorisée que lorsque la hauteur du remblai au dessus de la génératrice supérieure du tube dépassera **30 cm**.

Le remblai supérieur sera mis en place avant les épreuves en pression en fonction du lieu et des impératifs de sécurité.

Les assemblages devront rester dégagés pour permettre leur inspection durant l'exécution des épreuves de pression.

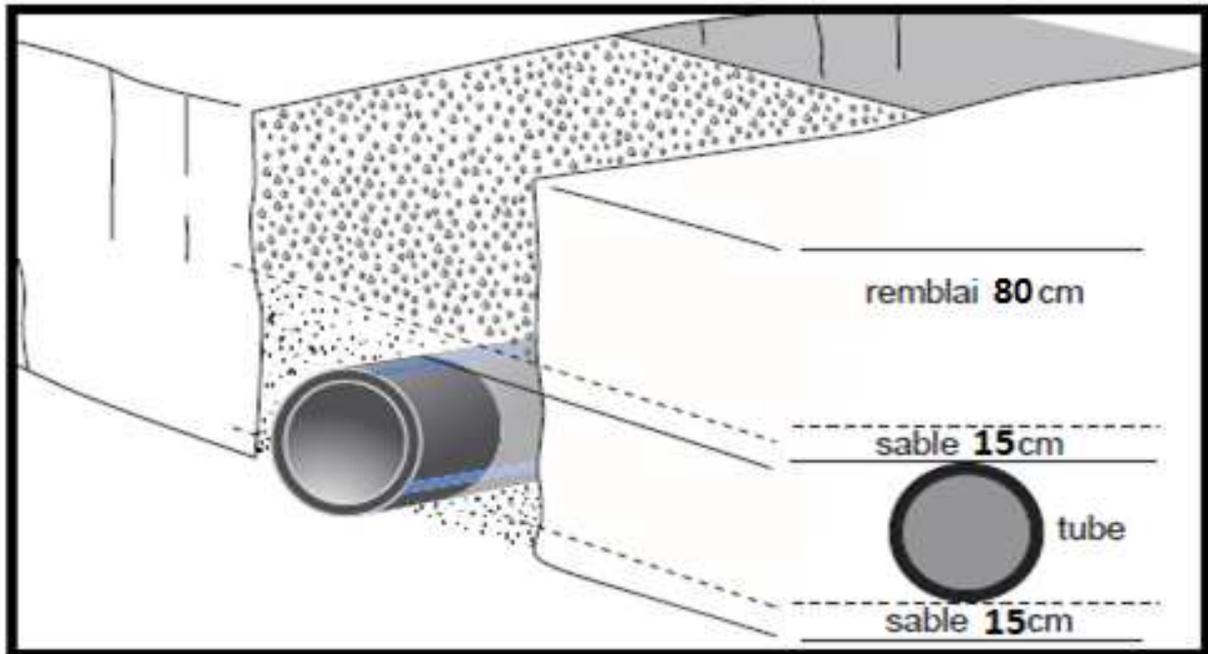


Figure VI-13) : Remblayage de la fouille

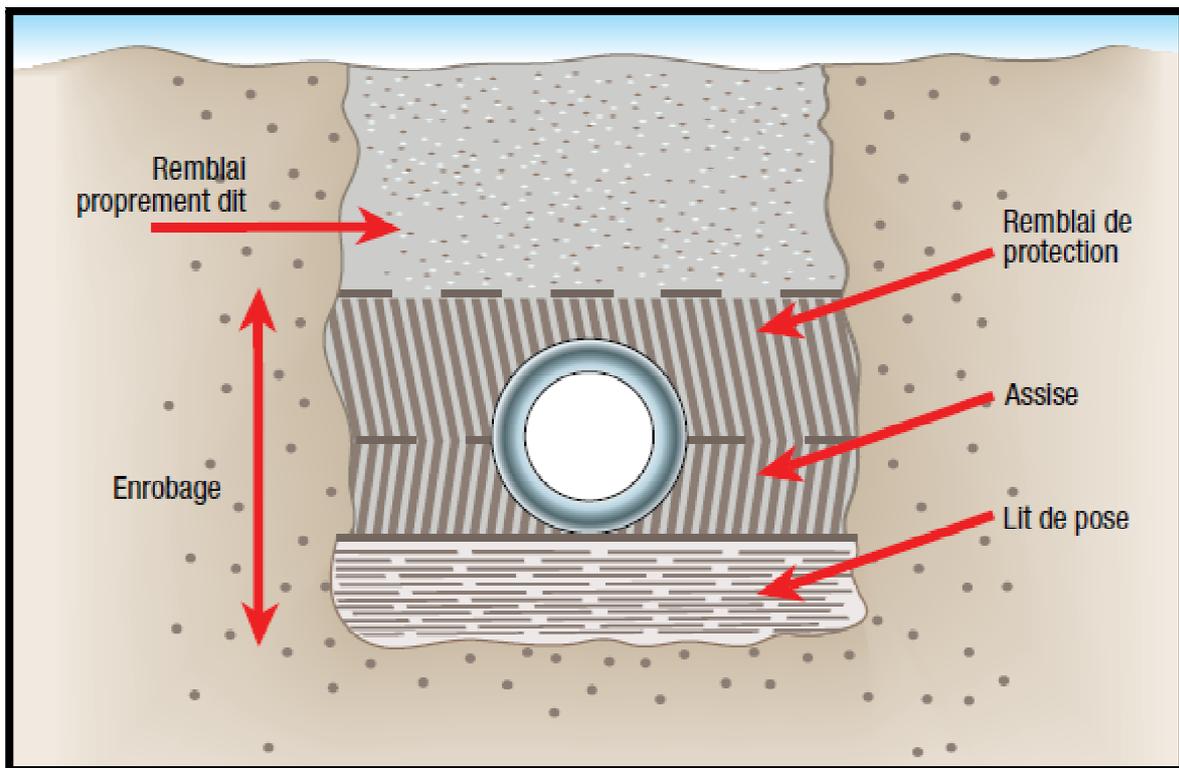


Figure VI-14) : Protection de la conduite

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

### VI-3-6) Désinfection du réseau :

Une fois les travaux achevés et avant de livrer l'eau à la consommation, il sera procédé à la désinfection du réseau.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont : le permanganate de potassium, hypochlorite de calcium, l'eau de javel...etc.

Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour l'opération de désinfection, ce temps de contact dépend du produit utilisé et de la dose introduite comme l'indique le tableau :

**Tableau VI-1** : Temps et dose de désinfection.

Désinfection utilisé	Temps de contact minimum en heures	Dose (mg /l)	Précautions
Chlore ou Hypochlorite	24-1,2-0,5-instantané	10-50-150-10 000	-Ne pas utiliser en milieu confiné -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
permanganate de potassium	24	50	-A préparer au moins 24 heures en avance -Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration)
Eau de javel	24	90 à 150	-Se dégrade rapidement à la Lumière -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités

L'opération de désinfection étant terminée (après respect du temps de contact) il est procédé à un rinçage du réseau à l'eau claire.

### **VI-4) ACTION DE L'EAU SUR LES MATERIAUX :**

L'eau, lors de son transport ou de ses utilisations, peut causer aux différents matériaux avec lesquels elle est en contact des altérations de diverses natures dont la plus fréquente est la corrosion des métaux, et particulièrement celle de l'acier. D'autres altérations sont possibles comme « entartrage ».

### **VI-4-1) L'Entartrage :**

L'entartrage est le dépôt de tartre (ou dépôt calcaire issu de la précipitation des minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les canalisations.) sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation



**Figure VI-15) : L'entartrage**

### **VI-5) MOYENS DE LUTTE CONTRE LA CORROSION :**

#### **VI-5-1) Protection externe :**

Avant de mettre les conduites il y a lieu de les protéger contre la corrosion, et pour cela on utilise l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Protection des conduites avec revêtement bitumeux.
- ✓ cathodique.
- ✓ Traitement du milieu

#### **VI-5-1-a) Traitement du milieu :**

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être composés de carbonate de calcium qui se forment sur les

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

parois métalliques, ces composés sont constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

### VI-5-1-b) 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** et **3 mm**.

**Double** : l'épaisseur est de **5** à **6 mm**.

**Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé. Il se fait par un enroulement de fonte bitumeuse autour de la canalisation.

### Remarque :

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



**Figure VI-16) : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.**

### VI-5-2) Protection contre la corrosion interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et notamment, des perforations.

## CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

---

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé special.
- Mortier et ciment centrifuge.

Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée,...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.



# Chapitre VII

## Calcul des réservoirs



### CHAPITRE VII

#### CALCUL DES RESERVOIRS

##### VII-1) DEFINITION D'UN RESERVOIR :

Le réservoir est un moyen de stockage et de régularisation des débits et des pressions. Il permet de restituer l'eau au moment des heures de pointe. En outre il permet d'assurer :

- ✎ Une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche plus uniforme des pompes
- ✎ Une distribution continue en eau en cas de panne sur la conduite d'adduction pendant la période nécessaire à la réparation.
- ✎ Une réserve d'eau en cas d'incendie.
- ✎ Une maintenance d'eau, la préserver contre les fortes variations de température.

##### VII-2) EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE :

Un bon réservoir doit répondre aux impératifs suivants :

- **La résistance** : le réservoir doit équilibrer tous les efforts, auxquels il soumit dans toutes ses parties.
- **L'étanchéité** : le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos, sans fuites.
- **La durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide qu'ils contiennent.

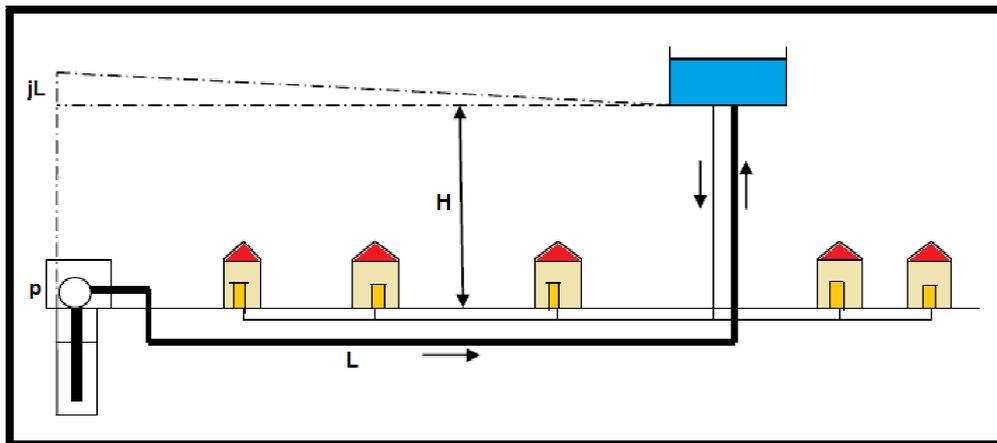
##### VII-3) EMBLACEMENT DES RESERVOIRS :

Le choix du site d'emplacement d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques et économiques.

En effet, l'objectif recherché est de prévoir à la réalisation d'un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

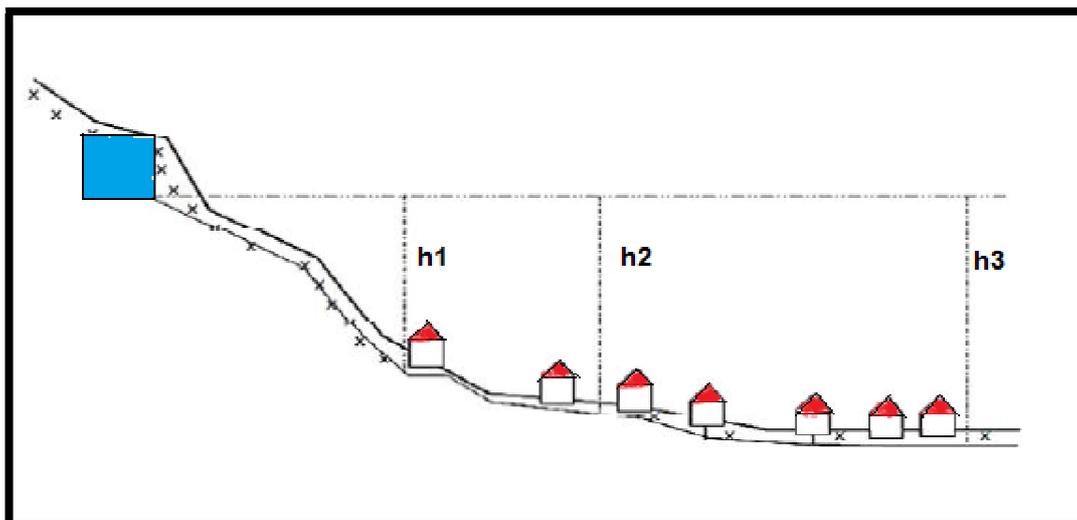
## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la côte du radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale exigée par le réservoir de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité ;



**Figure VII-1) : Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération**

- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité.



**Figure VII-2) : Emplacement du réservoir en altitude**

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.
- Mais le meilleur emplacement sera déterminé après une étude économique approfondie en tenant compte des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompage.

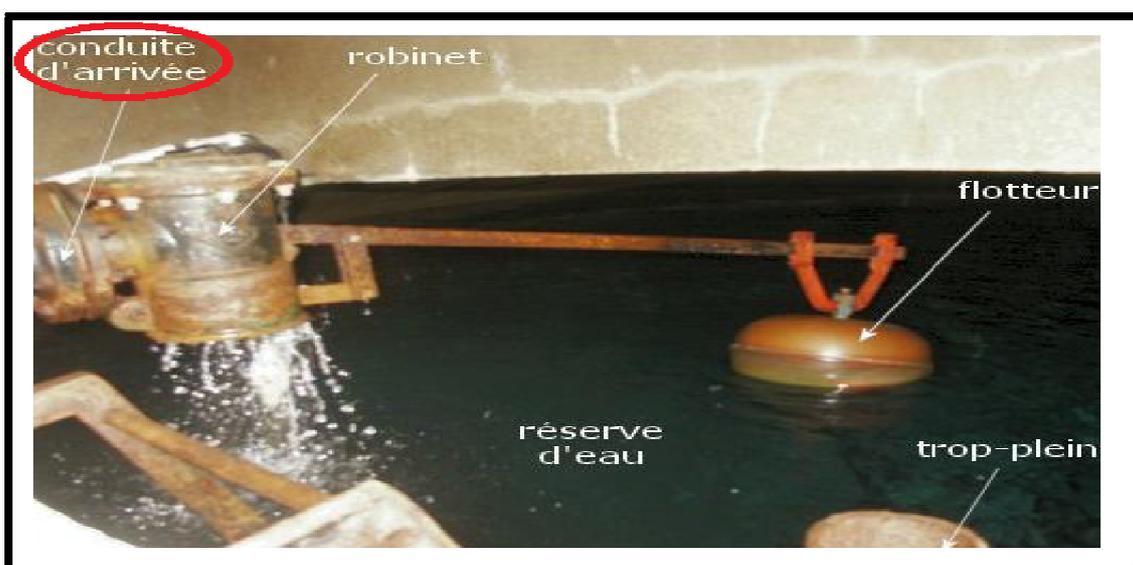
### **VII-4) EQUIPMENTS DES RESERVOIRS :**

Les réservoirs doivent être équipés de :

#### **VII-4-1) Conduite d'adduction (d'arrivée) :**

La conduite d'adduction ou d'arrivée peut être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux par la conduite d'adduction peut être soit par le haut, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau. Il est préférable que l'arrivée de l'eau soit en bas ou en siphon noyé pour permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit s'obturer quand l'eau atteinte, dans la cuve, son niveau maximum et l'obturation est assurée par un robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permet l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.



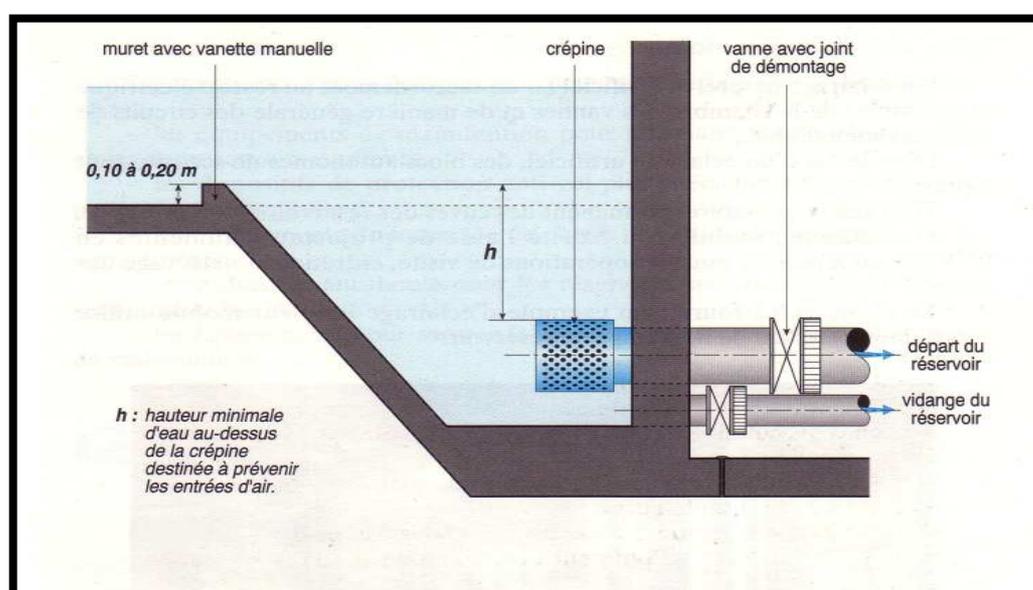
**Figure VII-3) : La conduite d'adduction (d'arrivée)**

### VII-4-2) Conduite de distribution (départ):

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placé entre **0,10 à 0,20 m** au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivé afin d'éviter l'introduction de sable ou de boue qui pourraient se décanter dans la cuve.

### VII-4-3) Conduite de vidange :

C'est une conduite placée au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite de trop-plein, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable, qui entraîne une difficulté de manoeuvre.



**Figure VII-4) : La conduite de la distribution et de vidange**

### VII-4-4) Conduite de trop-plein :

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale.

### VII-4-5) Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction à celle de distribution.



**Figure VII-5) : La conduite de by-pass**

### VII-4-6) Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la **(fig.VII.6)** et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « **1** » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ça grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la vanne « **2** » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne «**3**» Supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

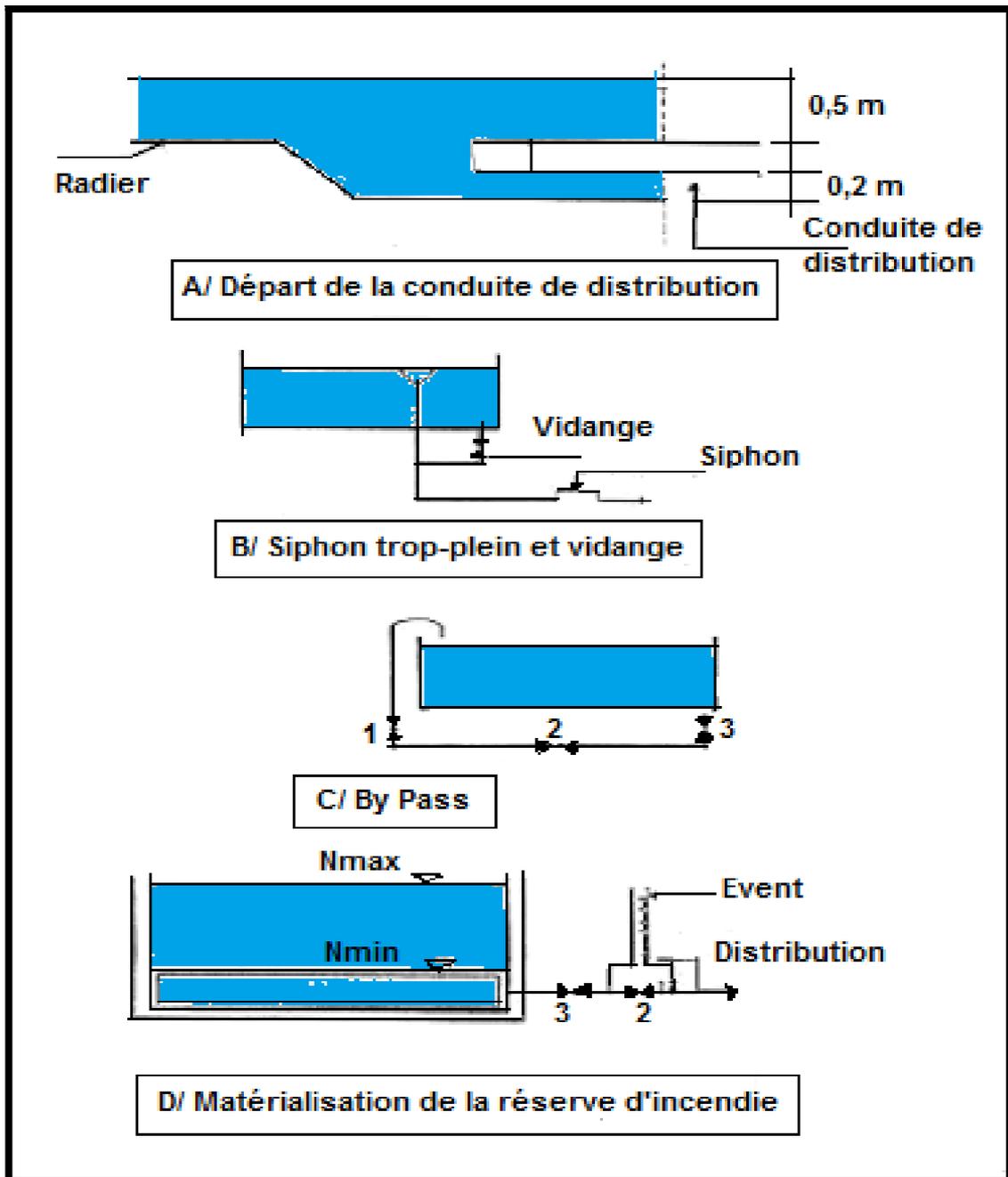


Figure VII-6) : Matérialisation de la réserve d'incendie

### **VII-5) CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :**

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

#### **VII-5-1) Classification selon les matériaux de construction :**

Il se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

#### **VII-5-2) Classification selon l'usage des réservoirs :**

Selon l'usage des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
- Réservoirs de traitement.

#### **VII-5-3) Classification selon la forme géométrique :**

Dans la pratique, on trouve deux formes usuelles :

- Réservoirs cylindriques ;
- Réservoirs rectangulaires ;
- ➔ Comme il existe aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

#### **VII-5-4) Classification selon la situation des lieux :**

Les réservoirs sont classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- ♣ réservoirs Enterrés ;
- ♣ réservoirs Semi enterrés ;
- ♣ réservoirs Surélevés ou sur tour (château d'eau).

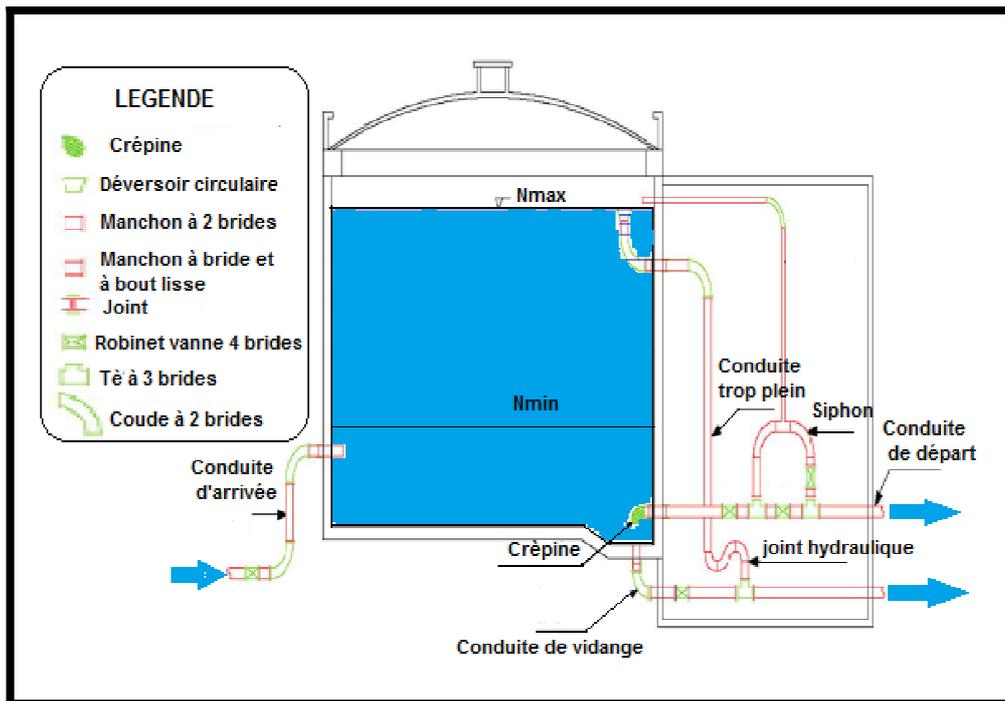


Figure VII-7) : Réservoir circulaire posé au sol

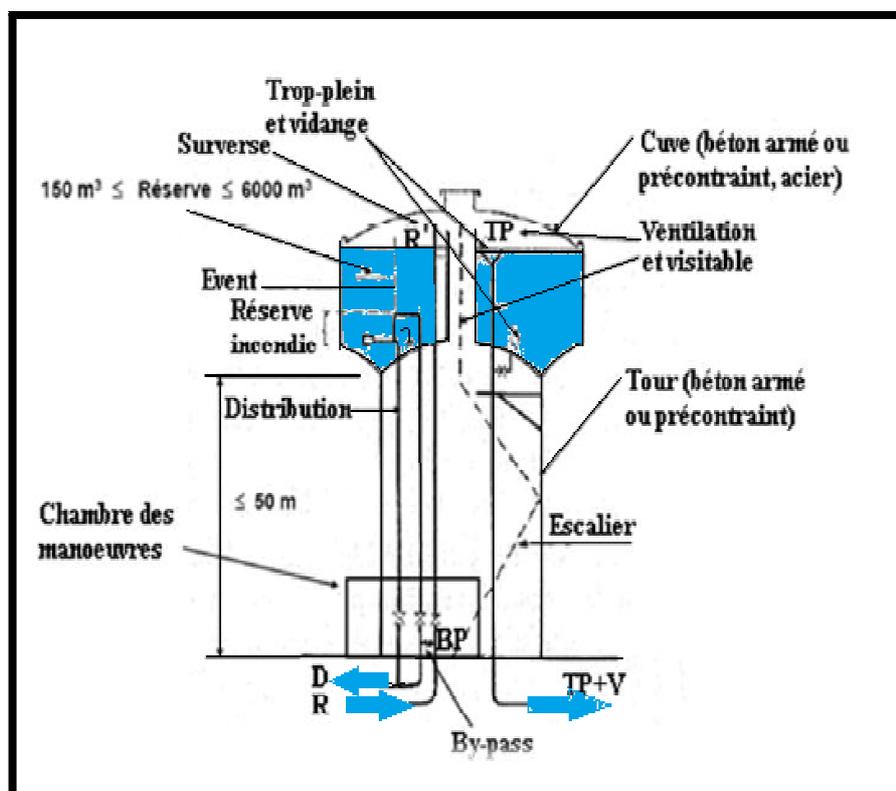


Figure VII-8) : Réservoir Surélevé ou sur tour (château d'eau)

### **VII-6) Hauteur d'eau (he) :**

La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre **3** et **6 m**, l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) elle peut atteindre **7** à **10 m**.

Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes, peuvent être prises en considération:

Capacité utile (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

### **VII-7) ENTRETIEN DES RESERVOIRS :**

Le réservoir doit faire l'objet d'un contrôle régulier relatif à la corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que

- ⊗ Elimination des dépôts sur les parois ;
- ⊗ Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- ⊗ Remise en service.

### **VII-8) HYGIENE ET SECURITE :**

Les réservoirs d'eau potable doivent être couverts, la couverture protège l'eau contre les variations de température et contre l'introduction de corps étrangers.

- Être éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épais plaques de verre afin de laisser la lumière.
- Avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant).
- Etre aérés par des orifices de grillage.

### **VII-9) METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :**

Dans une chaine d'adduction, on trouve trois (3) types de réservoirs :

- Réservoir de stockage ;
- Réservoir de transit ;
- Réservoir de stockage et de transit.

En général, le calcul du volume du réservoir peut s'effectuer par trois méthodes :

- ✗ Méthode simplifiée
- ✗ Méthode analytique
- ✗ Méthode graphique

#### **VII-9-1) Méthode simplifiée :**

Le calcul de la capacité du réservoir doit tenir compte des facteurs suivants :

- La capacité de stockage du réservoir :
  - En admettant que le volume de transit et de refoulement est de **deux heures** de réserve,
  - Le volume de stockage est de **12 heures** de réserve.
- La consommation maximale horaire en **m<sup>3</sup>/h**
- La réserve d'incendie est de **120 m<sup>3</sup>**

#### **VII-9-1-a) Réservoir de stockage :**

$$\text{CRS} = Q_{\text{maxj}} \cdot 50\%$$

Ou bien :

$$\text{CRS} = Q_{\text{maxh}} \cdot 12\text{h}$$

Avec :

**CRS** : capacité du réservoir de stockage,

**Q<sub>max.h</sub>** : débit horaire maximal,

**Q<sub>max.j</sub>** : débit journalier maximal.

### VII-9-1-b) Réservoir de transit :

$$\text{CRT} = Q_{\text{maxj}} \cdot 8,33\%$$

Ou bien:

$$\text{CRT} = Q_{\text{maxh}} * 2\text{h}$$

Avec :

**CRT** : capacité du réservoir de transit.

### VII-9-1-c) Réservoir de transit et de stockage :

$$\text{CRTS} = (Q_{\text{maxht}} \cdot 2\text{h}) + (Q_{\text{maxhs}} \cdot 12\text{h})$$

### VII-9-2) Méthode analytique :

Cette méthode consiste à déterminer les excès ( $\Delta V^+$ ) et les déficits ( $\Delta V^-$ ) d'eau pendant les différentes heures de la journée, en fonction des coefficients horaires (ah%) qui varient suivant les heures de desserte et de l'importance de la population.

La somme du plus grand excès ( $\Delta V^+$ ) et le plus grand déficit ( $\Delta V^-$ ) en volume d'eau d'une même journée ainsi que de la réserve d'incendie, correspond au volume de réservoir **Vr** qui s'écrit :

Et :

$$\mathbf{Vr} = \Delta V^+ + \Delta V^- + \Delta V_{ri}$$

Avec :

$$\Delta V = \text{Volume d'apport} - \text{Volume consommé}$$

- Volume apport = Volume max journalier.
- Volume consommée = Volume d'apport x (ah x 24)/100.

Ainsi :

$\Delta V_{ri}$  représente le volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de **17 l/s** pendant une durée de **deux heures**, (A. Dupont 1970).

### VII-9-3) Méthode graphique :

Elle représente les courbes d'apport et de consommation journalière. Le volume sera obtenu en valeur absolue, comme étant la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à :

$|\Delta V^{+ \max}| + |\Delta V^{- \max}| = \text{Volume du réservoir}$  auquel on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume (total) d'incendie.

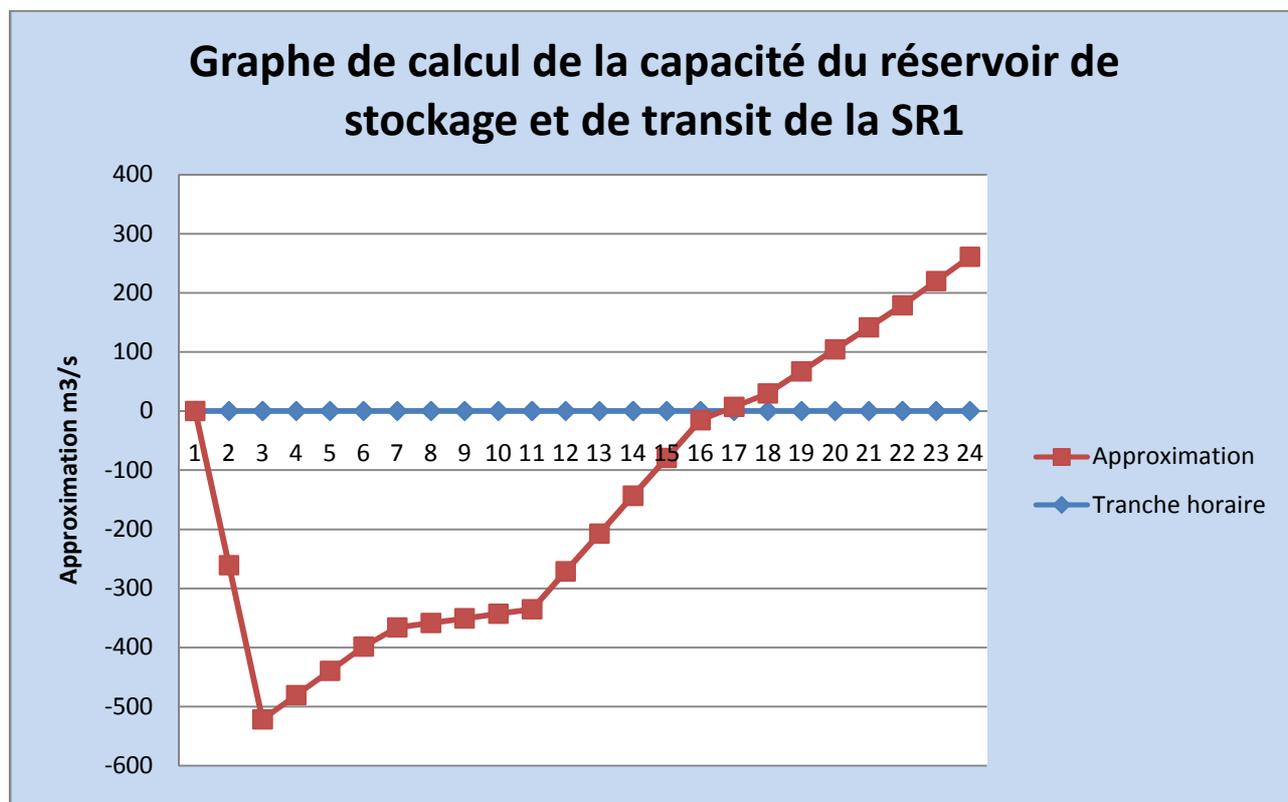
## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10) CALCUL DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :

#### VII-10-1) Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage de la SR1 projeté situé à la côte 528 m NGA :

**Tableau VII-1) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de TNT

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ 1		Départ 2		Départ 3		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	0	0	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	-260.958	0	<b>521.916</b>
1-2	0	0	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	-260.958	-260.958	260.958
2-3	0	0	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	-260.958	<b>-521.916</b>	0.000
3-4	4.762	301.968	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	41.010	-480.906	-260.958
4-5	4.762	301.968	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	41.010	-439.896	-219.948
5-6	4.762	301.968	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	41.010	-398.886	-178.938
6-7	4.762	301.968	1	4.17	9.856	5.263	25.726	4.167	234	32.386	-366.499	-137.928
7-8	4.762	301.968	3.5	14.58	34.495	5.263	25.726	4.167	234	7.747	-358.752	-105.541
8-9	4.762	301.968	3.5	14.58	34.495	5.263	25.726	4.167	234	7.747	-351.004	-97.794
9-10	4.762	301.968	3.5	14.58	34.495	5.263	25.726	4.167	234	7.747	-343.257	-90.046
10-11	4.762	301.968	3.5	14.58	34.495	5.263	25.726	4.167	234	7.747	-335.509	-82.299
11-12	4.762	301.968	0.4	1.67	3.942	0	0	4.167	234	64.026	-271.484	-74.552
12-13	4.762	301.968	0.4	1.67	3.942	0	0	4.167	234	64.026	-207.458	-10.526
13-14	4.762	301.968	0.4	1.67	3.942	0	0	4.167	234	64.026	-143.432	53.500
14-15	4.762	301.968	0.4	1.67	3.942	0	0	4.167	234	64.026	-79.406	117.526
15-16	4.762	301.968	0.4	1.67	3.942	0	0	4.167	234	64.026	-15.381	181.552
16-17	4.762	301.968	2	8.34	19.711	5.263	25.726	4.167	234	22.531	7.150	245.577
17-18	4.762	301.968	2	8.34	19.711	5.263	25.726	4.167	234	22.531	29.681	268.108
18-19	4.762	301.968	0.5	2.08	4.928	5.263	25.726	4.167	234	37.314	66.995	290.639
19-20	4.762	301.968	0.5	2.08	4.928	5.263	25.726	4.167	234	37.314	104.309	327.953
20-21	4.762	301.968	0.5	2.08	4.928	5.263	25.726	4.167	234	37.314	141.624	365.267
21-22	4.762	301.968	0.5	2.08	4.928	5.263	25.726	4.167	234	37.314	178.938	402.582
22-23	4.762	301.968	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	41.010	219.948	439.896
23-24	4.762	301.968	0.125	0.52	1.232	5.263	25.726	4.167	234	41.010	260.958	480.906
<b>Somme</b>	100.002	6341.328	24	100	236.534	100	488.794	100	5616			



**Tableau VII-2) :** La capacité du réservoir de stockage et de transit de TNT

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage et de transit TNT</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	521.916
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité total calculée	m <sup>3</sup>	641.916
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	441.916
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	500

**Remarque :**

Un réservoir de capacité (500m<sup>3</sup>) en cours de la réalisation au niveau de chef lieu de Tizi N'tleta.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-2) Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ighil Imoula projeté situé à la côte 697 m NGA :

**Tableau VII-3) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ighil Imoula

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Départ			Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h	ah	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	0	93.525
1-2	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	23.180	116.705
2-3	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	46.360	139.885
3-4	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	69.541	163.065
4-5	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	92.721	186.246
5-6	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	115.901	209.426
6-7	5.263	25.726	1	4.17	20.366	5.360	121.261	232.606
7-8	5.263	25.726	3.5	14.58	71.282	-45.556	75.704	<b>237.966</b>
8-9	5.263	25.726	3.5	14.58	71.282	-45.556	30.148	192.409
9-10	5.263	25.726	3.5	14.58	71.282	-45.556	-15.409	146.853
10-11	5.263	25.726	3.5	14.58	71.282	-45.556	-60.965	101.296
11-12	0	0	0.4	1.67	8.147	-8.147	-69.112	55.740
12-13	0	0	0.4	1.67	8.147	-8.147	-77.258	47.593
13-14	0	0	0.4	1.67	8.147	-8.147	-85.405	39.447
14-15	0	0	0.4	1.67	8.147	-8.147	-93.552	31.300
15-16	0	0	0.4	1.67	8.147	-8.147	-101.698	23.153
16-17	5.263	25.726	2	8.34	40.733	-15.007	-116.705	15.007
17-18	5.263	25.726	2	8.34	40.733	-15.007	<b>-131.712</b>	0.000
18-19	5.263	25.726	0.5	2.08	10.183	15.543	-116.169	-15.007
19-20	5.263	25.726	0.5	2.08	10.183	15.543	-100.626	0.536
20-21	5.263	25.726	0.5	2.08	10.183	15.543	-85.083	16.079
21-22	5.263	25.726	0.5	2.08	10.183	15.543	-69.541	31.622
22-23	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	-46.360	47.164
23-24	5.263	25.726	0.125	0.52	2.546	23.180	-23.180	70.345
<b>Somme</b>	100	488.794	24	100	488.794		-23.180	

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-4)** : La capacité du réservoir de stockage et de transit Ighil Imoula

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage Ighil Imoula</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	237.966
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	157.966
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	200

### **Conclusion :**

La capacité du réservoir de stockage d'Ighil Imoula projeté à la côte **697m** NGA sera donc d'une capacité de **200 m<sup>3</sup>**.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### **VII-10-3) Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR2 projeté situé à la côte 502 m NGA pour l'horizon 2044 :**

**Tableau VII-5) :** Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR2 (Ait Abid).

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Départ vers Maghzelmal		Départ vers R de la SR3		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
1-2	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
2-3	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
3-4	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
4-5	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
5-6	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
6-7	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
7-8	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
8-9	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
9-10	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
10-11	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
11-12	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
12-13	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
13-14	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
14-15	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
15-16	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
16-17	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	0	1170
17-18	4.167	234	0	0	0	0	234	234	1170
18-19	4.167	234	0	0	0	0	234	468	1404
19-20	4.167	234	0	0	0	0	234	702	1638
20-21	4.167	234	0	0	0	0	234	936	1872
21-22	4.167	234	0	0	0	0	234	<b>1170</b>	2106
22-23	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	<b>1170</b>	<b>2340</b>
23-24	4.167	234	5.263	34.193	5.263	199.807	0	<b>1170</b>	<b>2340</b>
<b>Somme</b>	100	5616	100	649.667	100	3796.333			

### **Conclusion :**

La capacité du réservoir de transit de la SR2 (Ait Abid) projeté à la côte **502m** NGA sera donc d'une capacité de **2500 m<sup>3</sup>**.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-4) Calcul de la capacité du réservoir de transit et de stockage de Maghzelmal à projeté situé à la côte 697 m NGA :

**Tableau VII-6) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Maghzelmal. % = (ahx100)/24

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ 1		Départ 2		Départ 3		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	0	57.590
1-2	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	14.596	72.187
2-3	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	29.193	86.783
3-4	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	43.789	101.379
4-5	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	58.386	115.976
5-6	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	72.982	130.572
6-7	5.263	34.193	1	4.17	8.540	4.167	8.768	4.167	9.761	7.124	80.106	145.169
7-8	5.263	34.193	3.5	14.58	29.892	4.167	8.768	4.167	9.761	-14.228	65.878	152.292
8-9	5.263	34.193	3.5	14.58	29.892	4.167	8.768	4.167	9.761	-14.228	51.651	138.065
9-10	5.263	34.193	3.5	14.58	29.892	4.167	8.768	4.167	9.761	-14.228	37.423	123.837
10-11	5.263	34.193	3.5	14.58	29.892	4.167	8.768	4.167	9.761	-14.228	23.195	109.610
11-12	5.263	34.193	0.4	1.67	3.416	4.167	8.768	4.167	9.761	12.248	35.443	95.382
12-13	5.263	34.193	0.4	1.67	3.416	4.167	8.768	4.167	9.761	12.248	47.691	107.630
13-14	5.263	34.193	0.4	1.67	3.416	4.167	8.768	4.167	9.761	12.248	59.939	119.878
14-15	5.263	34.193	0.4	1.67	3.416	4.167	8.768	4.167	9.761	12.248	72.187	132.125
15-16	5.263	34.193	0.4	1.67	3.416	4.167	8.768	4.167	9.761	12.248	84.434	144.373
16-17	5.263	34.193	2	8.34	17.081	4.167	8.768	4.167	9.761	-1.417	83.018	<b>156.621</b>
17-18	0	0	2	8.34	17.081	4.167	8.768	4.167	9.761	-35.610	47.408	155.204
18-19	0	0	0.5	2.08	4.270	4.167	8.768	4.167	9.761	-22.799	24.608	119.594
19-20	0	0	0.5	2.08	4.270	4.167	8.768	4.167	9.761	-22.799	1.809	96.795
20-21	0	0	0.5	2.08	4.270	4.167	8.768	4.167	9.761	-22.799	-20.990	73.996
21-22	0	0	0.5	2.08	4.270	4.167	8.768	4.167	9.761	-22.799	-43.789	51.197
22-23	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	-29.193	28.397
23-24	5.263	34.193	0.125	0.52	1.068	4.167	8.768	4.167	9.761	14.596	-14.596	42.994
<b>Somme</b>	100	649.667	24	100	204.971	100	210.43	100	234.26	0.000	-14.596	57.590

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-7)** : La capacité du réservoir de stockage et de transit de Maghzelmal

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage et de transit de Maghzelmal</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	156.621
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité total calculée	m <sup>3</sup>	276.621
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	76.621
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	100

### **Conclusion :**

La capacité du réservoir de stockage et de transit de Maghzelmal projeté à la côte **697m** NGA sera donc d'une capacité de **100 m<sup>3</sup>**.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-5) Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed projeté situé à la côte 546 m NGA :

**Tableau VII-8) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Débit de stockage			Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h	ah	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	0.000	21.962
1-2	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	8.541	30.503
2-3	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	17.082	39.044
3-4	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	25.623	47.585
4-5	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	34.164	56.126
5-6	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	42.704	64.667
6-7	4.167	9.761	1	4.17	9.761	0.000	42.704	<b>73.208</b>
7-8	4.167	9.761	3.5	14.58	34.164	-24.403	18.302	<b>73.208</b>
8-9	4.167	9.761	3.5	14.58	34.164	-24.403	-6.101	48.805
9-10	4.167	9.761	3.5	14.58	34.164	-24.403	-30.503	24.403
10-11	4.167	9.761	3.5	14.58	34.164	-24.403	<b>-54.906</b>	0.000
11-12	4.167	9.761	0.4	1.67	3.904	5.857	-49.049	-24.403
12-13	4.167	9.761	0.4	1.67	3.904	5.857	-43.192	-18.546
13-14	4.167	9.761	0.4	1.67	3.904	5.857	-37.336	-12.689
14-15	4.167	9.761	0.4	1.67	3.904	5.857	-31.479	-6.833
15-16	4.167	9.761	0.4	1.67	3.904	5.857	-25.623	-0.976
16-17	4.167	9.761	2	8.34	19.522	-9.761	-35.384	4.881
17-18	4.167	9.761	2	8.34	19.522	-9.761	-45.145	-4.881
18-19	4.167	9.761	0.5	2.08	4.881	4.881	-40.264	-14.642
19-20	4.167	9.761	0.5	2.08	4.881	4.881	-35.384	-9.761
20-21	4.167	9.761	0.5	2.08	4.881	4.881	-30.503	-4.881
21-22	4.167	9.761	0.5	2.08	4.881	4.881	-25.623	0.000
22-23	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	-17.082	4.881
23-24	4.167	9.761	0.125	0.52	1.220	8.541	-8.541	13.421
Somme	100	234.264	24	100	234.264	0.000		21.962

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-9)** : La capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage d'Ait Abed</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	73.208
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	100
Déficit	m <sup>3</sup>	93.208
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	100

**Conclusion :**

La capacité du réservoir de stockage d'Ait Abed projeté à la côte **546m** NGA sera donc d'une capacité de **100 m<sup>3</sup>**.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### **VII-10-6) Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Ouali projeté situé à la côte 650 m NGA :**

**Tableau VII-10) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Ouali.

Tranche horaire $\Delta h=1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	0	16.440
1-2	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	7.672	24.112
2-3	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	15.344	31.784
3-4	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	23.016	39.456
4-5	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	30.688	47.128
5-6	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	38.360	54.800
6-7	4.167	8.768	1	4.17	8.768	0.000	<b>46.032</b>	<b>62.472</b>
7-8	4.167	8.768	3.5	14.58	30.688	-21.920	<b>46.032</b>	<b>62.472</b>
8-9	4.167	8.768	3.5	14.58	30.688	-21.920	24.112	40.552
9-10	4.167	8.768	3.5	14.58	30.688	-21.920	2.192	18.632
10-11	4.167	8.768	3.5	14.58	30.688	-21.920	-19.728	-3.288
11-12	4.167	8.768	0.4	1.67	3.507	5.261	-41.648	-25.208
12-13	4.167	8.768	0.4	1.67	3.507	5.261	-36.387	-19.947
13-14	4.167	8.768	0.4	1.67	3.507	5.261	-31.126	-14.686
14-15	4.167	8.768	0.4	1.67	3.507	5.261	-25.866	-9.426
15-16	4.167	8.768	0.4	1.67	3.507	5.261	-20.605	-4.165
16-17	4.167	8.768	2	8.34	17.536	-8.768	-15.344	1.096
17-18	4.167	8.768	2	8.34	17.536	-8.768	-24.112	-7.672
18-19	4.167	8.768	0.5	2.08	4.384	6.688	-32.880	-16.440
19-20	4.167	8.768	0.5	2.08	4.384	6.688	-19.504	-9.752
20-21	4.167	8.768	0.5	2.08	4.384	6.688	-12.816	-3.064
21-22	4.167	8.768	0.5	2.08	4.384	6.688	-6.128	3.624
22-23	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	0.560	10.312
23-24	4.167	8.768	0.125	0.52	1.096	7.672	8.232	17.984
<b>Somme</b>	100	210.432	24	100	210.432			25.656

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-11)** : Détermination de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Ouali.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage d'Ait Ouali</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	62.472
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	/

**Remarque :**

Le réservoir d'Ait Ouali de (200m<sup>3</sup>) est en service et avec une capacité suffisante, donc la réalisation d'un autre réservoir s'avère ainsi inutile.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### **VII-10-7) Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR3 projeté situé à la côte 638 m NGA pour l'horizon 2044 :**

**Tableau VII-12) :** Calcul de la capacité du réservoir de transit de la SR3 projeté situé à la côte 638 m NGA .

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
1-2	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
2-3	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
3-4	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
4-5	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
5-6	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
6-7	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
7-8	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
8-9	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
9-10	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
10-11	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
11-12	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
12-13	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
13-14	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
14-15	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
15-16	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
16-17	5.263	199.807	5.263	199.807	0	0	<b>199.807</b>
17-18	0	0	5.263	199.807	-199.807	-199.807	<b>199.807</b>
18-19	0	0	5.263	199.807	-199.807	<b>-399.614</b>	<b>0</b>
19-20	0	0	0	0	0	<b>-399.614</b>	<b>-199.807</b>
20-21	0	0	0	0	0	<b>-399.614</b>	<b>-199.807</b>
21-22	0	0	0	0	0	<b>-399.614</b>	<b>-199.807</b>
22-23	5.263	199.807	0	0	199.807	-199.807	<b>-199.807</b>
23-24	5.263	199.807	0	0	199.807	0	0
<b>Somme</b>	100	3796.333	100	3796.333			<b>199.807</b>

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### Remarque :

La capacité du réservoir de transit de la SR3 est de **500 m<sup>3</sup>** à la côte 638 m NGA sa réalisation est achevée .

### **VII-10-8) Calcul de la capacité du réservoir de transit de Tizi Tighilt projeté situé à la côte 856 m NGA:**

**Tableau VII-13) :** Calcul de la capacité du réservoir de transit de Tizi Tighilt.

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	0	0	4.167	136.306	-136.306	0	681.53
1-2	0	0	4.167	136.306	-136.306	-136.306	545.224
2-3	0	0	4.167	136.306	-136.306	-272.612	408.918
3-4	0	0	4.167	136.306	-136.306	-408.918	272.612
4-5	0	0	4.167	136.306	-136.306	-545.224	136.306
5-6	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	<b>-681.53</b>	0
6-7	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-618.029	63.501
7-8	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-554.528	127.002
8-9	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-491.027	190.503
9-10	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-427.526	254.004
10-11	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-364.025	317.505
11-12	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-300.524	381.006
12-13	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-237.023	444.507
13-14	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-173.522	508.008
14-15	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-110.021	571.509
15-16	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	-46.52	635.01
16-17	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	16.981	698.511
17-18	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	80.482	762.012
18-19	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	143.983	825.513
19-20	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	207.484	889.014
20-21	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	270.985	952.515
21-22	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	334.486	1016.02
22-23	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	397.987	1079.52
23-24	5.263	199.807	4.167	136.306	63.501	461.488	1143.02
<b>Somme</b>	100	3796.333	100	3271.344			<b>1206.52</b>

### Remarque :

La capacité du réservoir de transit de Tizi Tighilt est de **1000 m<sup>3</sup>** à la côte 856 m NGA sa réalisation est achevée .

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### Conclusion :

La capacité du réservoir de transit de Tizi Tighilt projeté à la côte 856 m NGA sera d'une capacité de **200 m<sup>3</sup>**.

### **VII-10-9) Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tizgui projeté situé à la côte 808 m NGA:**

**Tableau VII-14)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tizgui.

Tranche horaire $\Delta h=1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	0	41.537
1-2	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	19.384	60.921
2-3	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	38.768	80.305
3-4	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	58.152	99.689
4-5	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	77.536	119.072
5-6	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	96.919	138.456
6-7	4.167	22.153	1	4.17	22.153	0.000	<b>116.303</b>	<b>157.840</b>
7-8	4.167	22.153	3.5	14.58	77.536	-55.383	<b>116.303</b>	<b>157.840</b>
8-9	4.167	22.153	3.5	14.58	77.536	-55.383	60.921	102.458
9-10	4.167	22.153	3.5	14.58	77.536	-55.383	5.538	47.075
10-11	4.167	22.153	3.5	14.58	77.536	-55.383	-49.844	-8.307
11-12	4.167	22.153	0.4	1.67	8.861	13.292	-105.227	-63.690
12-13	4.167	22.153	0.4	1.67	8.861	13.292	-91.935	-50.398
13-14	4.167	22.153	0.4	1.67	8.861	13.292	-78.643	-37.106
14-15	4.167	22.153	0.4	1.67	8.861	13.292	-65.351	-23.814
15-16	4.167	22.153	0.4	1.67	8.861	13.292	-52.060	-10.523
16-17	4.167	22.153	2	8.34	44.306	-22.153	-38.768	2.769
17-18	4.167	22.153	2	8.34	44.306	-22.153	-60.921	-19.384
18-19	4.167	22.153	0.5	2.08	11.077	11.077	-83.074	-41.537
19-20	4.167	22.153	0.5	2.08	11.077	11.077	-71.997	-30.460
20-21	4.167	22.153	0.5	2.08	11.077	11.077	-60.921	-19.384
21-22	4.167	22.153	0.5	2.08	11.077	11.077	-49.844	-8.307
22-23	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	-38.768	2.769
23-24	4.167	22.153	0.125	0.52	2.769	19.384	-19.384	22.153
<b>Somme</b>	100	531.672	24	100	531.672	0.000	0.000	41.537

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

---

**Tableau VII-15)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage Tizgui.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage Tizgui</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	157.84
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	77.84
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	100

**Conclusion :**

La capacité du réservoir de stockage Tizgui projeté à la côte **808 m** NGA sera d'une capacité de **100 m<sup>3</sup>**.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-10) Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tighilt Oumezir projeté situé à la côte 811 m NGA:

**Tableau VII-16)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tighilt Oumezir.

Tranche horaire $\Delta h=1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	0	23.961
1-2	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	11.182	35.142
2-3	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	22.363	46.324
3-4	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	33.545	57.506
4-5	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	44.727	68.687
5-6	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	55.908	79.869
6-7	4.167	12.779	1	4.17	12.779	0.000	<b>67.090</b>	<b>91.050</b>
7-8	4.167	12.779	3.5	14.58	44.727	-31.948	<b>67.090</b>	<b>91.050</b>
8-9	4.167	12.779	3.5	14.58	44.727	-31.948	35.142	59.103
9-10	4.167	12.779	3.5	14.58	44.727	-31.948	3.195	27.155
10-11	4.167	12.779	3.5	14.58	44.727	-31.948	-28.753	-4.792
11-12	4.167	12.779	0.4	1.67	5.112	7.667	-60.700	-36.740
12-13	4.167	12.779	0.4	1.67	5.112	7.667	-53.033	-29.072
13-14	4.167	12.779	0.4	1.67	5.112	7.667	-45.365	-21.405
14-15	4.167	12.779	0.4	1.67	5.112	7.667	-37.698	-13.737
15-16	4.167	12.779	0.4	1.67	5.112	7.667	-30.031	-6.070
16-17	4.167	12.779	2	8.34	25.558	-12.779	-22.363	1.597
17-18	4.167	12.779	2	8.34	25.558	-12.779	-35.142	-11.182
18-19	4.167	12.779	0.5	2.08	6.390	6.390	-47.921	-23.961
19-20	4.167	12.779	0.5	2.08	6.390	6.390	-41.532	-17.571
20-21	4.167	12.779	0.5	2.08	6.390	6.390	-35.142	-11.182
21-22	4.167	12.779	0.5	2.08	6.390	6.390	-28.753	-4.792
22-23	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	-22.363	1.597
23-24	4.167	12.779	0.125	0.52	1.597	11.182	-11.182	12.779
<b>Somme</b>	100	306.696	24	100	306.696	0.000	0.000	23.961

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-17)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage Tighilt Oumezir projeté à la côte 811 m NGA.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage de Tighilt Oumezir</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	<b>91.05</b>
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	11.05

**Remarque :**

Le réservoir de Tighilt Oumezir (200m<sup>3</sup>) est en service et avec une capacité insuffisante ,mais la réalisation d'un autre réservoir s'avère ainsi inutile.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-11) Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Graiche projeté situé à la côte 764 m NGA:

**Tableau VII-18)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Graiche.

Tranche horaire $\Delta h=1h$	Arrivée		Coefficient $\Delta h=1h$ ah	Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	0	51.581
1-2	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	24.071	75.653
2-3	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	48.143	99.724
3-4	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	72.214	123.795
4-5	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	96.285	147.866
5-6	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	120.356	171.938
6-7	4.167	27.51	1	4.17	27.510	0.000	<b>144.428</b>	<b>196.009</b>
7-8	4.167	27.51	3.5	14.58	96.285	-68.775	<b>144.428</b>	<b>196.009</b>
8-9	4.167	27.51	3.5	14.58	96.285	-68.775	75.653	127.234
9-10	4.167	27.51	3.5	14.58	96.285	-68.775	6.878	58.459
10-11	4.167	27.51	3.5	14.58	96.285	-68.775	-61.898	-10.316
11-12	4.167	27.51	0.4	1.67	11.004	16.506	-130.673	-79.091
12-13	4.167	27.51	0.4	1.67	11.004	16.506	-114.167	-62.585
13-14	4.167	27.51	0.4	1.67	11.004	16.506	-97.661	-46.079
14-15	4.167	27.51	0.4	1.67	11.004	16.506	-81.155	-29.573
15-16	4.167	27.51	0.4	1.67	11.004	16.506	-64.649	-13.067
16-17	4.167	27.51	2	8.34	55.020	-27.510	-48.143	3.439
17-18	4.167	27.51	2	8.34	55.020	-27.510	-75.653	-24.071
18-19	4.167	27.51	0.5	2.08	13.755	13.755	-103.163	-51.581
19-20	4.167	27.51	0.5	2.08	13.755	13.755	-89.408	-37.826
20-21	4.167	27.51	0.5	2.08	13.755	13.755	-75.653	-24.071
21-22	4.167	27.51	0.5	2.08	13.755	13.755	-61.898	-10.316
22-23	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	-48.143	3.439
23-24	4.167	27.51	0.125	0.52	3.439	24.071	-24.071	27.510
<b>Somme</b>	100	660.2	24	100	660.240	0.000	0.000	51.581

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-19)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait Graiche projeté à la côte 764 m NGA.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage de d'Ait Graiche</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	196.009
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	300
Déficit	m <sup>3</sup>	16.009

**Remarque :**

Le réservoir d'Ait Graiche (**300m<sup>3</sup>**) est en service et avec une capacité insuffisante, mais la réalisation d'un autre réservoir s'avère ainsi inutile.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### **VII-10-12) Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela à projeté situé à la côte 822 m NGA:**

**Tableau VII-20)** : Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela.

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ 1		Départ 2		Départ 3		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	0	27.799
1-2	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	10.8106	38.609
2-3	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	21.6213	49.420
3-4	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	32.4319	60.231
4-5	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	43.2425	71.041
5-6	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	54.0531	81.852
6-7	4.167	73.864	1	4.17	12.355	4.167	36.634	4.167	24.875	0.000	54.0531	<b>92.663</b>
7-8	4.167	73.864	3.5	14.58	43.243	4.167	36.634	4.167	24.875	-30.888	23.1656	<b>92.663</b>
8-9	4.167	73.864	3.5	14.58	43.243	4.167	36.634	4.167	24.875	-30.888	-7.7219	61.775
9-10	4.167	73.864	3.5	14.58	43.243	4.167	36.634	4.167	24.875	-30.888	-38.6094	30.888
10-11	4.167	73.864	3.5	14.58	43.243	4.167	36.634	4.167	24.875	-30.888	<b>-69.4969</b>	0.000
11-12	4.167	73.864	0.4	1.67	4.942	4.167	36.634	4.167	24.875	7.413	-62.0839	-30.888
12-13	4.167	73.864	0.4	1.67	4.942	4.167	36.634	4.167	24.875	7.413	-54.6709	-23.475
13-14	4.167	73.864	0.4	1.67	4.942	4.167	36.634	4.167	24.875	7.413	-47.2579	-16.062
14-15	4.167	73.864	0.4	1.67	4.942	4.167	36.634	4.167	24.875	7.413	-39.8449	-8.649
15-16	4.167	73.864	0.4	1.67	4.942	4.167	36.634	4.167	24.875	7.413	-32.4319	-1.236
16-17	4.167	73.864	2	8.34	24.71	4.167	36.634	4.167	24.875	-12.355	-44.7869	6.177
17-18	4.167	73.864	2	8.34	24.71	4.167	36.634	4.167	24.875	-12.355	-57.1419	-6.178
18-19	4.167	73.864	0.5	2.08	6.1775	4.167	36.634	4.167	24.875	6.178	-50.9644	-18.533
19-20	4.167	73.864	0.5	2.08	6.1775	4.167	36.634	4.167	24.875	6.178	-44.7869	-12.355
20-21	4.167	73.864	0.5	2.08	6.1775	4.167	36.634	4.167	24.875	6.178	-38.6094	-6.177
21-22	4.167	73.864	0.5	2.08	6.1775	4.167	36.634	4.167	24.875	6.178	-32.4319	0.000
22-23	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	-21.6212	6.178
23-24	4.167	73.864	0.125	0.52	1.544	4.167	36.634	4.167	24.875	10.811	-10.8106	16.988
<b>Somme</b>	100	1772.74	24	100	296.52	100	879.22	100	597	0		

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-21)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	92.663
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	12.663

**Remarque :**

Le réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela (**200m<sup>3</sup>**) est en service et avec une capacité insuffisante, mais la réalisation d'un autre réservoir s'avère ainsi inutile.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### **VII-10-13) Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit d'Ait Moussa à projeté situé à la côte 792 m NGA .**

**Tableau VII-22) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage et de transit d'Ait Moussa à projeté situé à la côte 792 m NGA.

Tranche Horaire $\Delta t = 1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ 1		Départ 2		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	0	24.572
1-2	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	9.556	34.128
2-3	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	19.112	43.684
3-4	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	28.668	53.240
4-5	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	38.224	62.796
5-6	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	47.779	72.352
6-7	4.167	36.634	1	4.17	10.921	4.167	25.713	0.000	47.779	<b>81.908</b>
7-8	4.167	36.634	3.5	14.58	38.224	4.167	25.713	-27.303	20.477	<b>81.908</b>
8-9	4.167	36.634	3.5	14.58	38.224	4.167	25.713	-27.303	-6.826	54.605
9-10	4.167	36.634	3.5	14.58	38.224	4.167	25.713	-27.303	-34.128	27.303
10-11	4.167	36.634	3.5	14.58	38.224	4.167	25.713	-27.303	<b>-61.431</b>	0.000
11-12	4.167	36.634	0.4	1.67	4.368	4.167	25.713	6.553	-54.878	-27.303
12-13	4.167	36.634	0.4	1.67	4.368	4.167	25.713	6.553	-48.325	-20.750
13-14	4.167	36.634	0.4	1.67	4.368	4.167	25.713	6.553	-41.773	-14.197
14-15	4.167	36.634	0.4	1.67	4.368	4.167	25.713	6.553	-35.220	-7.645
15-16	4.167	36.634	0.4	1.67	4.368	4.167	25.713	6.553	-28.668	-1.092
16-17	4.167	36.634	2	8.34	21.842	4.167	25.713	-10.921	-39.589	5.460
17-18	4.167	36.634	2	8.34	21.842	4.167	25.713	-10.921	-50.510	-5.461
18-19	4.167	36.634	0.5	2.08	5.461	4.167	25.713	5.461	-45.049	-16.382
19-20	4.167	36.634	0.5	2.08	5.461	4.167	25.713	5.461	-39.589	-10.921
20-21	4.167	36.634	0.5	2.08	5.461	4.167	25.713	5.461	-34.128	-5.461
21-22	4.167	36.634	0.5	2.08	5.461	4.167	25.713	5.461	-28.668	0.000
22-23	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	-19.112	5.460
23-24	4.167	36.634	0.125	0.52	1.365	4.167	25.713	9.556	-9.556	15.016
<b>Somme</b>	100	879.216	24	100	262.104	100	617.112	0.000		

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-23)** : Détermination de la capacité du réservoir de stockage et de transit d'Ait Moussa.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage de et de transit d'Ait Moussa</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	<b>81.908</b>
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	1.908

**Remarque :**

Le réservoir d'Ait Moussa (**200m<sup>3</sup>**) est en service et avec une capacité insuffisante, mais la réalisation d'un autre réservoir s'avère ainsi inutile.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-14) Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait El Hadj Ali projeté situé à la côte 644 m NGA:

**Tableau VII-24) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait El Hadj Ali.

Tranche horaire $\Delta h=1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	0	57.854
1-2	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	22.499	80.353
2-3	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	44.998	102.852
3-4	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	67.497	125.351
4-5	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	89.996	147.850
5-6	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	112.494	170.349
6-7	4.167	25.713	1	4.17	25.713	0.000	112.494	<b>192.848</b>
7-8	4.167	25.713	3.5	14.58	89.9955	-64.283	48.212	<b>192.848</b>
8-9	4.167	25.713	3.5	14.58	89.9955	-64.283	-16.071	128.565
9-10	4.167	25.713	3.5	14.58	89.9955	-64.283	-80.353	64.283
10-11	4.167	25.713	3.5	14.58	89.9955	-64.283	<b>-144.636</b>	0.000
11-12	4.167	25.713	0.4	1.67	10.2852	15.428	-129.208	-64.283
12-13	4.167	25.713	0.4	1.67	10.2852	15.428	-113.780	-48.855
13-14	4.167	25.713	0.4	1.67	10.2852	15.428	-98.352	-33.427
14-15	4.167	25.713	0.4	1.67	10.2852	15.428	-82.924	-17.999
15-16	4.167	25.713	0.4	1.67	10.2852	15.428	-67.497	-2.571
16-17	4.167	25.713	2	8.34	51.426	-25.713	-93.210	12.857
17-18	4.167	25.713	2	8.34	51.426	-25.713	-118.923	-12.857
18-19	4.167	25.713	0.5	2.08	12.8565	12.857	-106.066	-38.570
19-20	4.167	25.713	0.5	2.08	12.8565	12.857	-93.210	-25.713
20-21	4.167	25.713	0.5	2.08	12.8565	12.857	-80.353	-12.857
21-22	4.167	25.713	0.5	2.08	12.8565	12.857	-67.497	0.000
22-23	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	-44.998	12.857
23-24	4.167	25.713	0.125	0.52	3.214125	22.499	-22.499	35.355
<b>Somme</b>	100	617.112	24	100	617.112			57.854

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-25)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage d'Ait El Hadj Ali.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage et de transit de Taddert Ouffela</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	<b>192.848</b>
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	112.848
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	100

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-10-15) Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tassoukit à projeté situé à la côte 730 m NGA :

**Tableau VII-26) :** Calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tassoukit.

Tranche horaire $\Delta h=1h$	Arrivée		Coefficient horaire ah	Départ		Différence	Approximation	Cumul
	%	m <sup>3</sup> /h		%*	m <sup>3</sup> /h			
0-1	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	0	46.641
1-2	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	21.766	68.406
2-3	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	43.531	90.172
3-4	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	65.297	111.938
4-5	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	87.063	133.703
5-6	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	108.828	155.469
6-7	4.167	24.875	1	4.17	24.875	0.000	<b>130.594</b>	<b>177.234</b>
7-8	4.167	24.875	3.5	14.58	87.063	-62.188	<b>130.594</b>	<b>177.234</b>
8-9	4.167	24.875	3.5	14.58	87.063	-62.188	68.406	115.047
9-10	4.167	24.875	3.5	14.58	87.063	-62.188	6.219	52.859
10-11	4.167	24.875	3.5	14.58	87.063	-62.188	-55.969	-9.328
11-12	4.167	24.875	0.4	1.67	9.950	14.925	-118.156	-65.297
12-13	4.167	24.875	0.4	1.67	9.950	14.925	-103.231	-50.372
13-14	4.167	24.875	0.4	1.67	9.950	14.925	-88.306	-35.447
14-15	4.167	24.875	0.4	1.67	9.950	14.925	-73.381	-20.522
15-16	4.167	24.875	0.4	1.67	9.950	14.925	-58.456	-5.597
16-17	4.167	24.875	2	8.34	49.750	-24.875	-43.531	9.328
17-18	4.167	24.875	2	8.34	49.750	-24.875	-68.406	-15.547
18-19	4.167	24.875	0.5	2.08	12.438	12.438	-93.281	-40.422
19-20	4.167	24.875	0.5	2.08	12.438	12.438	-80.844	-27.984
20-21	4.167	24.875	0.5	2.08	12.438	12.438	-68.406	-15.547
21-22	4.167	24.875	0.5	2.08	12.438	12.438	-55.969	-3.109
22-23	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	-43.531	9.328
23-24	4.167	24.875	0.125	0.52	3.109	21.766	-21.766	31.094
<b>Somme</b>	100	597	24	100	597	0.000		52.859

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

**Tableau VII-27)** : Détermination calcul de la capacité du réservoir de stockage de Tassoukit.

Désignation	Unité	Horizon 2044
<b>Réservoir de stockage de Tassoukit</b>		
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	<b>177.234</b>
Capacité de la réserve d'incendie	m <sup>3</sup>	120
Capacité de réservoir existant	m <sup>3</sup>	200
Déficit	m <sup>3</sup>	97.234
Capacité de réservoir à projeter	m <sup>3</sup>	100

### Conclusion :

La capacité du réservoir de stockage et de transit de Tassoukit projeté à la côte **730 m** NGA sera d'une capacité de **100 m<sup>3</sup>**.

## CHAPITRE VII : CALCUL DES RESERVOIRS

### VII-11) RECAPITULATIF DES RESERVOIRES A PROJETES :

**Tableau VII-28) :** Récapitulatif des réservoirs a projetés.

Réservoirs	Côte(m NGA)	Capacité de réservoir à projeté(m <sup>3</sup> )
Réservoirs de stockage et de transit de TNT	528	500
Réservoirs de stockage et de transit d'Ighil Imoula	697	200
Réservoirs de transit de la SR2	502	2500
Réservoirs de stockage et de transit de Maghzelmal	697	100
Réservoirs de stockage d'Ait Abed	546	100
Réservoirs de transit de la SR3	638	500
Réservoirs de transit de Tizi Tighilt	856	1000+200
Réservoirs de stockage de Tizgui	808	100
Réservoirs de stockage d'Ait El Hadj Ali	644	100
Réservoirs de stockage de Tassoukit	730	100

### **CONCLUSION :**

D'après cette étude, on a remarqué que la capacité des réservoirs existants est insuffisante au projet, de ce fait la construction de **dix (10)** réservoirs est nécessaire, ces derniers seront jumelés aux réservoirs existants.

Pour des raisons technico-économiques, le type de réservoirs pour lequel nous avons opté est le même que celui existant c'est-à-dire cylindrique au sol.

Ces ouvrages assureront la capacité de stockage et de transit nécessaire à

L'approvisionnement en eau potable pour toute la commune jusqu'au l'an **2044**.



# Chapitre VIII

## Etude de choix des pompes

## CHAPITRE VIII

### ETUDE ET CHOIX DES POMPES

#### **VIII-1) DEFINITION :**

Les pompes sont des machines hydrauliques qui aspirent un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la consiste à augmenter la pression du fluide.

#### **VIII-2) LES DIFFERENTS TYPES DE POMPES :**

Les pompes sont classées en deux grandes familles qui sont :

- Pompes volumétriques.
- pompes dynamiques (turbopompes)

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuge (font partie de la famille des pompes dynamiques).

##### **a) Définition :**

On appelle turbomachine, toute machine capable de transformer l'énergie d'un fluide en énergie mécanique (turbine) et réciproquement (pompe) à l'aide d'un mouvement de rotation continu.

Les **pompes centrifuges** sont appelés à répondre à des conditions de fonctionnement bien précises :

- Elever une quantité de fluide d'une zone à basse pression vers une autre à haute pression
- Leurs **rôle** est donc d'augmenter la pression du fluide.

##### **b) Constitution :**

Une pompe centrifuge se compose :

##### **b-1) D'un distributeur :**

Serte de tubulure profilée qui sert à conduire l'eau avec une vitesse et une direction convenable dans l'axe de la pompe ou ouïe ou œillard de la roue. Il est précédé, à l'amont, par la canalisation d'aspiration.

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

### b-2) D'une roue (turbine, rotor, mobile) :

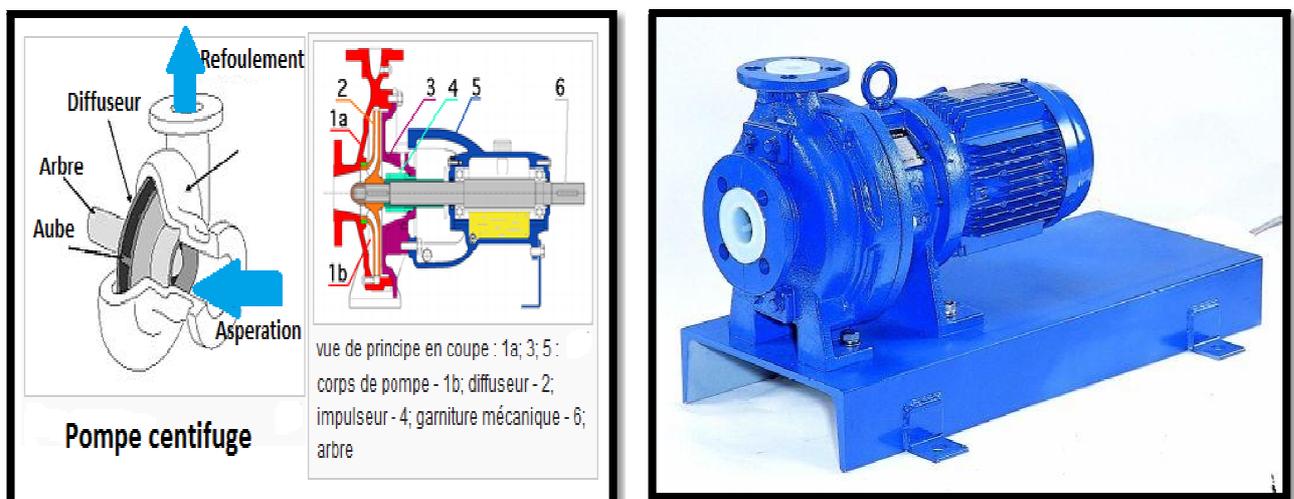
Constitue par un moyen porté par un arbre et muni d'aubes tournant à l'intérieur de deux coquilles formant le corps de pompes. Les aubes peuvent être fixées sur un ou deux côtés à des disques ; on distingue ainsi des rotors ouvert, semi-ouvert ou fermé.

→ Son **rôle** : Elle sert à augmenter, par sa rotation, l'énergie totale de l'eau.

### b-3) D'un diffuseur :

Appelé aussi **stator**, terminé par un cône divergent à l'aval, pour ralentir la vitesse du fluide et, partant, récupérer sous forme de pression l'énergie cinétique correspondante.

→ Son **rôle** : Est de diminuer la vitesse de l'eau à la sortie de la turbine, d'où l'augmentation de la pression.



**Figure VIII-1) : Constitution d'une pompe centrifuge**

❖ **Volute** : Elle permet de collecter tous les filets sortant de la périphérie du diffuseur et de les ramener à une bride de sortie unique.

### VIII-3) CLASSIFICATION DES POMPES CENTRIFUGES :

Les pompes centrifuges sont classées en plusieurs catégories selon certains critères :

→ **Selon le nombre de cellules**

Vu que les pompes pouvaient comporter une ou plusieurs cellules ayant pour objectif d'augmenter la hauteur d'élévation, nous aurons en principe :

**1) Des pompes monocellulaires :**

Pour les pressions moyennes de **15 m** à **80 m**. Les pompes de grande hauteur d'élévation, auront une vitesse spécifique d'autant plus faible que le débit sera petit et la largeur de la turbine sera par ailleurs relativement faible. Les pompe de faible hauteur d'élévation auront une vitesse spécifique d'autant plus grande que le débit sera grand et présentant un diamètre D2 de sortie voisin D1 et très proche de D0 leur largeur sera relativement grande. On le trouve dans les stations de pompage, d'épuration, station de reprise d'AEP, la surpression, l'irrigation vidange et remplissage des réservoirs.



**Figure VIII-2) : Pompe monocellulaire à axe horizontal.**

### 2) Des pompes multicellulaires

En fait appel aux pompes multicellulaire quand la hauteur d'élévation relèvement sera très grande et que pour des raisons de fabrication, les dimensions des pompes monocellulaires auxquelles on aboutirait seraient très importantes. Pour ce type de pompe, la hauteur d'élévation augmente d'une même quantité chaque fois qu'une roue est montée à la suite D'une autre, il suffit de disposer en série le nombre voulu de roue pour atteindre la hauteur « H » désirée, nous appelons que le débit à relever est égale à celui qui passe dans une roue, c'est-à dire que si r est le nombre de roues en série, chacune fonctionnera avec un débit « Q » et une hauteur d'élévation « H/r » et le rendement de la pompe multicellulaire sera beaucoup lus petit que celui de chaque roue isolée. Utilisé pour l'alimentation d'eau des villes et des zones rurales (à partir d'un forage), arrosage, irrigation, surpression d'eau, rabattement de nappes de chantiers, applications industrielles.



**Figure VIII-3) : Pompe multicellulaire à axe vertical (groupe électropompes immergé).**

### → Selon la position de l'axe de rotation

Les pompes monocellulaire et multicellulaires peuvent être soit

- **Axe horizontal** : correspondant au type le plus répandu ;
- **Axe verticale** : ce type de pompe est destiné à équiper les puits et forage, ou elle fonctionne noyé ou dénoyé quand il est équipé d'un collecteur d'aspiration.

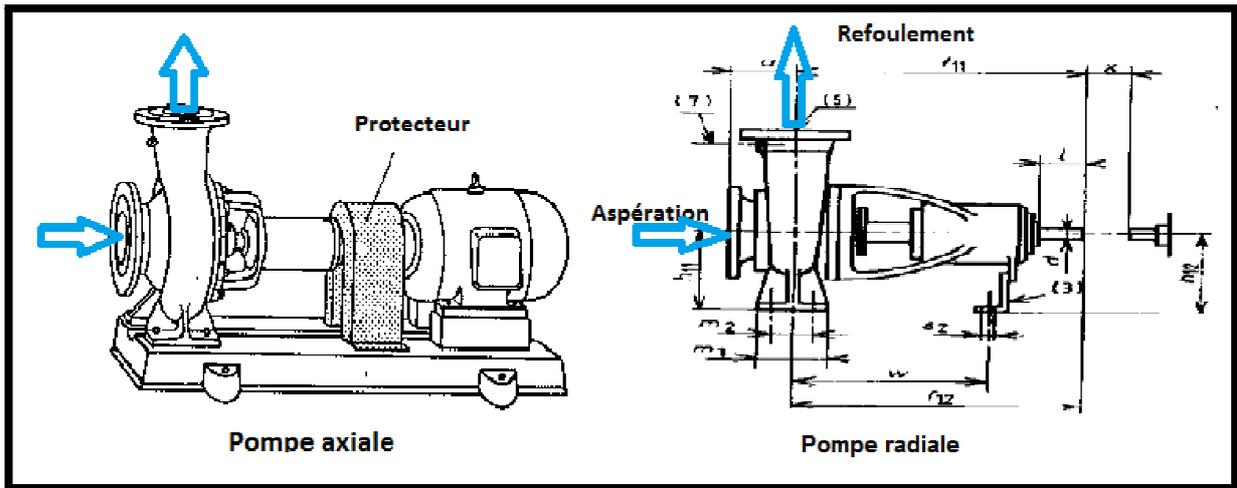
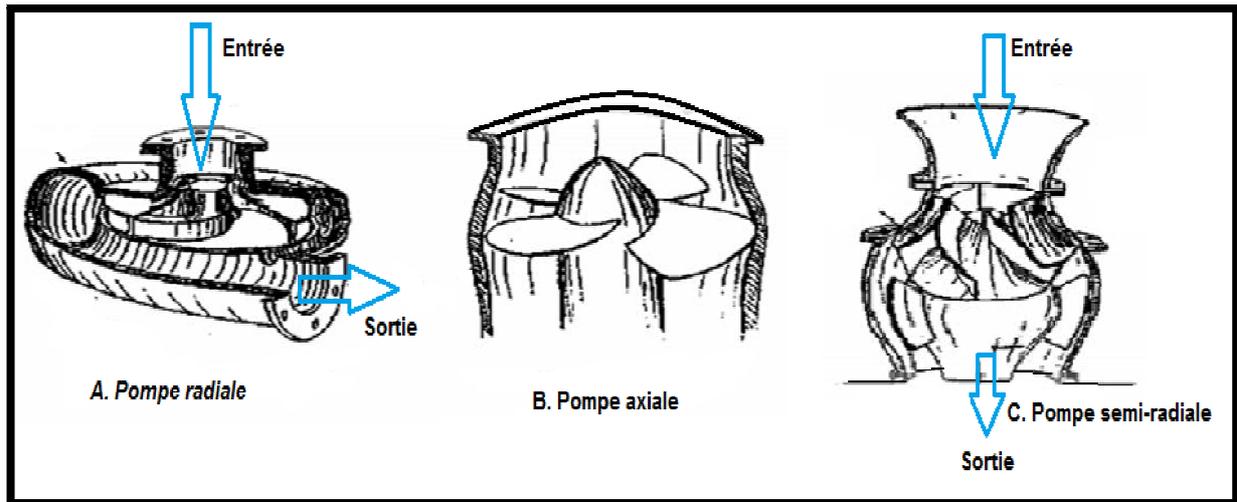


Figure VIII-4) : Pompes axiale et radiale.

### → Selon le nombre d'entrée

Il existe deux catégories :

- Les pompes à une seule entrée ;
- Les pompes à double entrées.



**Figure VIII-5) : Classification des pompes**

### **VIII-4) PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :**

En générale le principe de fonctionnement d'une turbomachine consiste dans la variation du moment cinétique ou de la circulation du liquide au moyen d'une roue fixée sur un arbre tournant.

Selon le trajet du fluide par rapport à l'axe, on distingue les turbopompes radiales, axiales (hélice) et intermédiaires (hélico-centrifuges).

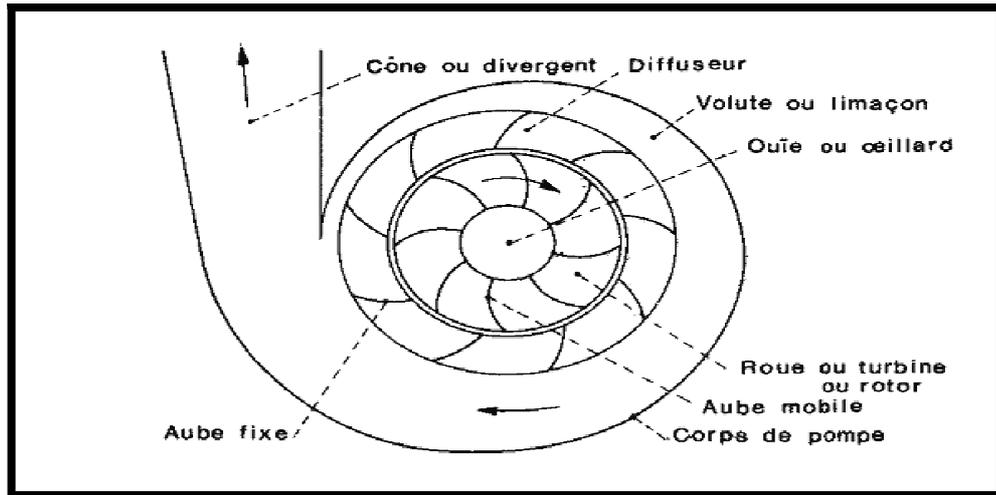
Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de metre). Cependant, les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.

Type de la roue	Hauteur par roue
Centrifuge	25 à 120m
Hélico-centrifuge	8 à 35m
Hélice	2 à 10m

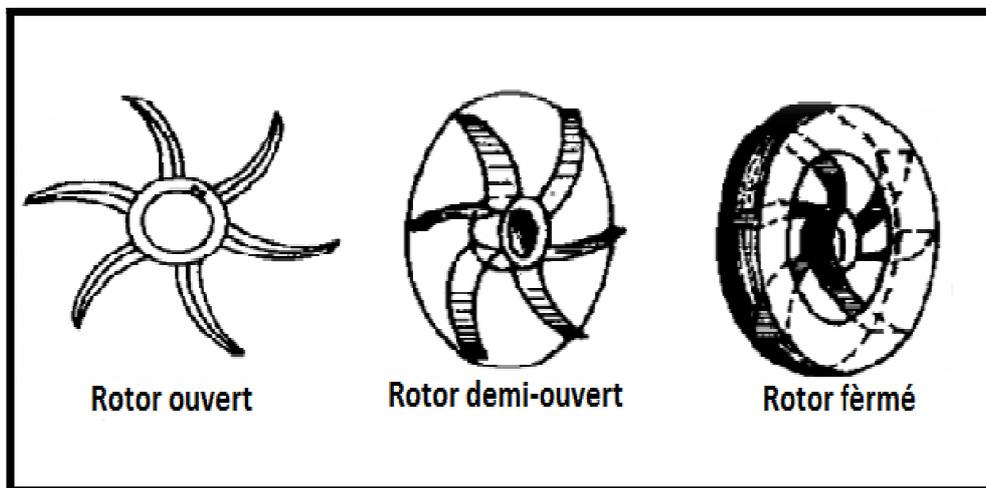
Supposant une pompe pleine d'eau ; sous l'effet de rotation de la turbine entraîné par le moteur, l'eau qui arrive dans la région axial, ou œillard, est projetée à la périphérie, décrivant une trajectoire centrifuge, d'où le nom donnée à ces machines. L'énergie mécanique totale de la veine fluide est augmentée. Cette augmentation provient :

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

- ♣ D'une part, d'un accroissement de l'énergie de pression (potentielle).
- ♣ D'autre part, d'un accroissement de l'énergie cinétique. Cette dernière est transformée en énergie pression par un ralentissement progressif obtenu par des pièces placées à l'extérieur de la roue (diffuseur, volute et le cône divergent) et dirigée dans la conduite de refoulement.



**Figure VIII-6): Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge**



**Figure VIII-7): Différents types de rotors**

### **VIII-5) CHOIX D'UNE POMPE :**

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- le débit « Q » et « Hmt » demandée ;
- Assurer un rendement maximal ;
- Assurer une consommation d'énergie minimale ;
- Opter pour un poids, le plus minimum possible ;
- Présenter un mode du type anti-cavitation ;
- Assurer une vitesse de rotation assez importante.
- Etre fabriquée en série.

Le choix du type de pompe convenable pour refouler le débit désiré à une hauteur manométrique donnée se fait à l'aide des courbes caractéristique de chaque type de pompe figurant dans les catalogues des pompes.

Le choix est porté sur une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de rendement maximal avec réduction de l'énergie fournie tout en tenant compte des conditions de cavitation.

#### **5-1) Courbes caractéristiques des pompes :**

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée au nombre de trois.

##### **5-1-1) La courbes débit-hauteur ou $H=f(Q)$ :**

Elle exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction de débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximum) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente.

On ne l'appelle point à **vanne fermée**, ou, encor, point de **barbotage**.

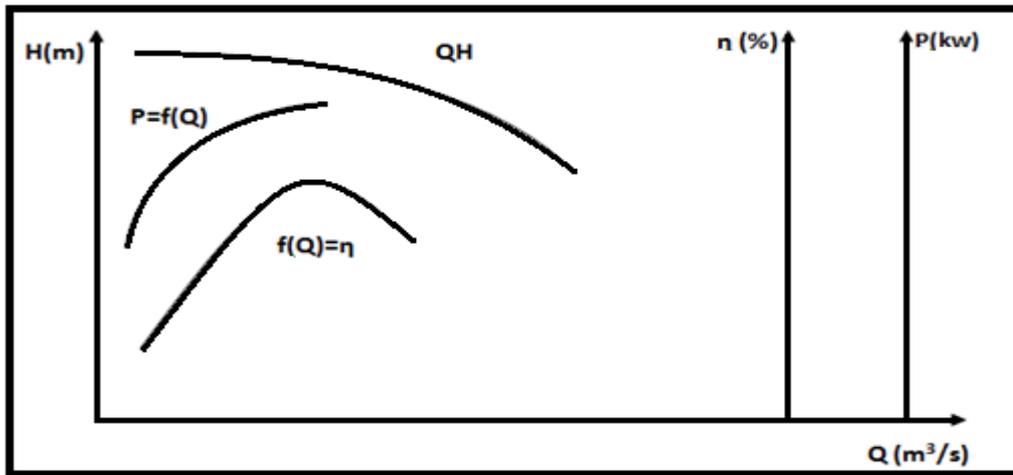
##### **5-1-2) La courbe de rendement $\eta=f(Q)$ :**

Cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit; elle passe par l'origine,

Puisque pour  $Q=0$ , le rendement  $\eta=0$ .

### 5-1-3) La courbe de puissance absorbée $p = f(Q)$ :

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.



**Figure VIII-8): courbes caractéristiques des pompes**

### 5-2) Courbe caractéristique d'une conduite

La courbe caractéristique de la conduite est trouvée conformément à la relation suivante :

**Avec :**

$$\mathbf{Hmt = Hg + jt}$$

**Hmt** : hauteur manométrique total (m) ;

**Hg** : hauteur géométrique (m) ;

**Jt** : perte de charge totale (m) .

$$jt = 1,15 \lambda \frac{L}{D} \frac{V_m^2}{2g}$$

La vitesse ( $V_m$ ) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité

$$Q = V_m \cdot S \quad \text{avec} \quad S = \pi \frac{D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

---

En remplaçant la vitesse par sa valeur.

$$jt = \frac{1.15.8.\lambda.L.Q^2}{\pi^2.D^5.g} = KQ^2$$

**Donc :**  $jt = KQ^2$       **(b)**

**Avec :**  $K = \frac{1,15.8.L.\lambda}{g.\pi^2.D^5}$

Où :

**L** : longueur de la canalisation [ml] ;

**D** : Diamètre de la conduite [m] ;

**V<sub>m</sub>** : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;

**λ** : Coefficient de perte de charge sans dimension ;

**g** : Accélération de la pesanteur [m<sup>2</sup>/s].

On remplaçant (b) dans (a) on trouve :

$$\mathbf{Hmt = Hg + KQ^2}$$

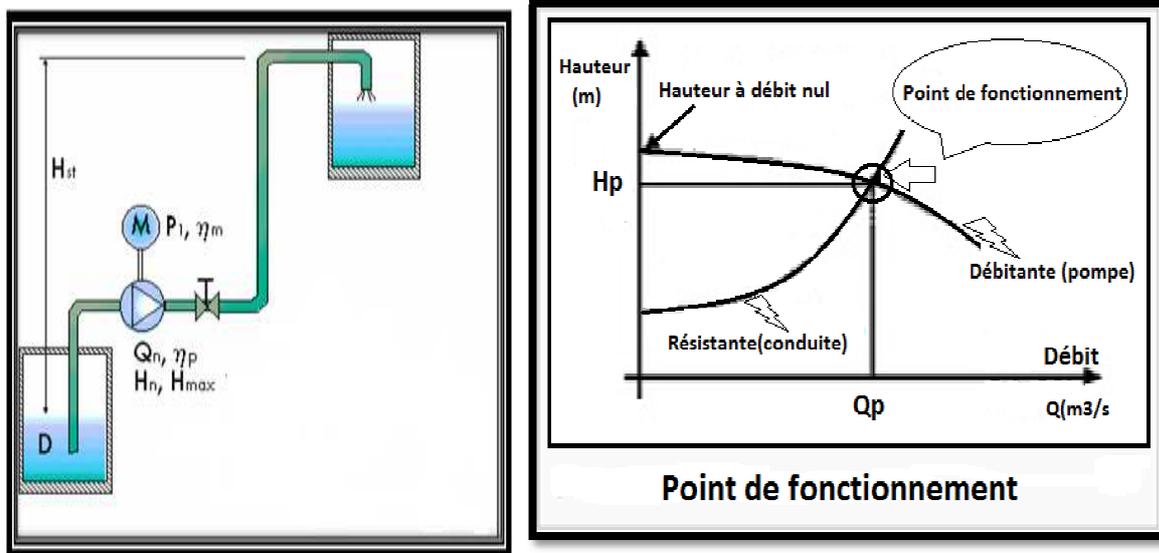
**Avec :**

**K** : c'est la résistance de la conduite, qui regroupe tous les facteurs qui ne dépendent que de la conduite.

**Q** : le débit (m<sup>3</sup>/s).

### **5-3) Point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite définit par un débit «**Q**» et une hauteur «**K**», est représenté par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe dite caractéristique débitante et de la courbe caractéristique de la conduite dite caractéristique résistante.



**Figure VIII-9): point de fonctionnement d'une pompe dans une conduite**

## VIII-6) PRINCIPE DE DETERMINATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT :

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe dans ce cas la pompe fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants :

### **6-1) vannage sur la canalisation de refoulement :**

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge. On déplace ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

### **6-2) Rognage de la roue :**

Par diminution du diamètre de la roue il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

### 6-3) réduction du temps de pompage :

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquence un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée.

### VIII-7) POMPES SEMBLABLES :

#### 7-1) Généralités

La théorie des turbomachines appliquée aux pompes centrifuge montre que pour une pompe donnée fonctionnant à différentes vitesses :

- Le **débit** est proportionnel à la vitesse ;
- Les **hauteurs** effectives et nettes sont proportionnelles au carrée de la vitesse ;
- Le **rendement** est indépendant de la vitesse, on dit une pompe appartient à la famille des pompes semblables si tous les angles de construction de la roue du diffuseur, sont les même, et que la dimension linéaire des différentes partie de chaque pompe soient proportionnelles, les pompes semblables sont supposées fonctionner à similitude mécanique.

#### 7-2) Loi de similitude

- Une pompe tournant à une vitesse **N** et présente un débit **Q** pour une hauteur nette hydraulique **H**, avec un rendement optimal **H/Ht**, la puissance absorbée étant **P** ;
- Une deuxième pompe, semblable à la première, ou les valeurs correspondants sont **d , 1,n , q ,h ,** et p pour le même rendement.

Les relations appliquées entre ces deux pompes sont :

$$\frac{Q}{q} = \frac{N}{n} \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \frac{L}{l}$$

$$\frac{H}{h} = \left[ \frac{N}{n} \right]^2 \left[ \frac{D}{d} \right]^2$$

$$\frac{p}{P} = \left[ \frac{N}{n} \right]^3 \left[ \frac{D}{d} \right]^4$$

Le facteur d'homothétie est :

$$K = \frac{D}{d} = \frac{L}{l}$$

### VIII-8) COUPLAGE DES POMPES :

Lorsque l'on est amené dans une station de pompage à assembler plusieurs pompes soit en série, soit en parallèle, en utilisant plusieurs pompes de caractéristiques identiques ou différentes, susceptible de fonctionner simultanément ou isolement.

Le couplage des pompes peut s'effectuer.

#### 8-1) Couplage en série :

- \* Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- \* Le **même débit** traverse les deux pompes et les **hauteurs** d'élévation produites par chaque groupe **s'ajoutent**.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

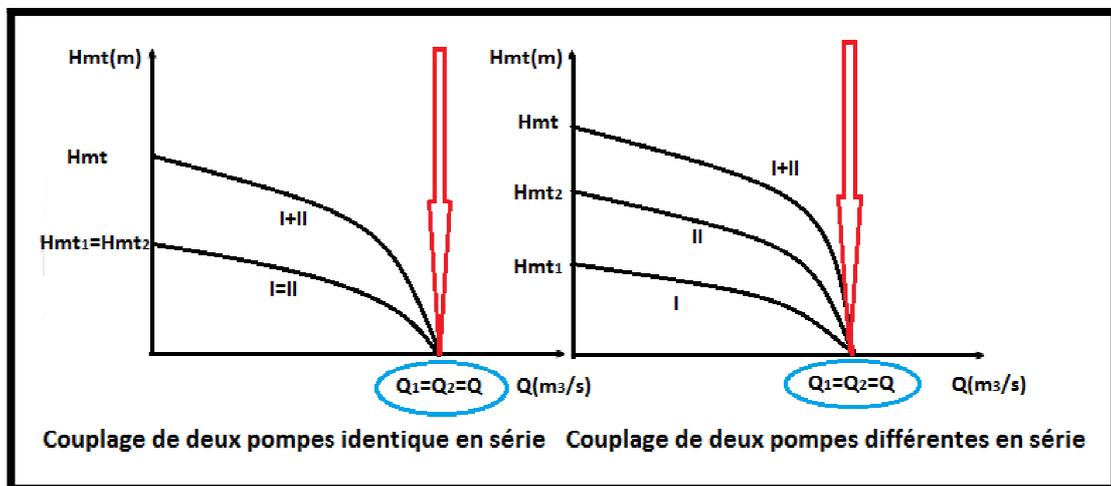


Figure VIII-10): Couplage en série

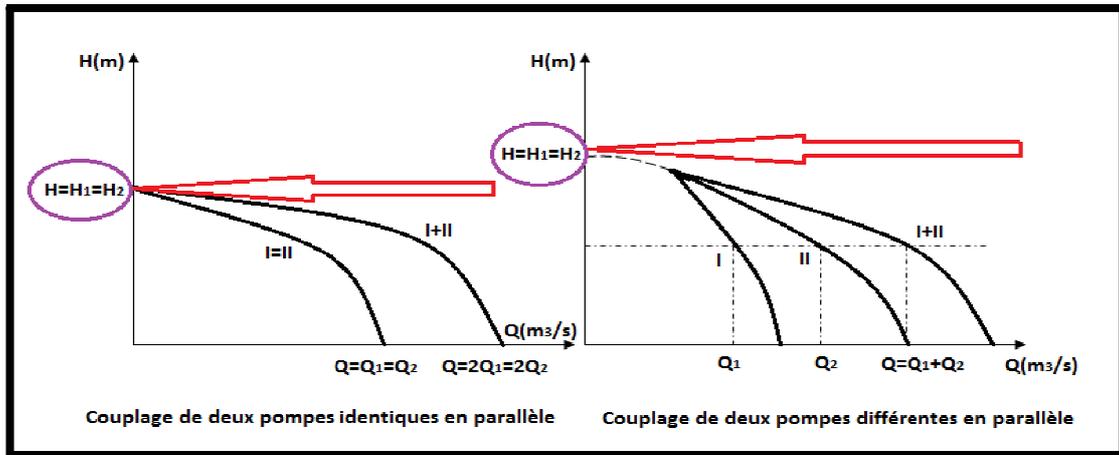
#### 8-2) Couplage en parallèle :

Dans ce cas :

- \* Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- \* Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.



**Figure VIII-11): Couplage en parallèle**

### **VIII-9) PHENOMENE DE CAVITATION :**

La cavitation se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au dessous de la pression de vapeur saturante qui est fonction de la nature du fluide et de sa température.

Ce phénomène correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition des bulles d'airs au sein du liquide ou contre les parois et apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes. Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse de la performance de la pompe, par une corrosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la pompe.

Le phénomène de cavitation est due à la baisse de pression occasionnée par :

- > L'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe.
- > Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration.

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

> L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importantes dans la roue de la pompe.



**Figure VIII-12): La cavitation est une formation des bulles de vapeur due à une baisse de pression**



**Figure VIII-13): photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge**

Pour éviter tous risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Avec :

$\text{NPSH}_r$  : charge nette d'aspiration requise (donné par le constructeur).

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

**NPSH<sub>d</sub>** : charge nette disponible à l'aspiration.

**Avec**

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} - (Ha + Ja + hj) - \frac{V_m^2}{2g}$$

$\frac{P_0}{\omega}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration.

Ha : hauteur géométrique d'aspiration (m).

Ja : perte de charge d'aspiration (m).

Hr : tension de vapeur pour la température de l'eau pompé.

$\frac{V_m^2}{2g}$  : Energie cinétique (m).

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_1}{\omega} - hv$$

**Où :**

$\frac{P_1}{\rho g}$  : Pression en mètre de colonne d'eau à la bride d'aspiration.

**NB :** cette formule est appliquée le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au dessus du plan d'eau.

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} - Ha - Ja - hj - \frac{V_m^2}{2g}$$

Pour les réservoirs ouverts, où la pression au plan d'aspiration est égale à la pression atmosphérique (10), et en négligeant le terme :  $\frac{V_m^2}{2g}$  (faible vitesse).

$$\text{NPSH}_d = 10 + Ha - Ja \quad (m)$$

(On prend  $\frac{P_0}{\omega} - hv = 10m$ )

Le point «I» d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes NPSH<sub>d</sub> et NPSH<sub>r</sub> celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement P<sub>2</sub> de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes NPSH, se trouve à droite du point I (fig VII-7) [4].

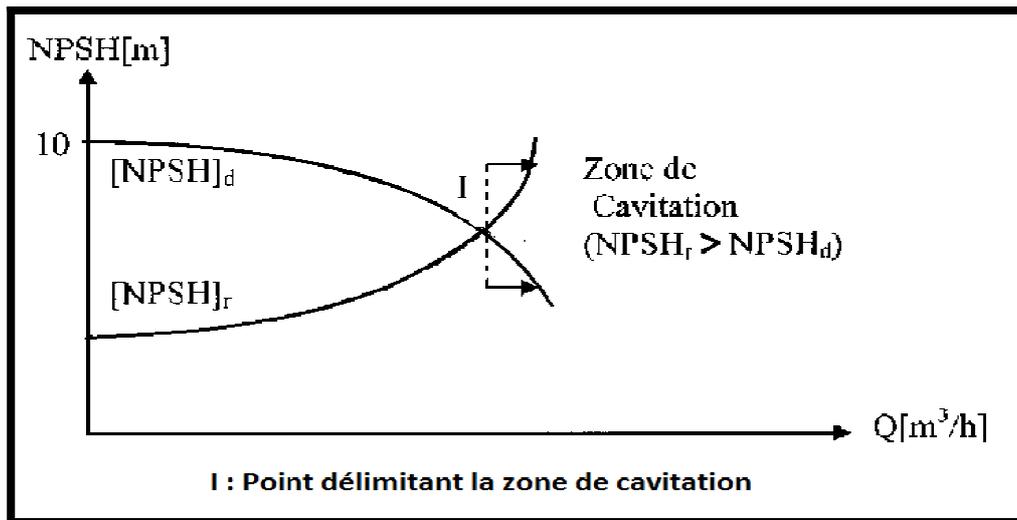


Figure VIII-14): graphe des courbes NPSH

### VIII-10) AMORÇAGE DES POMPES :

L'amorçage des pompes est une opération qu'on effectue lorsqu'on désire faire fonctionner une pompe qui risque d'être vide, on procède alors au remplissage avec l'eau.

#### 10-1) Amorçage des pompes qui à axe horizontal

##### 10-1-1) Amorçage manuel

Pour les petites pompes, l'amorçage se fait par remplissage manuel avec l'eau, la colonne d'aspiration (par entonnoir) avant le démarrage de la pompe.

La pompe est alors remplie et même la conduite d'aspiration qui doit être munie, à son extrémité, d'un clapet de pied pour éviter que l'eau ne s'écoule. L'air ainsi chassé, la pompe peut être mise en marche. (On peut utiliser by-pass).

##### 10-1-2) Amorçage sous pression :

Ce dispositif consiste à créer au-dessus de la pompe, une certaine pression à l'aspiration qui maintiendra toujours, même à l'arrêt de la pompe, la canalisation d'aspiration.

### **10-1-3) Amorçage par pompe à vide :**

Ce type d'amorçage consiste à aspirer l'air qui se trouve dans la canalisation.

### **10-1-4) Amorçage auto-amorçantes :**

Ils sont rarement utilisés vu leur double fonction qui engendre de faible puissance le donc un rendement est très inférieur à celui d'une s'applique quelle que soit l'importance de l'installation.

### **VIII-11) COMMANDE AUTOMATIQUE DES POMPES CENTRIFUGE :**

La commande automatique des pompes centrifuge permet d'effectuer certaines opérations en un minimum de temps et avec un minimum de surveillance, tout en ayant un contrôle visuel ou audible qui alertera le personnel d'exploitation en cas d'anomalie de fonctionnement.

La commande automatique des pompes peut être effectuée comme suit :

#### **11-1) Commande par ligne pilote :**

On dispose de capteurs à flotteurs installés à la haute et à la partie basse du réservoir. ces dernier sont reliés par un câble aux contacteurs du moteurs et permettent de l'enclencher pour un niveau d'eau maximal.

#### **11-2) Commande sous ligne pilote :**

On dispose, à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir, d'un clapet spécial dit : cervo-clapet .

Le cervo-clapet obtenu est le débouché de la conduite de refoulement lorsque de niveau d'eau est maximal. L'écoulement étant interrompu, il en résulte une surpression dans la canalisation qui agit sur un appareil dit : relais débit qui provoquera la coupure du courant électrique d'alimentation de pompes.

### **VIII-12) ETUDE ET CHOIX DES POMPES :**

#### **12-1) Elévation de point de picage (PK) vers le réservoir de Tizi Ntleta.**

- Débit à relever  $Q=83,88 \text{ l/s} = 301,968 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- Hauteur manométrique d'élévation totale :  $H_{mt} = 129,237\text{m}$ .
- Hauteur géométrique :  $H_g=112\text{m}$

##### **12-1-1) Choix de la pompe**

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari , après l'ingestion des données suivantes

$$Q = 302 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 130 \text{ m}$$

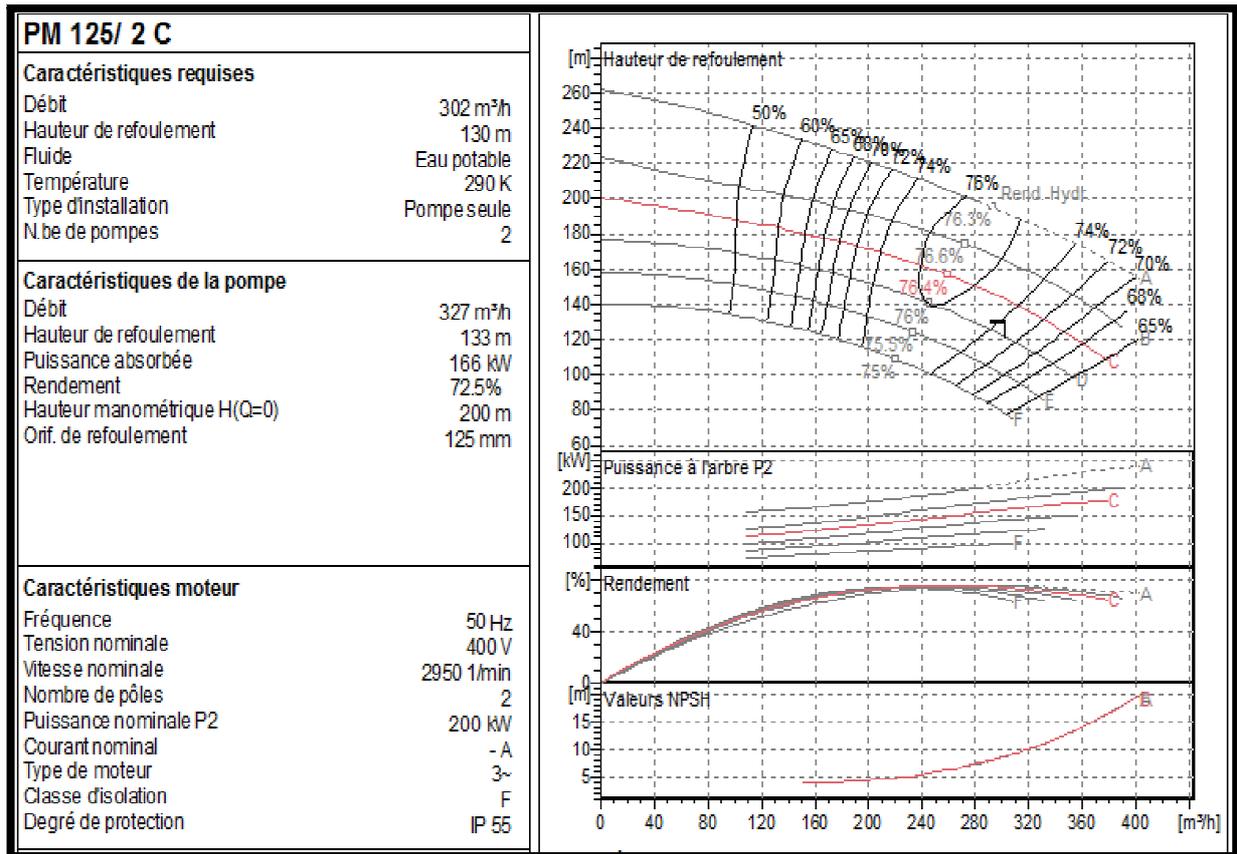
$$H_g = 112 \text{ m}$$

Après l'affichage des résultats on a opté : Une pompe multicellulaire de type

**PM 125 / 2 C** avec :

- ➔ Vitesse de rotation :  $2900 \text{ tr /mn}$
- ➔ Rendement maximal :  $\eta_{\max} = 72.5 \%$ .

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES



**Figure VIII-15) : Courbe caractéristique de la pompe PM 125 / 2C**

### 12-1-2) Caractéristiques de la pompe :

Voir le tableau suivant :

### 12-1-3) Caractéristique de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :  $H_{mt} = H_g + \frac{1,15,8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2$

**Avec :**  $H_g = 112\text{m}$

$D_{int} = 327,4\text{mm}$

$\lambda = 0,04$

$L = 2202\text{ ml}$

**Où :**  $K = \frac{1,15,8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \quad (s^2 / m^5)$

**K = 2227,119 s<sup>2</sup>/m<sup>5</sup>**

**Alors :**  $H_{mt} = 112 + 2227,119 Q^2$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

**Tableau VIII-1) :** Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 125 / 2C

Q	Lref	Dec	$\lambda$	K (s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup> )	Hg (m)	Hc (m) (conduite)	Hp(m) (pompe)
0	2202	327,4	0,04	2227,119	112	112	200
50	2202	327,4	0,04	2227,119	112	112,430	195
100	2202	327,4	0,04	2227,119	112	113,718	188
150	2202	327,4	0,04	2227,119	112	115,867	180
200	2202	327,4	0,04	2227,119	112	118,874	171
250	2202	327,4	0,04	2227,119	112	122,740	159
300	2202	327,4	0,04	2227,119	112	127,466	143
350	2202	327,4	0,04	2227,119	112	133,051	123
379	2202	327,4	0,04	2227,119	112	136,684	108

★ Soit P<sub>1</sub> le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 301,968 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 129,237 \text{ m.}$$

$$\eta_1 = 74,8\%.$$

On trace la courbe caractéristique (c) et la courbe de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

★ P<sub>2</sub> est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 342 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_2 = 131 \text{ m}.$$

$$\eta_2 = 70,6\%.$$

Ce dernier se trouve décalé du point P<sub>1</sub> désiré, pour ramener cette pompe aux données de marche désirées, nous procédons à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

### **1<sup>ère</sup> possibilité :**

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage.

- Le volume rentrant dans le réservoir :

$$V = Q \cdot t = 301,968 \times 21 = 6341,328 \text{ m}^3$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

- Le temps de pompage de débit  $Q_t$  est :

$$t = \frac{V}{q_2} = \frac{6341,328}{342} = 18,542 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{gQ_2.H_2}{3600\eta_2} = \frac{9,81 \times 342 \times 131}{3600 \times 70,6} \times 100 = 172,925 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = \frac{172,925 \times 10}{100} + 172,925 = 190,218 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_1}{\eta} = \frac{190,218}{0,9} = 211,353 \text{ KW}$$

- dépense journalière en énergie électrique

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 211,353 \times 18,542 \times 4,2 = 16351,113 \text{ DA}$$

**Frais = 16351,113 DA**

### 2<sup>ème</sup> possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 142 - 129,237 \text{ m.}$$

$$J = 12,773 \text{ m.}$$

- ❖ Le temps de pompage est égal à 19 heures et le débit  $Q=301,968 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ❖ Puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_2 = \frac{gQ_1.H_3}{3600 \eta_1} + \frac{9,81 \times 301,968 \times 142}{3600 \times 70,6} \times 100 = 165,505 \text{ KW}$$

- ❖ Majoration de 10%

$$P_2 = \frac{165,505 \times 10}{100} + 165,505 = 182,055 \text{ KW}$$

- ❖ Puissance absorbée par le moteur :

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$\frac{P_2}{\eta} = \frac{182,055}{0,9} = 202,284 \text{ KW}$$

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

Dépense journalière en énergie électrique

Pabs moteur .t. Prix =  $202,284 \times 21 \times 4,2 = 17841,449 \text{ DA}$

**Frais = 17841,449 DA**

### 3<sup>ème</sup> possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point  $P_1$ , en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine OQH et le point  $P_1$  désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_F = 320 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_F = 136 \text{ m} ;$$

$$\eta_F = 73,2\%.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose :  $d = m.D \Rightarrow \frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$  (d : diamètre de la conduite rognée).

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{129,237}{136}} = 0,975$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$(1 - m) \times 100 = (1 - 0,975) \times 100 = 2,5 \%$$

Le temps de pompage est de 19heures.

♣ La puissance absorbée par la pompe

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$P_3 = \frac{g Q_F H_F}{3600 \eta_F} = \frac{9,81 \times 320 \times 136}{3600 \times 73,20} \times 100 = 162,011 \text{ KW} ;$$

- ♣ Majoration de 10%

$$P_3 = \frac{162,011 \times 10}{100} + 162,011 = 178,212 \text{ kw}$$

- ♣ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_3}{\eta} = \frac{P_3}{0,9} = \frac{178,212}{0,9} = 198,013 \text{ kw}$$

- ♣ Dépense journalière en énergie électrique

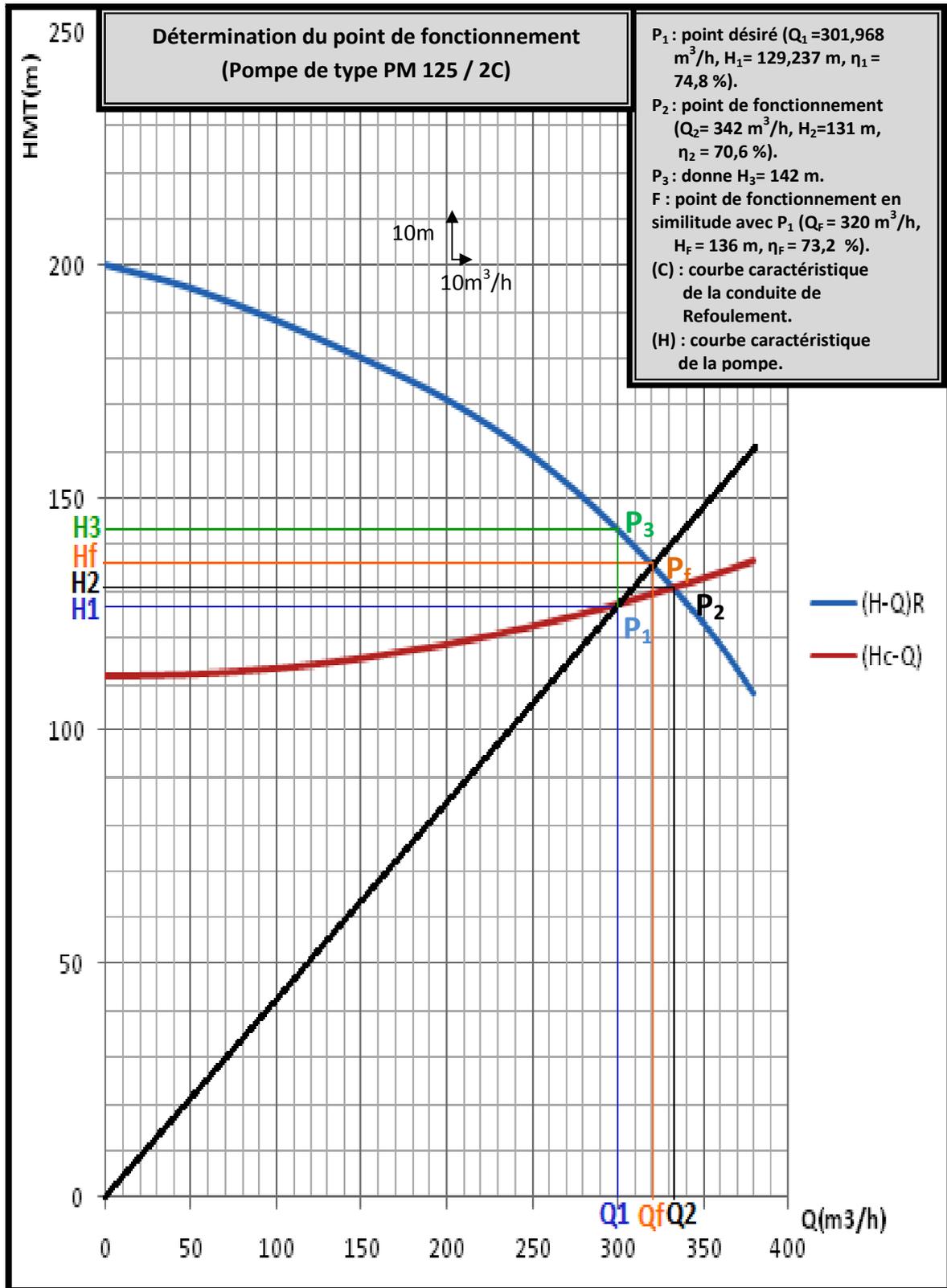
$$\text{Pabs moteur .t.Prix} = 198,013 \times 21 \times 4,2 = 17464,747 \text{ DA}$$

**Frais = 17464,747 DA**

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Solution	Dépense journalière électrique (DA)
Réduction du temps de pompage	16351,113
Vannage	17841,449
Rognage	17464,747

On constate d'après ces résultats que la 1<sup>ère</sup> possibilité (réduction de temps de pompage) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc on opte pour cette possibilité.



**Figure VIII-16): Détermination de point de fonctionnement  
(Pompe de type FM 125 / 2C)**

### **12-2) Elévation de la station de SR1 vers Ighil Imoula**

- Débit à relever  $Q=7,146 \text{ l/s} = 25,726 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- Hauteur manométrique d'élévation totale :  $H_{mt} = 240,122 \text{ m}$ .
- Hauteur géométrique :  $H_g=173 \text{ m}$ .

#### **12-1-1) Choix de la pompe**

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari , après l'ingestion des données suivantes

$$Q=50 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt}=241 \text{ m}$$

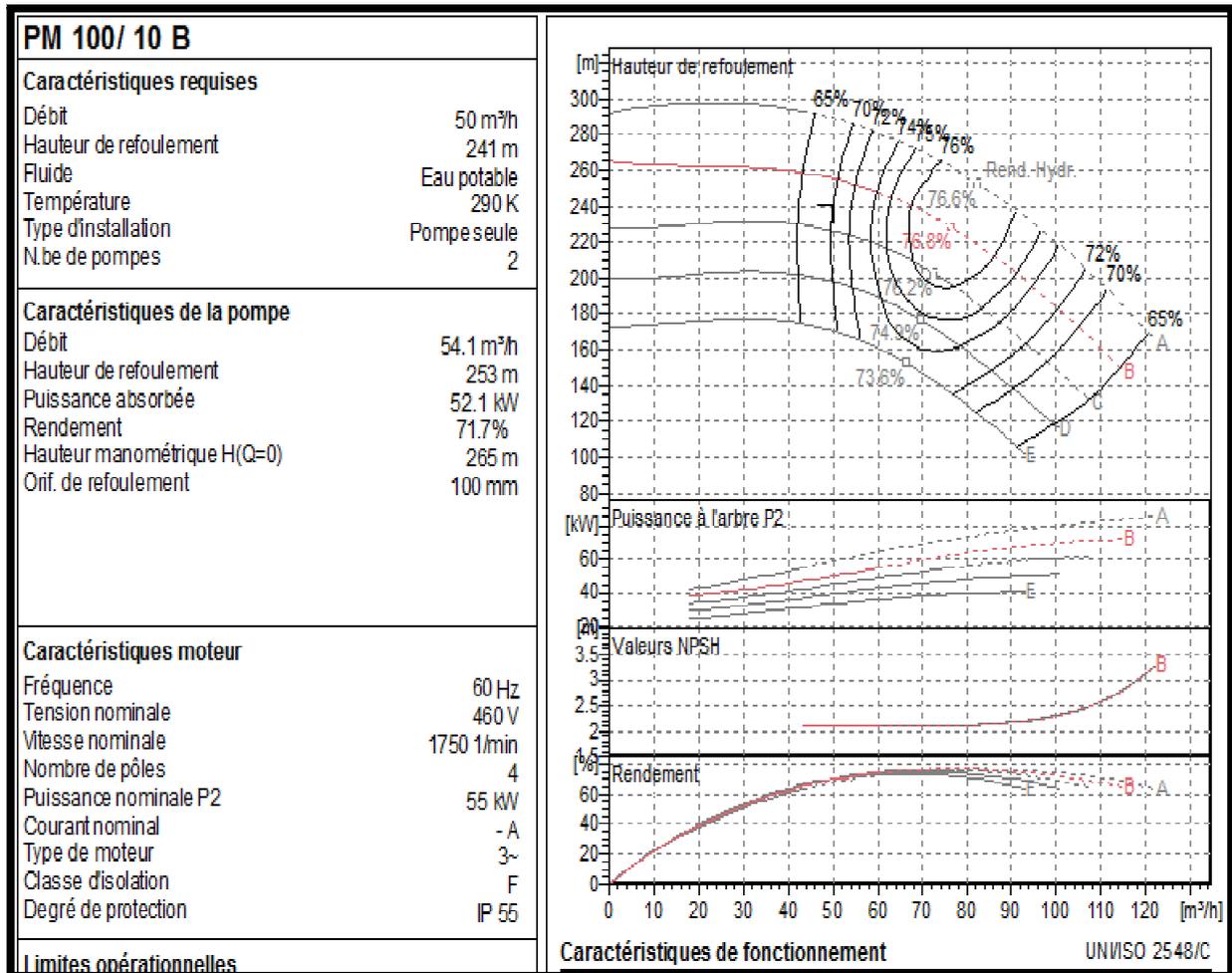
$$H_g=173 \text{ m}$$

Après l'affichage des résultats on a opté : Une pompe multicellulaire de type

**PM 100 /10 B** avec :

- ➔ Vitesse de rotation :  $1750 \text{ tr /mn}$
- ➔ Rendement maximal :  $\eta_{\max} = 71.7 \%$ .

# CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES



**Figure VIII-17) : Courbe caractéristique de la pompe PM 100 / 10B**

**12-1-2) Caractéristiques de la pompe :**

Voir le tableau suivant :

**12-1-3) Caractéristique de la conduite :**

Equation de la conduite de refoulement :  $H_{mt} = H_g + \frac{1,15.8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2$

**Avec :**  $H_g=173m$

$H_{mt}= H_g + HQ^2$

$D_{int} =90 \text{ mm}$

$\lambda = 0,048$

$L =1700 \text{ ml}$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Où :  $K = \frac{1,15 \cdot 8 \lambda L}{g \lambda^2 D^5} \quad s^2 / m^5$

Alors :  $H_{mt} = H_g + KQ^2$

$$H_{mt} = 198 + 1314429,009 Q^2$$

**Tableau VIII-2) :** Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 100 / 10B

Q(m <sup>3</sup> /h)	Lref	Dec	λ	K (s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup> )	Hg(m)	Hc	hp
0	1700	90	0,048	1314429,009	173	173	265
15	1700	90	0,048	1314429,009	173	195,820	263
30	1700	90	0,048	1314429,009	173	264,280	262
45	1700	90	0,048	1314429,009	173	378,380	258
60	1700	90	0,048	1314429,009	173	538,119	248

★ Soit P<sub>1</sub> le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 25,726 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 240,122 \text{ m.}$$

$$\eta_1 = 71,7 \%$$

On trace la courbe caractéristique (c) et la courbe de la pompe (H), A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

★ P<sub>2</sub> est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 29,7 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H_2 = 261 \text{ m.}$$

$$\eta_2 = 52\%.$$

Ce dernier se trouve décalé du point P<sub>1</sub> désiré, pour ramener cette pompe aux données de marche désirées, nous procédons à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

### **1<sup>ère</sup> possibilité :**

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage.

- Le volume rentrant dans le réservoir :

$$V = Q \cdot t = 25,726 \times 19 = 488,786 \text{ m}^3$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

- Le temps de pompage de débit  $Q_t$  est :

$$t = \frac{V}{q_2} = \frac{488,786}{29,7} = 16,56 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{gQ_2.H_2}{3600\eta_2} = \frac{9,81 \times 25,726 \times 261}{3600 \times 52} \times 100 = 35,186 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = \frac{35,186 \times 10}{100} + 35,186 = 38,705 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_1}{\eta} = \frac{38,705}{0,9} = 43,006 \text{ KW}$$

- dépense journalière en énergie électrique

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 43,006 \times 16,56 \times 4,2 = 2991,133 \text{ DA}$$

**Frais=2991,133 DA**

### 2<sup>ème</sup> possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 261 - 240,122$$

$$J = 20,878 \text{ m.}$$

- ❖ Le temps de pompage est égal à 19 heures et le débit  $Q=25,726 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ❖ Puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_2 = \frac{gQ_1H_3}{3600\eta_1} = \frac{9,81 \times 25,726 \times 261}{3600 \times 71,7} \times 100 = 25,519 \text{ KW}$$

- ❖ Majoration de 10%

$$P_2 = \frac{25,519 \times 10}{100} + 25,519 = 28,071 \text{ KW}$$

- ❖ Puissance absorbée par le moteur :

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$\frac{P_2}{\eta} = \frac{28,071}{0,9} = 31,19 \text{ KW}$$

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

Dépense journalière en énergie électrique

$$\text{Pabs moteur} \times t \times \text{Prix} = 31,19 \times 19 \times 4,2 = 2488,933 \text{ DA}$$

**Frais = 2488,933 DA**

### 3<sup>ème</sup> possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point  $P_1$ , en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine OQH et le point  $P_1$  désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_F = 28,7 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_F = 261 \text{ m} ;$$

$$\eta_F = 50,80 \text{ \%}.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose :  $d = m \cdot D \Rightarrow \frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$  (d : diamètre de la conduite rognée).

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{240,122}{261}} = 0,96$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$(1 - m) \times 100 = (1 - 0,96) \times 100 = 4\%$$

Le temps de pompage est de 19heures.

♣ La puissance absorbée par la pompe

$$P_3 = \frac{g Q_F H_F}{3600 \eta_F} = \frac{9,81 \times 28,7 \times 261}{3600 \times 50,80} \times 100 = 40,181 \text{ KW}$$

♣ Majoration de 10%

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$P_3 = \frac{40,181 \times 10}{100} + 40,181 = 44,2 \text{ kw}$$

- ♣ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_3}{\eta} = \frac{P_3}{0,9} = \frac{44,2}{0,9} = 49,11 \text{ kw}$$

- ♣ Dépense journalière en énergie électrique

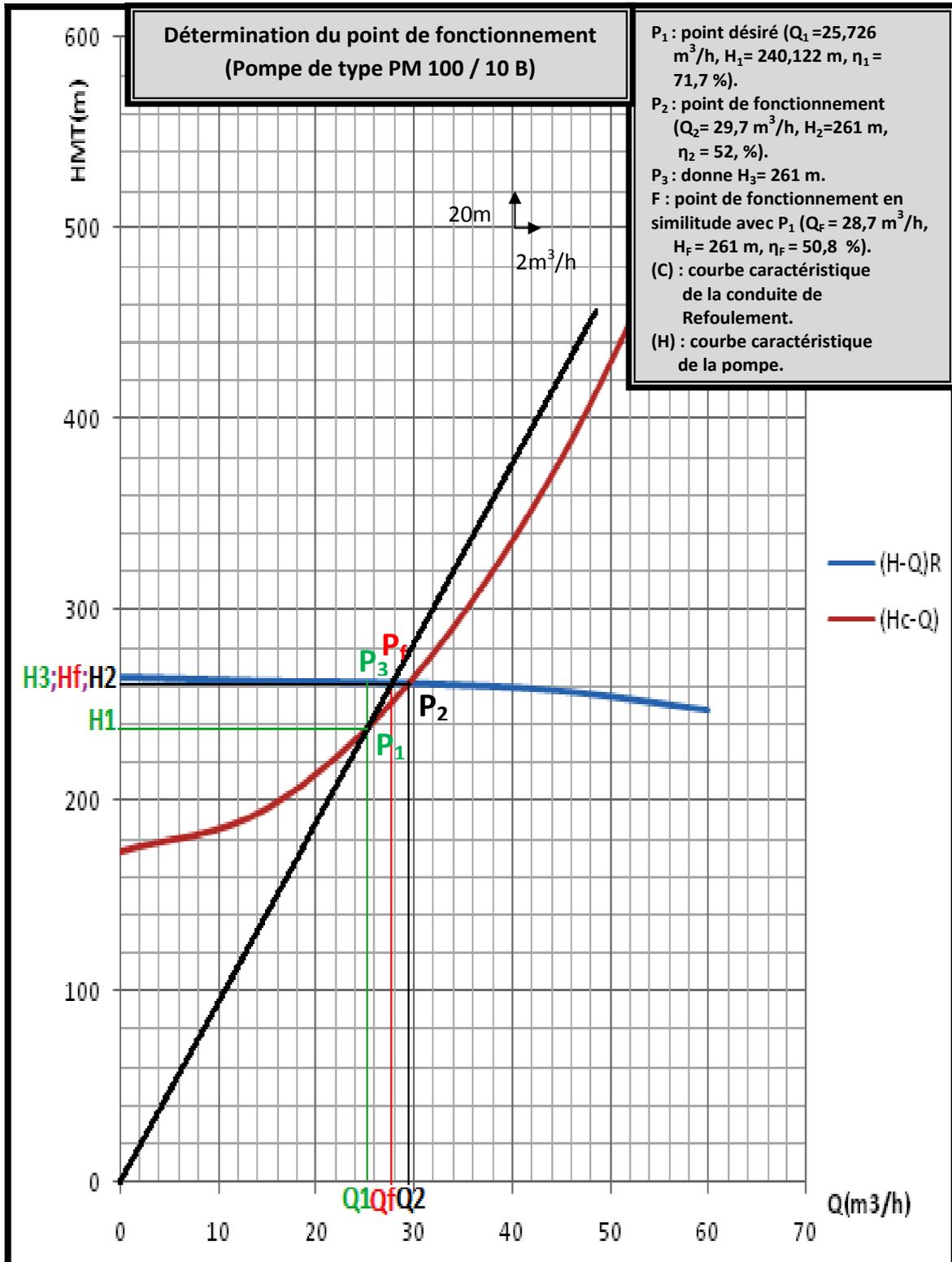
$$\text{Pabs moteur .t.Prix} = 49,11 \times 19 \times 4,2 = 3919,027 \text{ DA}$$

**Frais = 3919,027 DA**

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Solution	Dépense journalière électrique (DA)
Réduction du temps de pompage	2991,133
Vannage	2488,933
Rognage	3919,027

On constate d'après ces résultats que la 2<sup>ème</sup> possibilité (Vannage) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc on opte pour cette possibilité.



**Figure VIII-18) : Détermination de point de fonctionnement  
(Pompe de type FM 100 / 10 B)**

### **12-3) Élévation de la station de SR2 vers le réservoir Maghzelmal :**

- Débit à relever  $Q=9,498 \text{ l/s} = 34,193 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique d'élévation totale :  $H_{mt} = 257,404\text{m}$
- Hauteur géométrique :  $H_g=198\text{m}$

#### **12-3-1) Choix de la pompe :**

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari , après l'ingestion des données suivantes

$$Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 300 \text{ m}$$

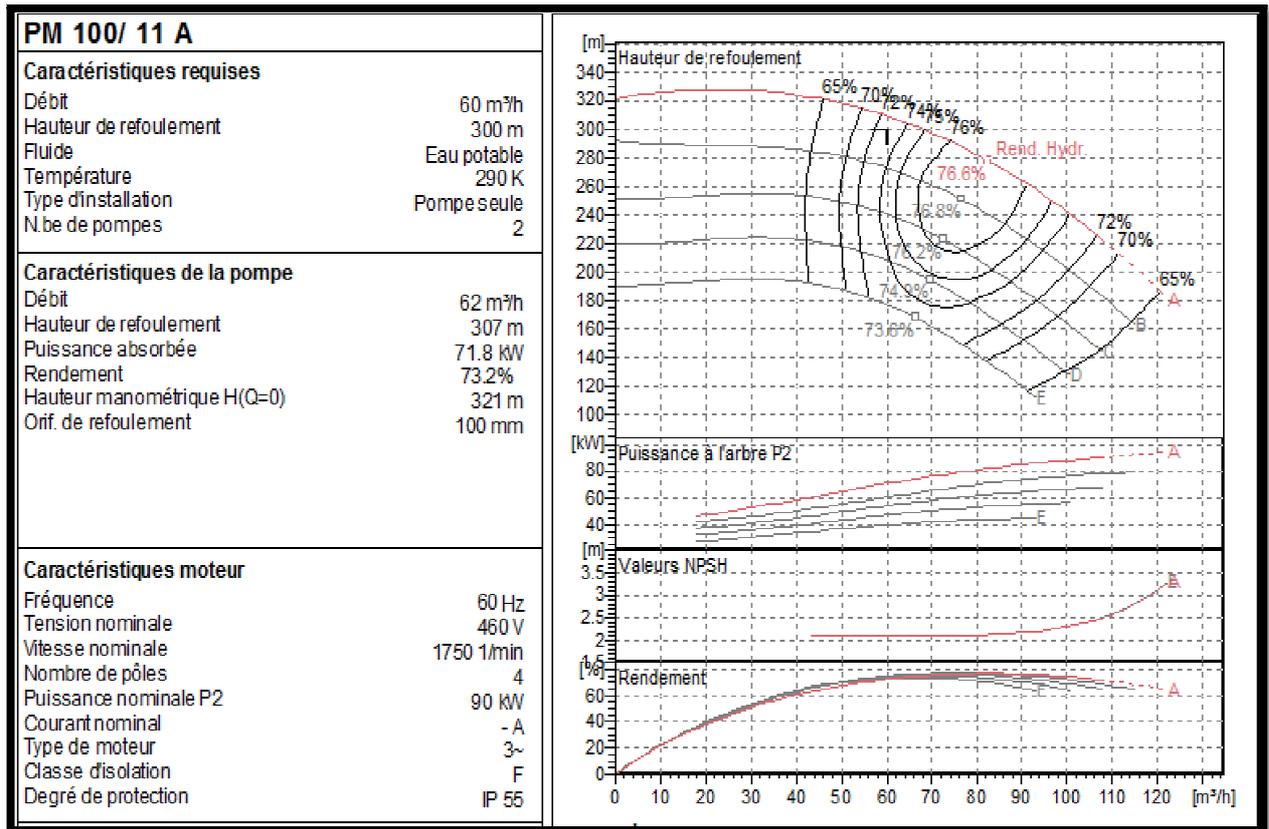
$$H_g = 198 \text{ m}$$

Après l'affichage des résultats on a opté : Une pompe multicellulaire de type

**PM 100 / 11** étages courbe de la Roue A avec :

- ➔ Vitesse de rotation  $N = 1750 \text{ tr/mn}$ .
- ➔ Rendement maximal :  $\eta_{\max} = 73,2\%$ .

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES



**Figure VIII-19) : Courbe caractéristique de la pompe PM 100 / 11A**

### 12-3-2) Caractéristiques de la pompe :

Voir le tableau suivant :

### 12-3-3) Caractéristique de la conduite :

Equation de la conduite de refoulement :  $H_{mt} = H_g + \frac{1,15,8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2$

$H_{mt} = H_g + HQ^2$

**Avec :**  $H_g = 198\text{m}$   
 $D = 102,2\text{mm}$   
 $\lambda = 0,0475$   
 $L = 1625\text{ml}$

**où :**  $K = \frac{1,15 \cdot 8\lambda L}{g\lambda^2 D^5} \quad (s^2 / m^5)$

$K = 658494,300 \text{ s}^2/m^5$

$H_{mt} = 140 + 658494,300 Q^2$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

**Tableau VIII-3) :** Caractéristique de la conduite et de la pompe PM 100 / 11A

Q (m <sup>3</sup> /h)	Lref(m)	Dec(mm)	$\lambda$	K(s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup> )	HG	Hc	hp
0	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	198	321
15	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	209,432	327
30	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	243,729	327
45	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	300,890	321
60	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	380,915	309
75	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	483,805	290
90	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	609,560	263
105	1625	102,2	0,0475	658494,3	198	758,177	230

★ Soit  $P_1$  le point désiré de coordonnées :

$$Q_1 = 34,193 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_1 = 257,404 \text{ m.}$$

$$\eta_1 = 58 \text{ \%}$$

On trace la courbe caractéristique (c) et la courbe de la pompe (H) ,a partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

★  $P_2$  est le point de fonctionnement aux coordonnées :

$$Q_2 = 48,2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$H_2 = 318 \text{ m.}$$

$$\eta_2 = 66,5\%.$$

Ce dernier se trouve décalé du point  $P_1$  désiré, pour ramener cette pompe aux données de marche désirées, nous procédons à la comparaison des différents moyens de rapprochement de ce point :

### **1<sup>ère</sup> possibilité :**

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné, et réduire le temps de pompage.

- Le volume rentrant dans le réservoir :

$$V = Q \cdot t = 34,193 \times 19 = 649,667 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage de débit  $Q_t$  est :

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$t = \frac{V}{q_2} = \frac{649,667}{48,2} = 13,479 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{gQ_2.H_2}{3600\eta_2} = \frac{9,81 \times 48,2 \times 318}{3600 \times 66,5} \times 100 = 58,519 \text{ KW}$$

- Majoration de 10% :

$$P_1 = \frac{58,519 \times 10}{100} + 58,519 = 64,371 \text{ KW}$$

- Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_1}{\eta} = \frac{64,371}{0,9} = 71,523 \text{ KW}$$

- dépense journalière en énergie électrique

$$P_{\text{abs}} \text{ moteur} \cdot t \cdot \text{Prix} = 71,523 \times 13,479 \times 4,2 = 4049,052 \text{ DA}$$

**Frais = 4049,052 DA**

### 2<sup>ème</sup> possibilité :

Elle consiste à garder la caractéristique de la pompe sur le refoulement de manière à créer une perte de charge égale à :

$$J = H_3 - H_1$$

$$J = 325 - 257,404 \text{ m.}$$

$$J = 67,596 \text{ m.}$$

- ❖ Le temps de pompage est égal à 19 heures et le débit  $Q=34,193\text{m}^3/\text{h}$ .
- ❖ Puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_2 = \frac{gQ_1.H_3}{3600 \eta_1} = \frac{9,81 \times 34,193 \times 325}{3600 \times 58} \times 100 = 52,21 \text{ KW}$$

- ❖ Majoration de 10%

$$P_2 = \frac{52,21 \times 10}{100} + 52,21 = 57,432 \text{ KW}$$

- ❖ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_2}{\eta} = \frac{57,432}{0,9} = 63,813 \text{ KW}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

Dépense journalière en énergie électrique

$$\text{Pabs moteur} \times t \times \text{Prix} = 63,813 \times 19 \times 4,2 = 5092,279 \text{ DA}$$

**Frais = 5092,279 DA**

### 3<sup>ème</sup> possibilité :

Rognage de la pompe de façon à faire passer (H) par le point P<sub>1</sub>, en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point F (intersection de la droite passant par l'origine OQH et le point P<sub>1</sub> désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$Q_F = 43,8 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_F = 321 \text{ m} ;$$

$$\eta_F = 63,5\%.$$

On détermine le pourcentage de rognage à partir de la relation suivante :

$$\frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{D^2}{d^2}$$

On pose :  $d = m \cdot D \Rightarrow \frac{Q_F}{q_1} = \frac{H_F}{H_1} = \frac{1}{m^2}$  (d : diamètre de la conduite rognée).

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{257,404}{321}} = 0,895$$

Le pourcentage de rognage sera donc :

$$(1 - m) \times 100 = (1 - 0,895) \times 100 = 10,5 \%$$

Le temps de pompage est de 19heures.

♣ La puissance absorbée par la pompe

$$P_3 = \frac{g Q_F H_F}{3600 \eta_F} = \frac{9,81 \times 43,8 \times 321}{3600 \times 63,50} \times 100 = 60,335 \text{ KW} ;$$

♣ Majoration de 10%

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

---

$$P_3 = \frac{60,335 \times 10}{100} + 60,335 = 66,369 \text{ kw}$$

- ♣ Puissance absorbée par le moteur :

$$\frac{P_3}{\eta} = \frac{P_3}{0,9} = \frac{66,369}{0,9} = 73,743 \text{ kw}$$

- ♣ Dépense journalière en énergie électrique

$$P_{\text{abs moteur}} \cdot t \cdot \text{Prix} = 73,743 \times 19 \times 4,2 = 5884,710 \text{ DA}$$

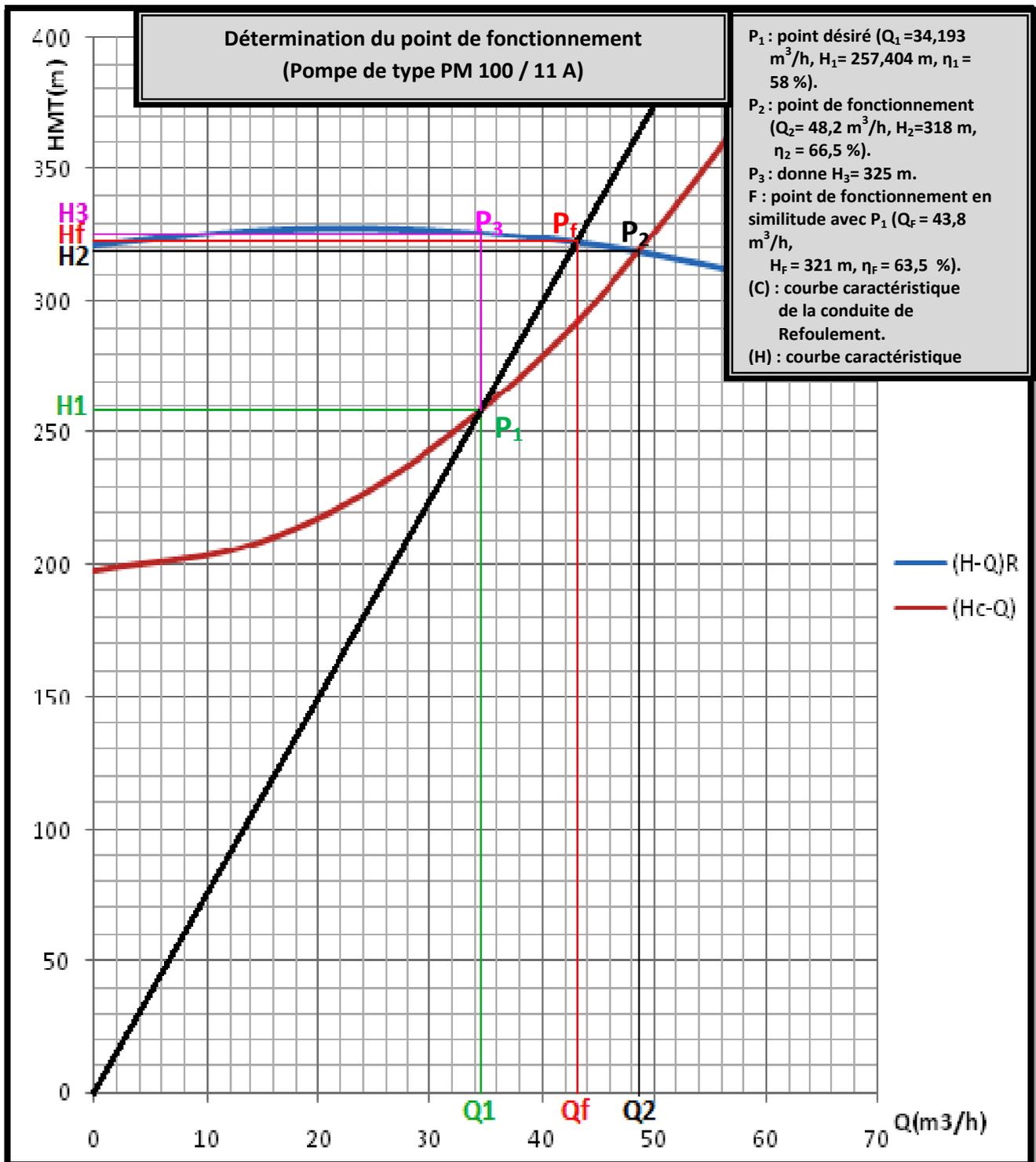
**Frais = 5884,710 DA**

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

<b>Solution</b>	<b>Dépense journalière électrique (DA)</b>
Réduction du temps de pompage	4049,052
Vannage	5092,279
Rognage	5884,710

On constate d'après ces résultats que la 1<sup>ère</sup> possibilité (réduction de temps de pompage) donne un gain d'énergie par rapport aux autres. Donc on opte pour cette possibilité.

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES



**Figure VIII-20): Détermination de point de fonctionnement  
(Pompe de type FM 100 / 11 A)**

## 12-4) Elévation de la station de reprise SR2 vers SR3 :

- Débit à relever  $Q = 55,502 \text{ l/s} = 199,8072 \text{ m}^3 / \text{h}$ .
- Hauteur manométrique totale d'élévation  $H_{mt} = 161,531 \text{ m}$ .
- Hauteur géométrique = 140m.

### 12-4-1) Choix de la pompe :

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'outil caprari, après l'ingestion des données suivantes :

$$Q = 200 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H_{mt} = 162 \text{ m}.$$

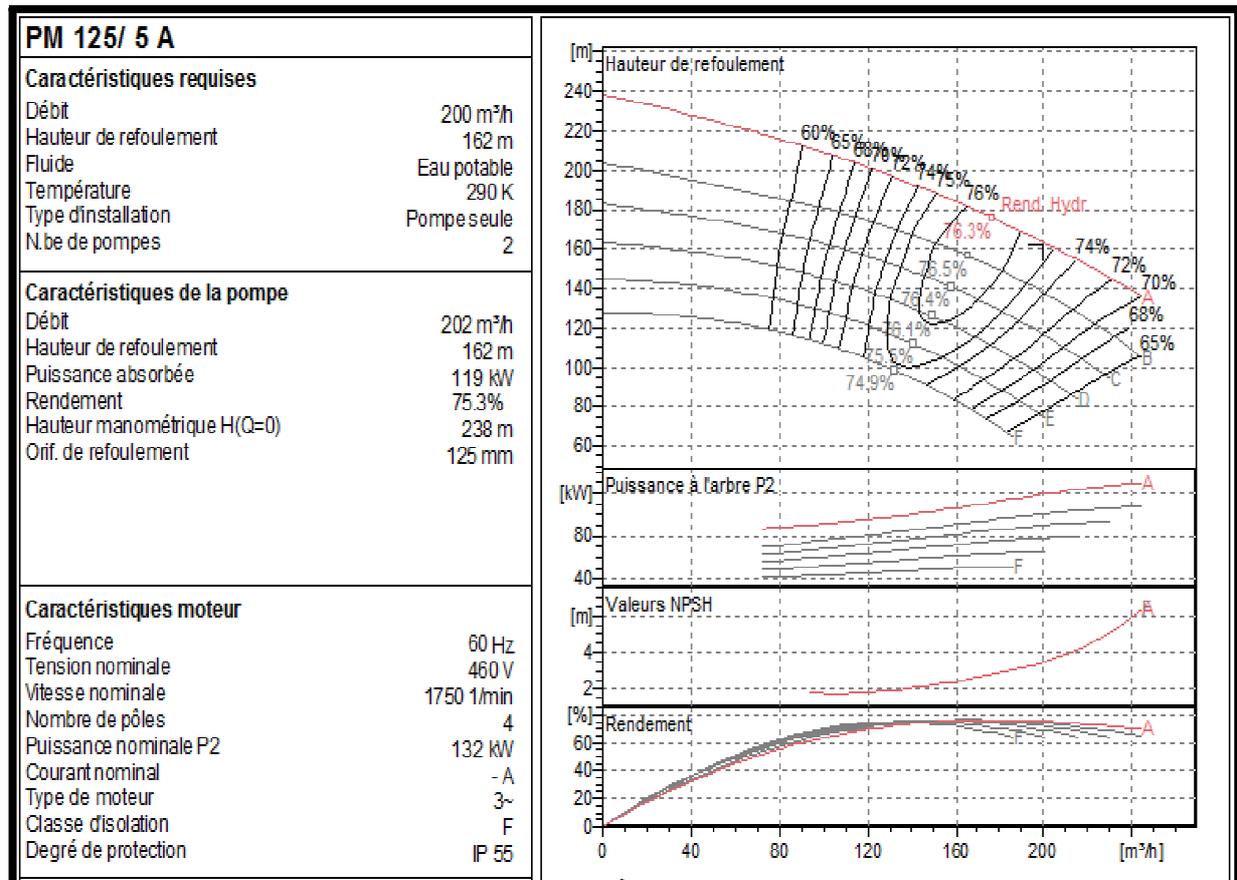
$$H_g = 140 \text{ m}.$$

Après l'affichage des résultats on a opté : une pompe multicellulaire de type **PM 125**

à **5** étage avec :

➔ Vitesse de rotation : 1750 tr /mn.

➔ Rendement maximal :  $\eta_{\max} = 75.3 \%$ .



**Figure VIII-21): Courbe caractéristique de la pompe PM 125 / 5A**

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

### 12-2-2) Caractéristiques de la pompe :

Voir le tableau suivant :

### 12-2-3) Caractéristiques de la conduite :

L'équation de la conduite de refoulement est donnée par la relation suivante :

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + KQ^2$$

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$$

Avec :

$$\text{Hg} = 140 \text{ m}$$

$$\text{Dext} = 315 \text{ mm}$$

$$\text{Dint} = 257,8 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,0457$$

$$L = 1831 \text{ m}$$

Où 
$$K = \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5}$$

$$\text{Hmt} = 140 + 6989,555 Q^2$$

Alors :  $\text{Hmt} = \text{Hg} + KQ^2$

**Tableau VIII-4) :** récapitulatif des caractéristiques de la pompe (PM 125 / 5A) et la conduite :

Q (m3/h)	Lref (m)	Dec (mm)	$\lambda$	K (s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup> )	Hg (m)	Hc (m) (conduite)	Hp(m) (pompe)
0	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	140	238
40	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	140,863	228
80	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	143,452	216
120	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	147,766	201
160	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	153,807	184
200	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	161,573	163
220	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	166,103	152
240	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	171,065	139
245	1831	257,8	0,0457	6989,555	140	172,373	136

➤ **Soit P1 le point désiré de coordonnées**

$$Q_1 = 199,807 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

$$H_1 = 161,531 \text{ m} ;$$

$$\eta_1 = 75,4\%.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (c) et de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

➤ **P2 est le point de fonctionnement aux coordonnées**

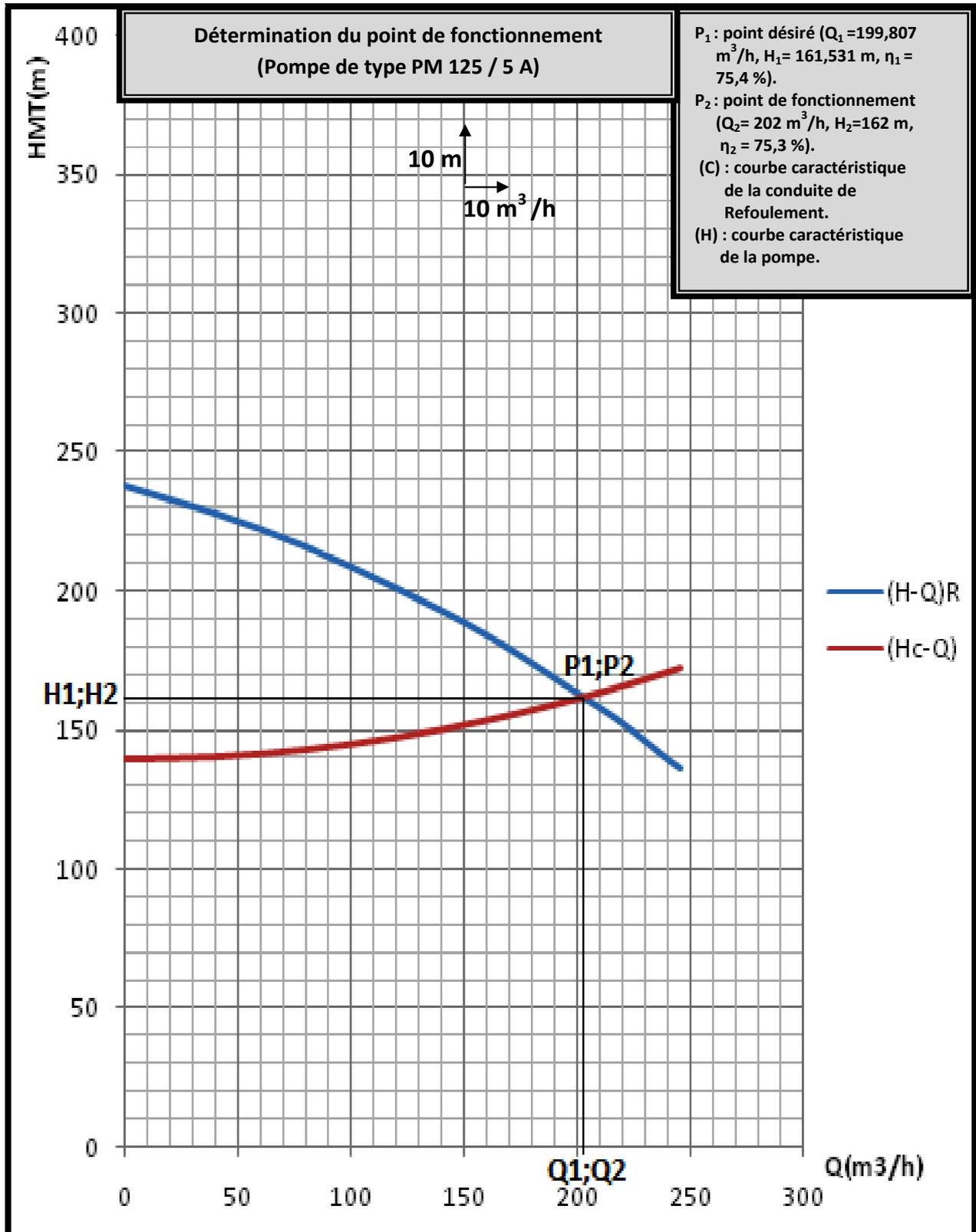
$$Q_2 = 202 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 162 \text{ m} ;$$

$$\eta_2 = 75,3 \%$$

Le point désiré et le point de fonctionnement se trouvant presque dans le même lieu

Nous optant pour cette pompe sans réglage.



**Figure VIII-22): Détermination de point de fonctionnement  
(Pompe de type FM 125 / 5A)**

## 12-5) Elévation de la station de reprise SR3 vers le réservoir de Tizi-Tighilt :

- \* Le débit à relever est :  $Q=55,502 \text{ l/s} = 199,807 \text{ m}^3/\text{h}$
- \* La hauteur manométrique totale est  $H_{mt}=256,666 \text{ m}$
- \* La hauteur géométrique est :  $H_g=222 \text{ m}$ .

### 12-5-1) Choix de la pompe :

Nous avons effectué le choix de la pompe par l'logiciel caprari , après l'ingestion des données suivantes

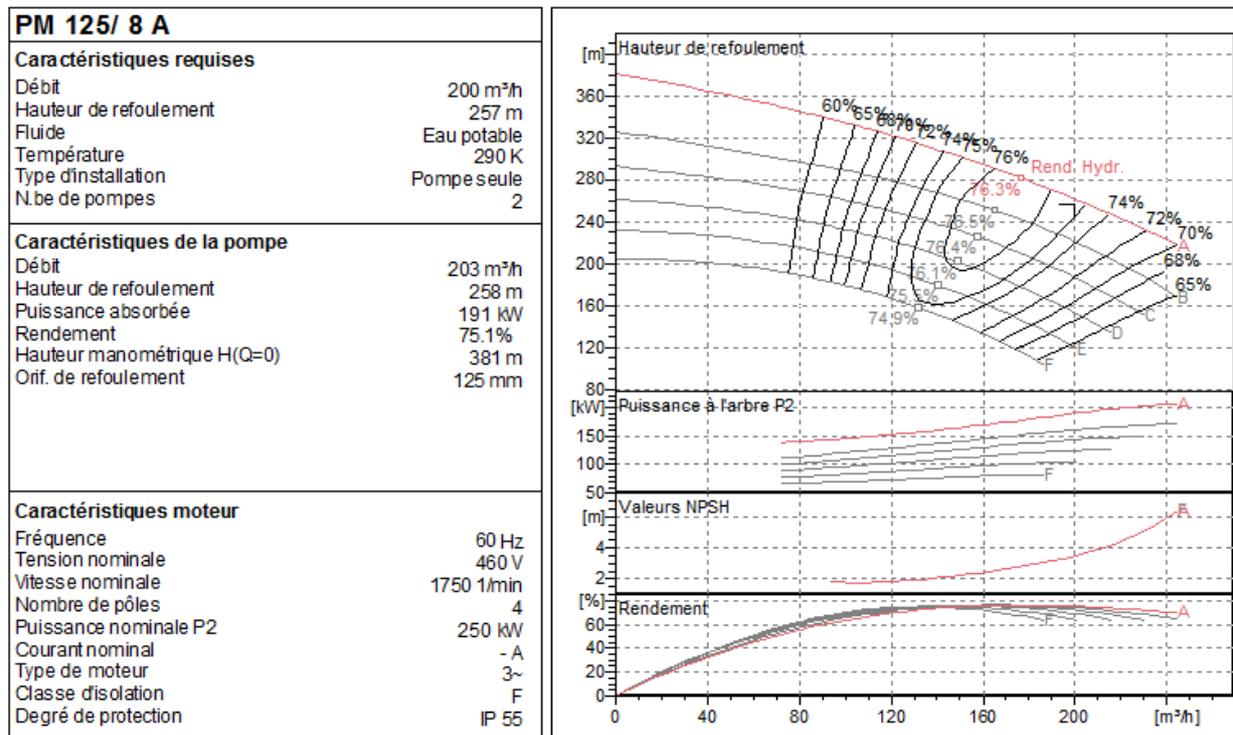
$Q=200 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mt}=257 \text{ m}$

$H_g=222 \text{ m}$

Après l'affichage des résultats on a opté : une pompe multicellulaire de type **PM 125** à **8** étage avec :

- ➔ Vitesse de rotation : 1750 tr /mn
- ➔ Rendement maximal :  $\eta_{max} = 75.1 \%$ .



**Figure VIII-23): Courbe caractéristique de la pompe PM 125 / 8 A**

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

### 12-5-2) Caractéristiques de la pompe :

Voir le tableau suivant :

### 12-5-3) Caractéristiques de la conduite :

L'équation de la conduite de refoulement est donnée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$$

Avec :

$$H_g = 222 \text{ m}$$

$$D_{ext} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{int} = 257,8 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0,0457$$

$$L = 2948 \text{ m}$$

Où 
$$K = \frac{1,15 \times 8 \lambda L}{g \pi^2 \cdot D^5}$$

Alors :  $H_{mt} = H_g + KQ^2$

$H_{mt} = 222 + 11253,526Q^2$

**Tableau VIII-5) :** récapitulatif des caractéristiques de la pompe (PM 125 / 8 A) et la conduite :

Q(m <sup>3</sup> /h)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	K(s <sup>2</sup> /m <sup>5</sup> )	Hg (m)	Hc(m) (conduite)	Hp (m) (pompe)
0	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	222	381
40	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	223,389	365
80	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	227,557	345
120	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	234,504	320
160	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	244,229	294
200	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	256,733	261
220	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	264,027	242
240	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	272,016	222
245	2948	257,8	0,0457	11253,527	222	274,121	217

➤ Soit P1 le point désiré de coordonnées

$$Q_1 = 199,807 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

---

$$H_1 = 256,666 \text{ m ;}$$

$$\eta_1 = 75,4 \text{ \%}.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (c) et de la pompe (H). A partir du graphe, on lit l'intersection des deux courbes.

- $P_2$  est le point de fonctionnement aux coordonnées

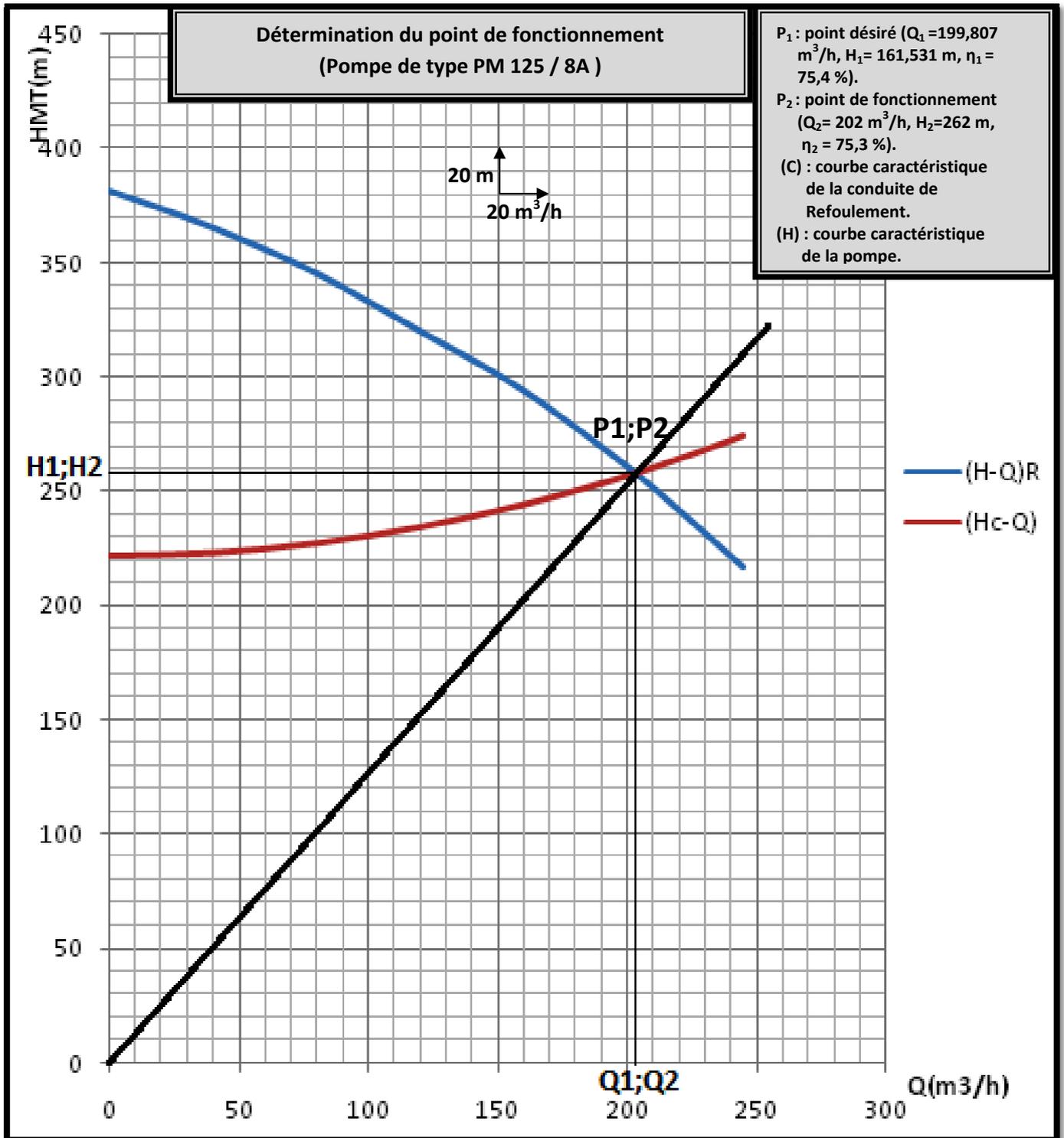
$$Q_2 = 204 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_2 = 258 \text{ m ;}$$

$$\eta_2 = 75,1 \text{ \%}.$$

Le point désiré et le point de fonctionnement se trouvant presque dans le même lieu

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES



**Figure VIII-24): Détermination de point de fonctionnement  
(Pompe de type FM 125 / 8A)**

## CHAPITRE VIII : ETUDE ET CHOIX DES POMPES

Les frais occasionnés par le fonctionnement des pompes sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-6) :** Récapitulation des frais occasionnés par le fonctionnement des pompes

Pompes	Types	Caractéristiques de la pompe	Débit à relever (l/s)	Hmt (m)	Dépense journalière électrique pour le réglage(DA)
PK TNT	<b>PM 125 / 2 C</b> (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement <b>125</b> mm; <b>2</b> étages; courbe de la roue <b>C</b> )	N=2900 tr/mn; $\eta_{\max} = 72,50 \%$	83,88	129,237	16351,113
TNT Ighil imoula	<b>PM 100 / 10 B</b> (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement <b>100</b> mm; <b>10</b> étages; courbe de la roue <b>B</b> )	N=1750 tr/mn $\eta_{\max} = 71,70 \%$	7,146	240,122	2488,933
pompe de la SR2 Maghzelmal	<b>PM 100 / 11 A</b> (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement <b>100</b> mm; <b>11</b> étages; courbe de la roue <b>A</b> )	N=1750 tr/mn; $\eta_{\max} = 73,20 \%$	9,498	257,404	4049,052
SR2 SR3	<b>PM 125 / 5 A</b> (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement <b>125</b> mm; <b>5</b> étages; courbe de la roue <b>A</b> )	N=1750 tr/mn $\eta_{\max} = 75,30 \%$	55,502	161,531	/
SR3 Tizi-Tighilt	<b>PM 125 / 8 A</b> (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement <b>125</b> mm; <b>8</b> étages; courbe de la roue <b>C</b> )	N=1750 tr/mn; $\eta_{\max} = 75,10 \%$	55,502	256,666	/
<b>Frais totaux</b>			<b>22 889,098</b>		

### VIII-13) CONCLUSION :

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la région d'étude, nous avons choisi les pompes suivantes :

- De point de picage vers cheif lieu de Tizi N'Tleta (SR1) le type de la pompe est:

PM 125 / 2 C (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 125 mm; 2 étages; courbe de la roue C) ;

- De cheif lieu de Tizi N'Tleta (SR1) vers Ighil Imoula le type de la pompe est:

PM 100 / 10 B (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 100 mm ; 10 étages ; courbe de la roue B) ;

- De la station de refoulement (SR2) vers Maghzemal le type de la pompe est:

PM 100 / 11 A (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 100 mm; 11 étages; courbe de la roue A) ;

- De la station de refoulement (SR2) vers (SR3) le type de la pompe est:

PM 125 / 5 A (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 125 mm; 5 étages; courbe de la roue A) ;

- De la station de refoulement (SR3) vers Thizi Tighilt le type de la pompe est:

PM 125 / 8 A (Pompe centrifuge Multicellulaire, diamètre de refoulement 125 mm; 8 étages; courbe de la roue C).

Les frais totaux journaliers, occasionnés par le fonctionnement et le réglage des trois première pompes choisies sont de **22 889,098 DA** .



# Chapitre IX

**Protection des conduites  
contre le coup  
de bélier**

## CHAPITRE IX

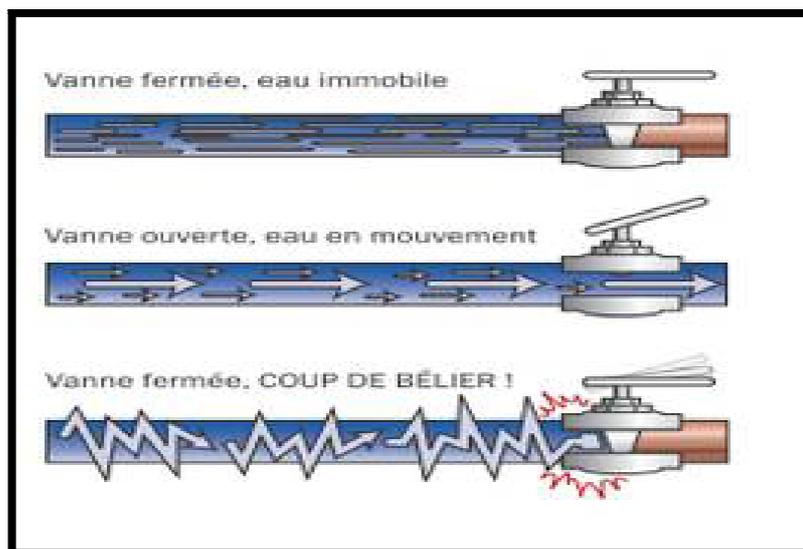
### PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

#### IX-1) INTRODUCTION :

Afin d'assurer au réseau de canalisation un bon entretien, nous consacrons ce chapitre à la protection de cette dernière contre le phénomène du coup de bélier.

#### IX-2) DEFINITION :

On appelle coups de bélier les variations de pression (surpression et dépression) provoquées par une modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation. Ces variations de pression sont d'autant plus importantes, qu'elles se traduisent souvent par un bruit caractéristique, et peuvent entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement.



**Figure IX -1) : le coup de bélier**

#### **IX-2-a) Les causes les plus fréquentes :**

- ➔ fermeture/ouverture rapide d'une vanne ;
- ➔ fermeture/ouverture rapide d'un robinet ;
- ➔ démarrage/arrêt d'une pompe.

### IX-2-b) Conséquences du phénomène :

- ⊗ Déboitement des conduites et ruptures des joints ;
- ⊗ Déboitement des accessoires (vannes, robinets) ;
- ⊗ Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- ⊗ Eclatement de la conduite par surpression.



Figure IX -2) : Conséquences du phénomène

### IX -3) ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE :

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit  $Q_0$  se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction.

On admet une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau.

Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène du **coup de bélier**.

#### ① Première phase :

Par suite de son inertie, la colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant, il va en résulter une dépression. Chaque tranche d'eau considérée dans la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre de la conduite ; une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ( $a$ ) ; et le temps sera :  $t = \frac{L}{a}$  ; au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur .

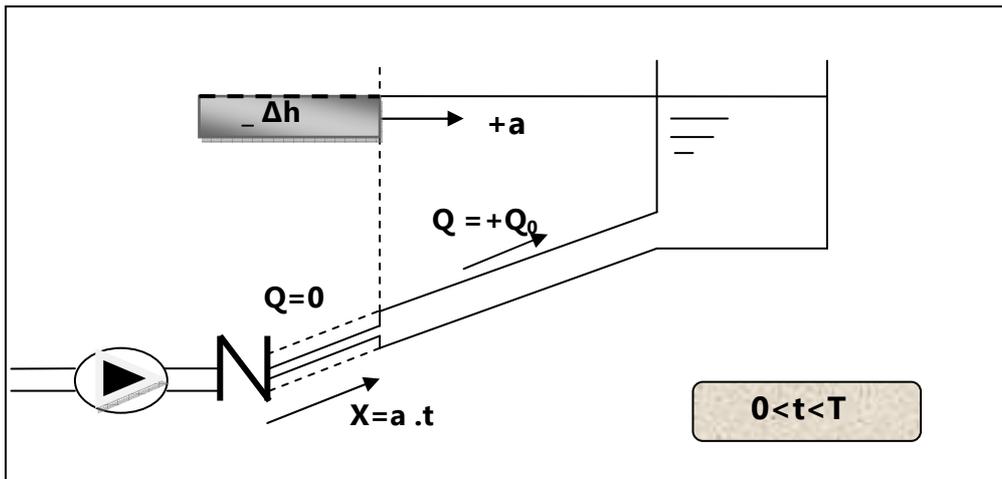


Figure IX-3) : Représentation de la phase 1 du phénomène ( $0 < t < T$ )

② Deuxième phase :

En raison de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial tranche par tranche à partir du réservoir, si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout de temps  $\frac{L}{a}$  et depuis l'origine  $t = \frac{2L}{a}$ , toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe .

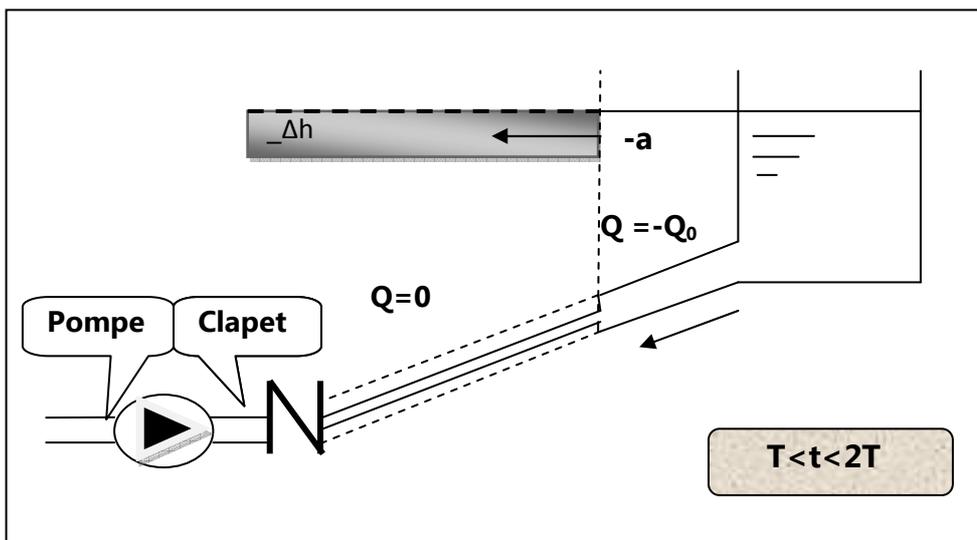


Figure IX-4) : Représentation de la phase 2 du phénomène ( $T < t < 2T$ )

③ **Troisième phase :**

La première tranche du fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes entraînant une dilatation de la conduite.

Une onde de pression gagne toute la canalisation dans le sens pompe –réservoir, au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  ( $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine), toute la conduite est **dilatée**, au bout de ce temps, l'eau est mobile et en surpression.

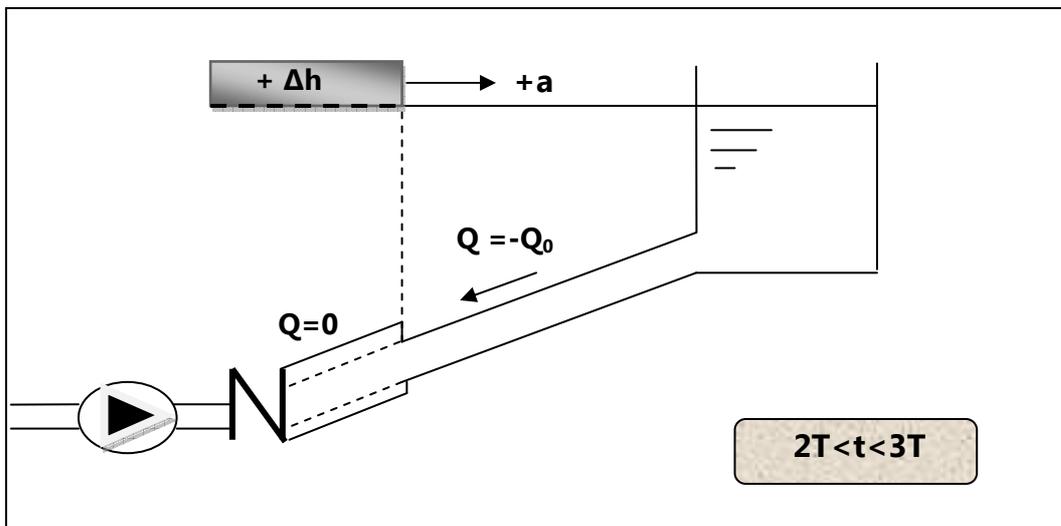


Figure IX-5) : Représentation de la phase 3 du phénomène ( $2T < t < 3T$ )

④ **Quatrième phase :**

La conduite reprend son diamètre initial grâce à son élasticité de proche en proche du réservoir à la pompe, au bout de temps  $\frac{L}{a}$  ( $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine), nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe, ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

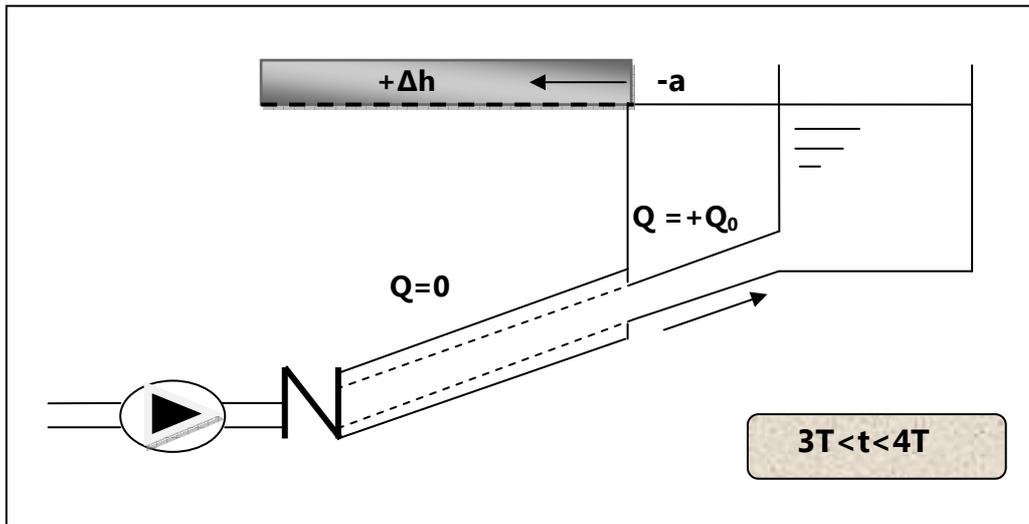


Figure IX-6) : Représentation de la phase 4 du phénomène ( $3T < t < 4T$ )

#### IX-4) CELERITE DES ONDES :

La célérité des ondes du coup du béliard dans une conduite en **PEHD** est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \quad m / S$$

Avec :

**K** : coefficient dépendant du matériau ;

**D** : diamètre intérieur de la conduite (en m) ;

**e** : épaisseur de la conduite (en m).

Dans notre cas : PEHD  $\longrightarrow$  K=83

**Tableau IX-1) :** Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite.

Conduite	a
Polyéthylène BD	200
Polyéthylène HD	400
PVC	500
Fonte	1100 à 1200
Acier	1300

**IX-5) CALCUL DE LA VALEUR DU COUP DE BELIER :**

**IX-5-a) Cas de la fermeture brusque  $t \leq \frac{2L}{a}$**

Dans le cas d'une fermeture brusque, La valeur coup de bélier est donnée par la formule suivante :

**Formule de JUKOWSKI :**

$$b = \frac{aV_0}{g}$$

Avec :

**b :** Valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

**V<sub>0</sub> :** Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

**g :** Accélération de la pesanteur, égale à 9,81 m/s<sup>2</sup> ;

**a :** Célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

**IX-5-2) Cas de fermeture lente :**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture  $t > \frac{2L}{a}$  c'est -à-dire supérieure à un aller et un retour d'ondes. La valeur coup de bélier est donnée par la formule suivante :

**Formule de MICHAUD**

Avec :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \longrightarrow t = \frac{2LV_0}{gb}$$

**L :** longueur de la conduite (m).

### Remarque :

Pour les conduites de refoulement il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans la conduite

- En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à :

$$H_{\max} = H_g + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m})$$

- En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$H_{\min} = H_g - \frac{aV_0}{g}$$

### **IX-6) MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DU BELIER :**

Pour diminuer l'intensité du coup de bélier et amoindrir ses conséquences néfastes, on peut chercher à ralentir, à étaler dans le temps, le processus perturbateur qui est à l'origine des trains d'ondes de pression (surpression ou dépression) par plusieurs moyens.

- Vanne à fermeture lente ;
- Volant d'inertie ;
- Soupapes de décharge ;
- Cheminées d'équilibre et réservoir anti-bélier ;
- Clapet anti retours.

#### **a) Vannes à fermeture lente :**

Elles ne servent à protéger que des adductions gravitaires car elles ne remédient en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit davantage de limiter l'intensité du coup de bélier que de lui apporter remède.

### b) Volants d'inertie :

On peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe, en munissant celle-ci d'un volant d'inertie, ce dernier va restituer en fonction de cette inertie, l'énergie qu'il avait accumulée, par conséquent il va allonger le temps d'arrêt. (il interviendra en **dépression**), il est utilisé pour des conduites dont la longueur <1000 m.

- **Fonction** : Augmentation du temps d'annulation du débit.
- **Rôle anti-bélier** : Écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.

### c) Cheminées d'équilibre :

Elle est relativement peu utilisée pour la protection des canalisations de refoulement, cette ouvrage est surtout utilisé pour les charges faibles et dans la protection des points hauts de canalisation. On peut distinguer les cheminées suivantes :

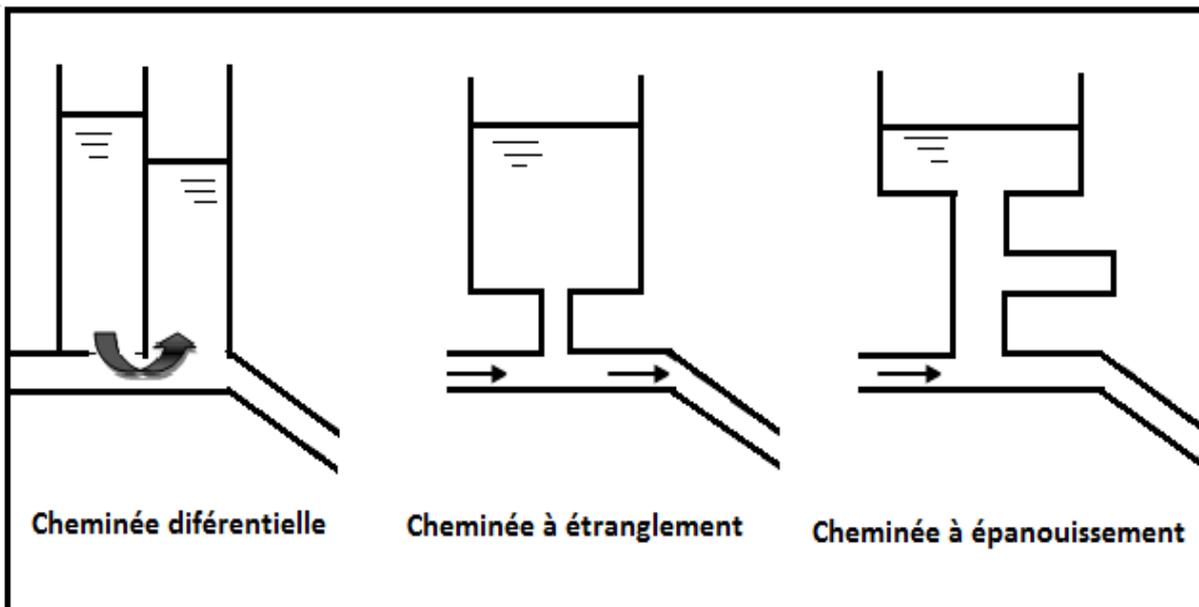
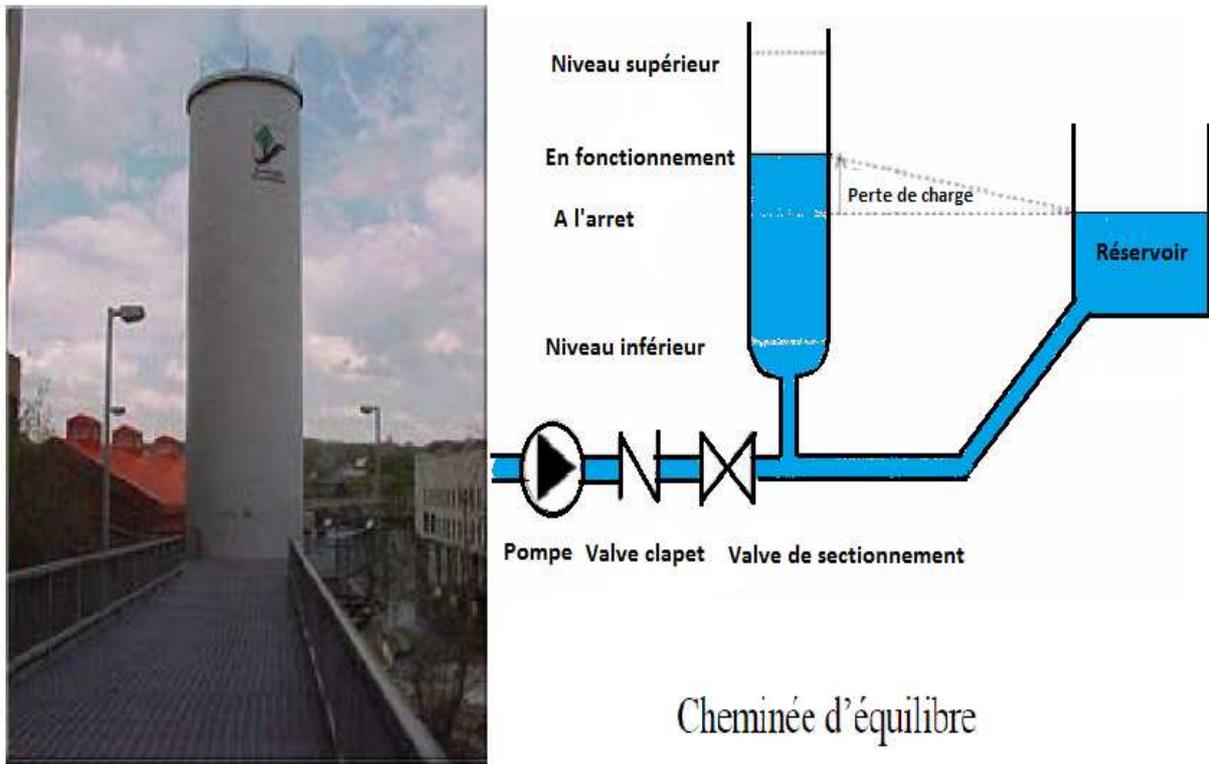


Figure IX-7) : Les différentes cheminées d'équilibres



**Figure IX-8) : Les cheminées d'équilibre sur une conduite de refoulement**

### d) Soupape de décharge :

C'est un organe qui s'ouvre, et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

### **e) Clapet anti retours :**

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe .En fonctionnement normal, le clapet reste fermé .Il est ouvert dès qu'une dépression se manifeste et rétablit la pression .Il interdit par contre le retour de l'eau.

### **f) Le réservoir d'air :**

Un réservoir d'air anti bélier est un appareil ou un dispositif hydraulique qui protège la conduite (en charge ) transportant un fluide contre un phénomène qu'on appelé coup de bélier causé par l'arrêt brusque d'une pompe ou une fermeture d'une vanne ,donc c'est un dispositif dont le rôle est d'amortir les surpressions et les dépressions qui peuvent endommager un réseau sous pression lors d'un régime transitoire .

Figure IX-9) : Les différentes formes de réservoirs anti-bélier

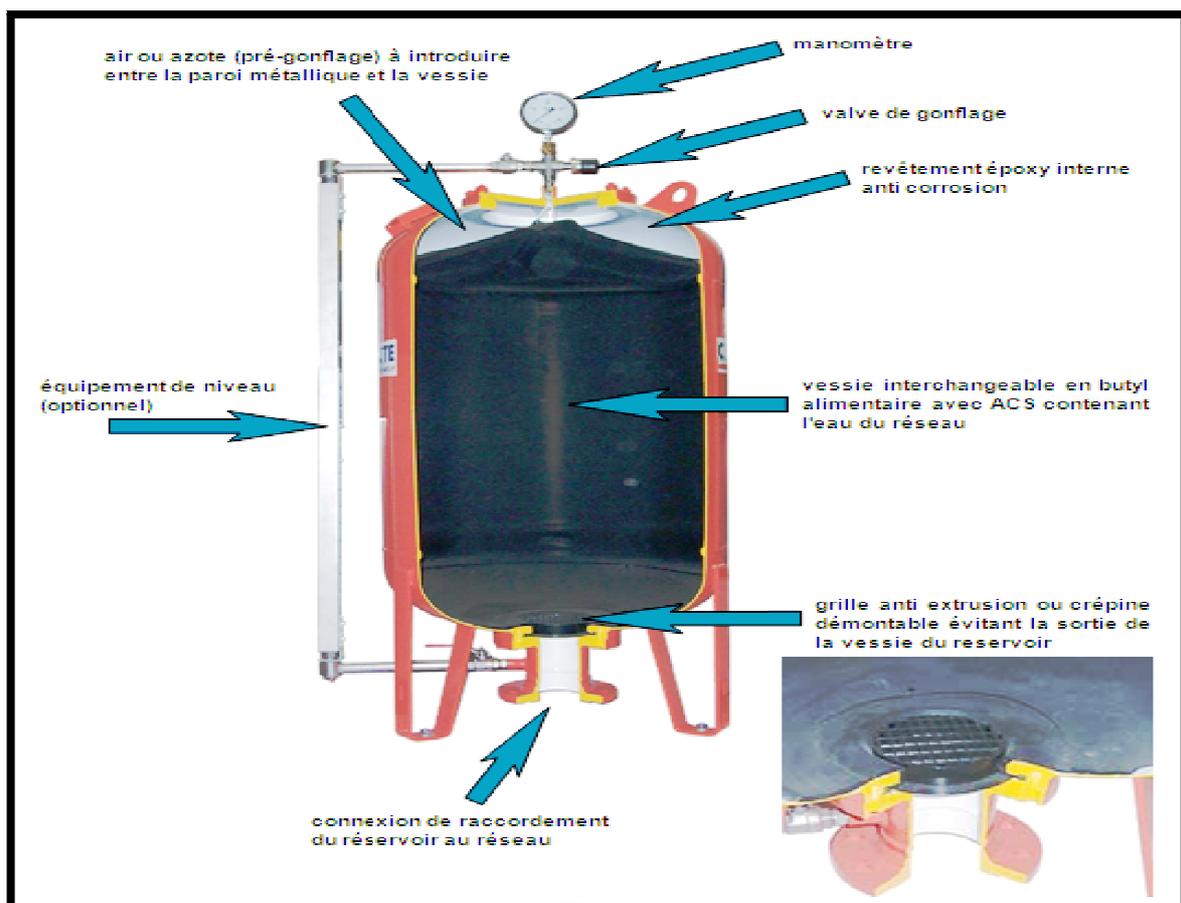


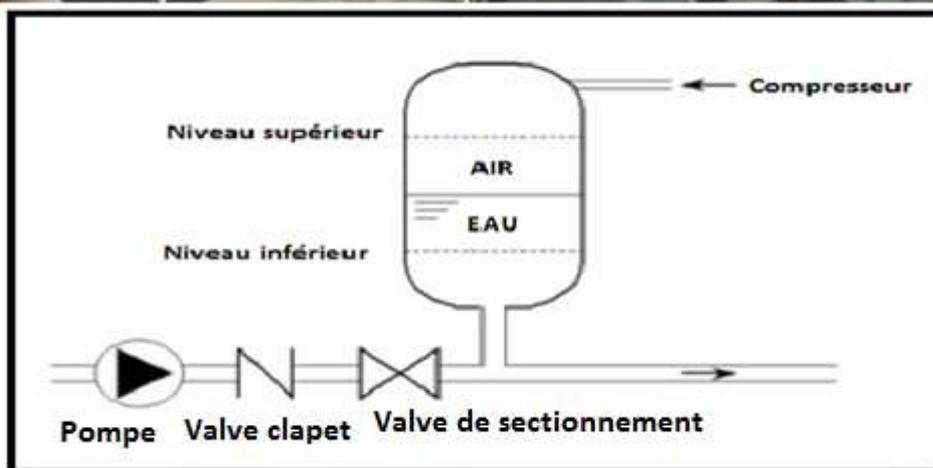
Figure IX-10-a) : Le réservoir d'air anti-bélier

### **IX-7) PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :**

Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression ; le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir d'air, se déplace en refoulant de l'eau dans la conduite. La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annulé ; par conséquent, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

→ Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler.



**Figure IX-10-b): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air l'anti-bélier**

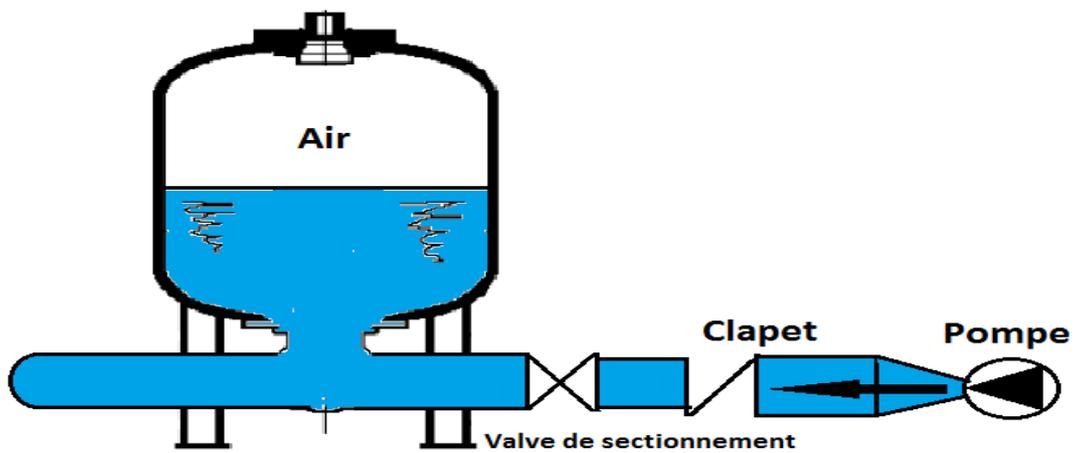


Figure IX-10-c): Principe de disposition du réservoir d'air l'anti-bélier

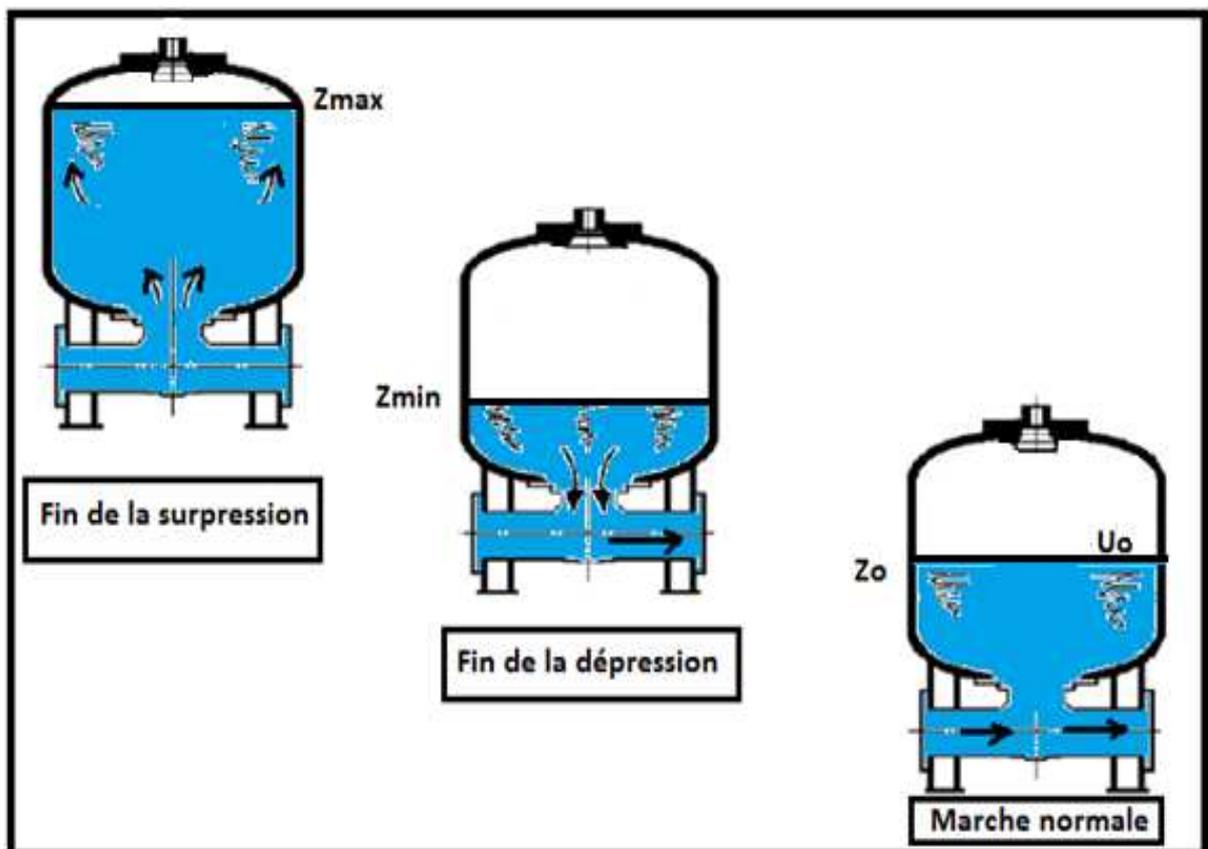


Figure IX-11) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

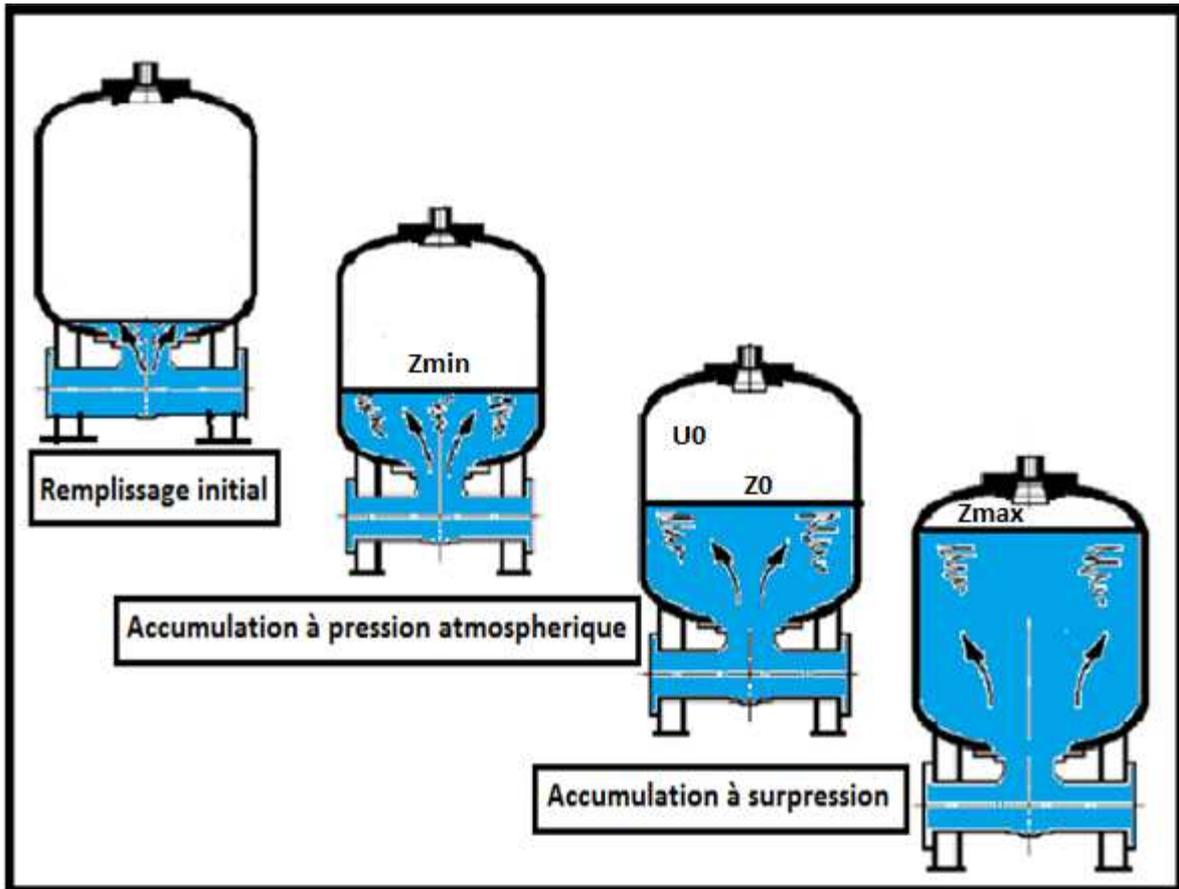


Figure IX-12) : Remplissage du réservoir anti-bélier

### IX-8) CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de Puech et Meunier** : Permet de déterminer le volume des ballons de protection ;
- **Méthode de Bergeron** : La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations
- **Méthode de Vibert** : Cette méthode 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.

**IX-8-1) Calcul simplifié du réservoir d'air :**

Cette méthode simplifiée du calcul du réservoir d'air, n'est valable que pour des installations modestes, c'est -à-dire, un débit de **30 l/s** au maximum et une longueur de refoulement de **1000 ≤ L ≤ 1200 m**.

Le volume de l'air contenu dans la cloche est calculé par la formule établie par **VIBERT** en introduisant les hypothèses suivantes :

- Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligées ;
- L'élasticité de la conduite de refoulement est négligée ;
- la compressibilité de l'eau est négligées ;
- Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

✎ **VIBERT** arrive à une expression relativement simple qui donne le volume **U<sub>0</sub>** de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse **V<sub>0</sub>**.

En marche normale, les caractéristique de l'air dans le réservoir d'air sont données par **Z<sub>0</sub>** et **U<sub>0</sub>**, **Z<sub>0</sub>** étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau, elle est égale si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus de **10 m**.

A la fin de la dépression (**1<sup>ere</sup>** phase du phénomène), l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; soit **Z<sub>min</sub>** cette pression absolue.

A la fin de la surpression (**2<sup>eme</sup>** phase) ,l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera **Z<sub>max</sub>**.

L'expression donnant **U<sub>0</sub>** est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gz_0} + \frac{LS}{f\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

Avec :

$$z = \frac{P}{\varpi_{eau}}$$

: Pression au refoulement durant le coup de bélien en m.c.e,

**U<sub>0</sub>** : Volume de l'air en m<sup>3</sup> ;

## CHAPITRE IX : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

**L** : Longueur de la conduite en m ;

**S** : Section de la conduite à protéger en m<sup>2</sup> ;

**V<sub>0</sub>** : Vitesse d'écoulement initial de l'eau dans la conduite en m/s ;

**g** : Accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>.

**Z<sub>0</sub>** =  $\frac{P_0}{\varpi_{eau}}$  : Pression absolue au refoulement du mouvement permanent ,en mètre de colonne d'eau (m.c.e)

$$\mathbf{Z_0=Hg+10}$$

**Hg** : est la hauteur géométrique en m,

**10** : Valeur de la pression atmosphérique m.c.e

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \left[ \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{min}} \right]$$

Avec :

**Z<sub>0</sub>** : Pression absolue dans le réservoir d'air (m) ;

**Z<sub>min</sub>** : Pression absolue relative à la dépression (m) ;

**Z<sub>max</sub>** : Pression relative à la surpression (m).

Le calcul du volume est facilité par l'emploi d'un abaque à points alignés établis par **VIBERT (Annexe B)**.

Pour l'établissement de cet abaque, la formule a été mise sous la forme suivante

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

En posant  $\frac{V_0^2}{2g} = h_0$  :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} + \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)}$$

A la fin de la dépression qui représente la première phase du phénomène, l'air occupe dans la cloche un volume plus grand qu'en marche normale et sa pression

diminue ; elle sera notée  $Z_{min}$  ( $Z_{min} = \frac{P_{min}}{\varpi_e}$ ).

A la fin de la surpression qui représente la deuxième phase du phénomène ,l'air occupe dans la cloche un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression est plus grand ;elle sera notée  $Z_{\max}$  ( $Z_{\max} = \frac{P_{\max}}{\rho_e}$ ).

$Z_{\min}$  et  $Z_{\max}$  correspondent également aux pression minimale et maximale dans la conduite de refoulement .Leur valeur tient compte donc du coup de bélier ;

Soit  $b$  la valeur du coup de bélier

$$Z_{\min} = H_g - b$$

$$Z_{\max} = H_g + b$$

Connaissant  $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$  ou  $\left(\frac{Z_{\max}}{Z_0}\right)$  et  $\frac{h_0}{Z_0}$  , la droite liant ces deux ordonnées ,correspondant aux deux échelles, coupe la troisième échelles en un point dont la lecture nous donne la valeur de  $\frac{U_0}{L_S}$  ;ce qui nous donne la valeur de  $U_0$  .

### **IX-8-1-a) protection de la conduite reliant la (sr2) au réservoir de stockage et de transit de maghzelmal**

Méthode à suivre :

#### **1) Caractéristiques de la conduite**

- Longueur de la conduite :  $L = 1625\text{m}$  ;
- Diamètre de la conduite :  $D_{\text{ext}} = 102,2\text{mm}$  ;
- Epaisseur de la paroi :  $e = 11,4\text{ mm}$  ;
- Section de la conduite :  $S = 0.0082\text{ m}^2$  ;
- Vitesse moyenne d'écoulement :  $V_0 = 1,158\text{ m/s}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 198\text{ m}$ .

#### **2) Valeur de la célérité :**

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 \cdot \frac{102,2}{11,4}}} = 351,695\text{ m/s}$$

$$a = 351,695\text{ m/s}.$$

**3) Valeur du coup de bélier (b) :**

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g}$$

$$b = \frac{a \cdot V_0}{g} = \frac{351,25 \times 1,158}{9,81} = 41,515 \text{ m d'eau}$$

$$b = 41,515 \text{ m d'eau}$$

**4) La valeur maximale de la pression dans la conduite :**

$$H_{\max} = H_g + b$$

$$H_{\max} = 198 + 41,515$$

$$H_{\max} = 239,515 \text{ m.}$$

**5) La valeur minimale de la pression dans la conduite :**

$$H_{\min} = H_g - b$$

$$H_{\min} = 198 - 41,515$$

$$H_{\min} = 156,485$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de **24 bars** ou **240 m d'eau**, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

➤  $Z_0 = H_g + 10$

$$Z_0 = 198 + 10$$

$$Z_0 = 208 \text{ m.}$$

➤  $Z_{\max} = 240 + 10$

$$Z_{\max} = 250 \text{ m.}$$

D'où

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{250}{208} = 1,20$$

Le volume d'air  $U_0$  est donné par l'abaque de VIBERT en joignant la valeur de  $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$

et  $\frac{H_0}{Z_0}$ .

Avec :  $H_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

$$H_0 = \frac{(1,158)^2}{2 \times 9,81} = 0,0683$$

$$\frac{H_0}{Z_0} = \frac{0,0683}{208} = 0,0003284 = 3,284 \cdot 10^{-4}$$

Les alignements **1,2** lu sur l'échelle  $\frac{Z_{max}}{Z_0}$  et 0,0003284 lu sur l'échelle  $\frac{H_0}{Z_0}$  donnent sur l'abaque de **M.VIBERT**:

$$\frac{U_0}{L.S} = 0,021 \quad \text{Et} \quad \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,84$$

Comme  $L.S = 1625 \times 0,0082 = 13,325 \text{ m}^3$ ,

**Volume d'air  $U_0$  :**

$$U_0 = 0,021 \times 13,325 = 0,27982 \text{ m}^3 \text{ ou } 279,82 \text{ litres.}$$

On en tire :

$$U_{max} = \frac{0,27982}{0,84} = 0,33312 \quad (\text{car } U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}) \text{ ou } 333,12 \text{ litres}$$

Afin qu'il reste encore de l'eau dans ce réservoir, même quand **U** aura atteint sa valeur maximale, il sera calculé pour une capacité d'environ 1260 l. Ainsi en fonctionnement normal, le volume d'air (**279,82 l**) sera, environ, la moitié de la capacité totale de la cloche.

La considération de la valeur  $\frac{Z_{min}}{Z_0}$  permet de trouver la valeur de la dépression à l'origine du refoulement.

$$\text{On lit : } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,84$$

Donc :

$$Z_{min} = 208 \times 0,84 = 174,72 \text{ m d'eau absolu.}$$

La pression restante est donc encore de :

$$Z_{min} - 10 = 174,72 - 10 = 164,72 \text{ m d'eau}$$

**Et la dépression de :**

$198 - 164,72 = 33,28 \text{ m}$  d'eau donc  $> 0$

Il suffira d'examiner si ,en raison du profil en long de la conduite ,cette dépression ne conduit pas à une cavitation en certains points .

### **Conclusion :**

Pour que la conduite reliant la **SR2** au réservoir de Maghzemal soit protégée sur toute sa longueur, il faut l'équiper d'un réservoir (eau +air comprimé) d'un volume total  **$1,2 \text{ m}^3$**  avec un volume d'air en fonctionnement normal,  **$U_0 = 0,27982 \text{ m}^3$** .

# Conclusion générale

---

Au terme de cette étude qui nous a été proposé par la DHW de Tizi-Ouzou, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable de la commune de Tizi N'tleta à partir du transfère venant du barrage koudiet Acerdoune, elle nous a permis d'aborder tous les aspects technico-économiques d'une chaine d'adduction .

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2044, dont la population de la région d'étude atteindra 24037 habitants .

L'importance des besoins en eau estimés pour la commune TNT ,a donné la nécessité de prévoir un transfert un **83.88 l/s** ou **5887.313 m<sup>3</sup>/j** .

Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles disponible sur le marché ...)

En ce qui concerne l'adduction du transfert, celles d'adduction par refoulement, nous avons préconisé de réhabiliter toutes ces anciennes conduites en acier qui ne répondent plus aux critères économiques et de corrosives, par d'autre neuves en PEHD ayant de nouveaux diamètres.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter **dix (10)** réservoirs.

Pour le choix des pompes nous avons étuliser le l'ogiciel (Caprari) est nous a opté :

- De point de picage vers cheif lieu de Tizi N'Tleta (SR1) : PM 125 / 2 C
- De cheif lieu de Tizi N'Tleta (SR1) vers Ighil Imoula : PM 100 / 10 B
- De la station de refoulement (SR2) vers Maghzelmal : PM 100 / 11 A
- De la station de refoulement (SR2) vers (SR3) : PM 125 / 5 A
- De la station de refoulement (SR3) vers Thizi Tighilt le : PM 125 / 8 A

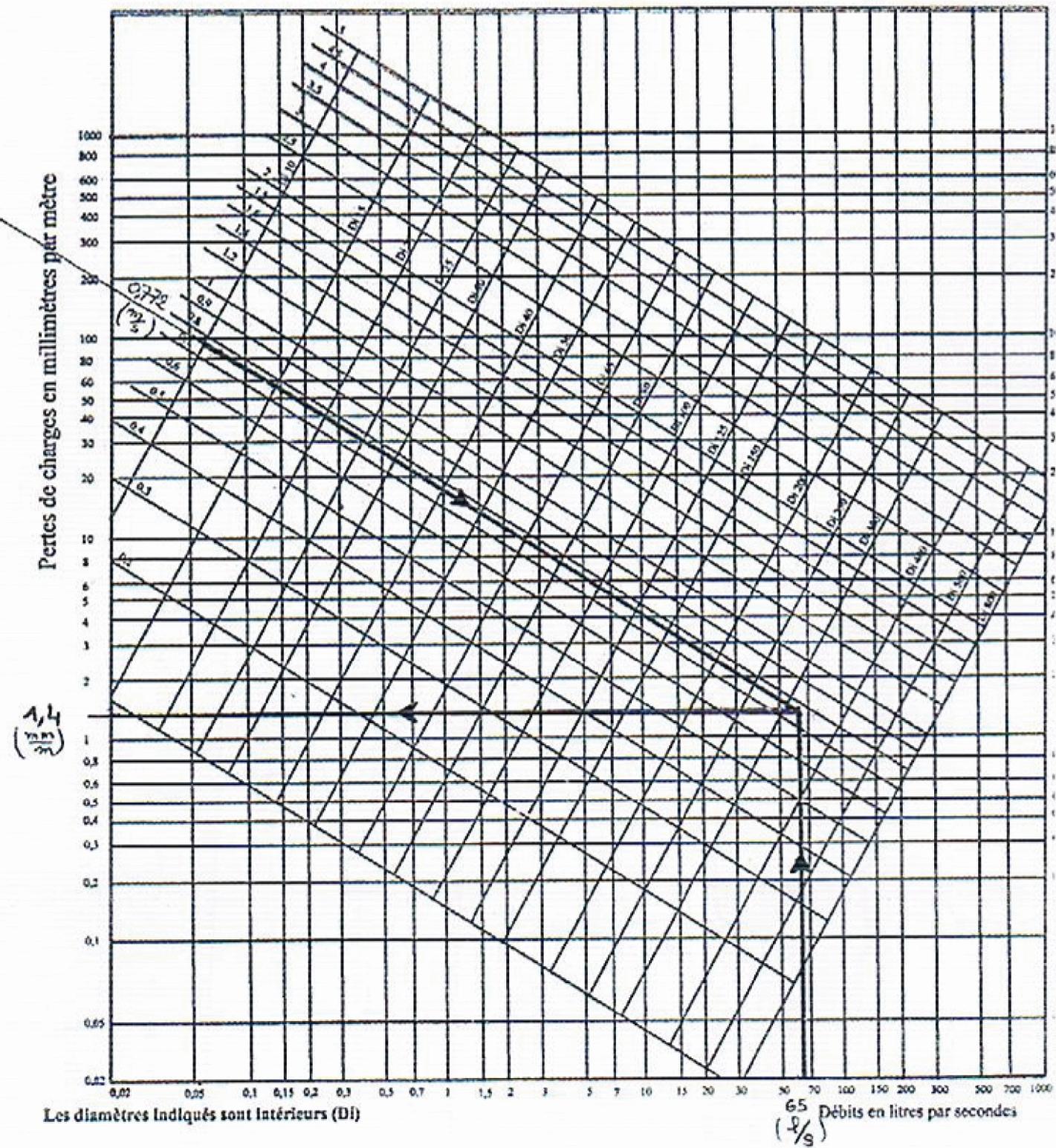
La protection des conduites contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **0,27982 m<sup>3</sup>**.

Nous tenons à exprimer notre souhait que ce modeste travail puisse apporter à la réalisation de ce projet.

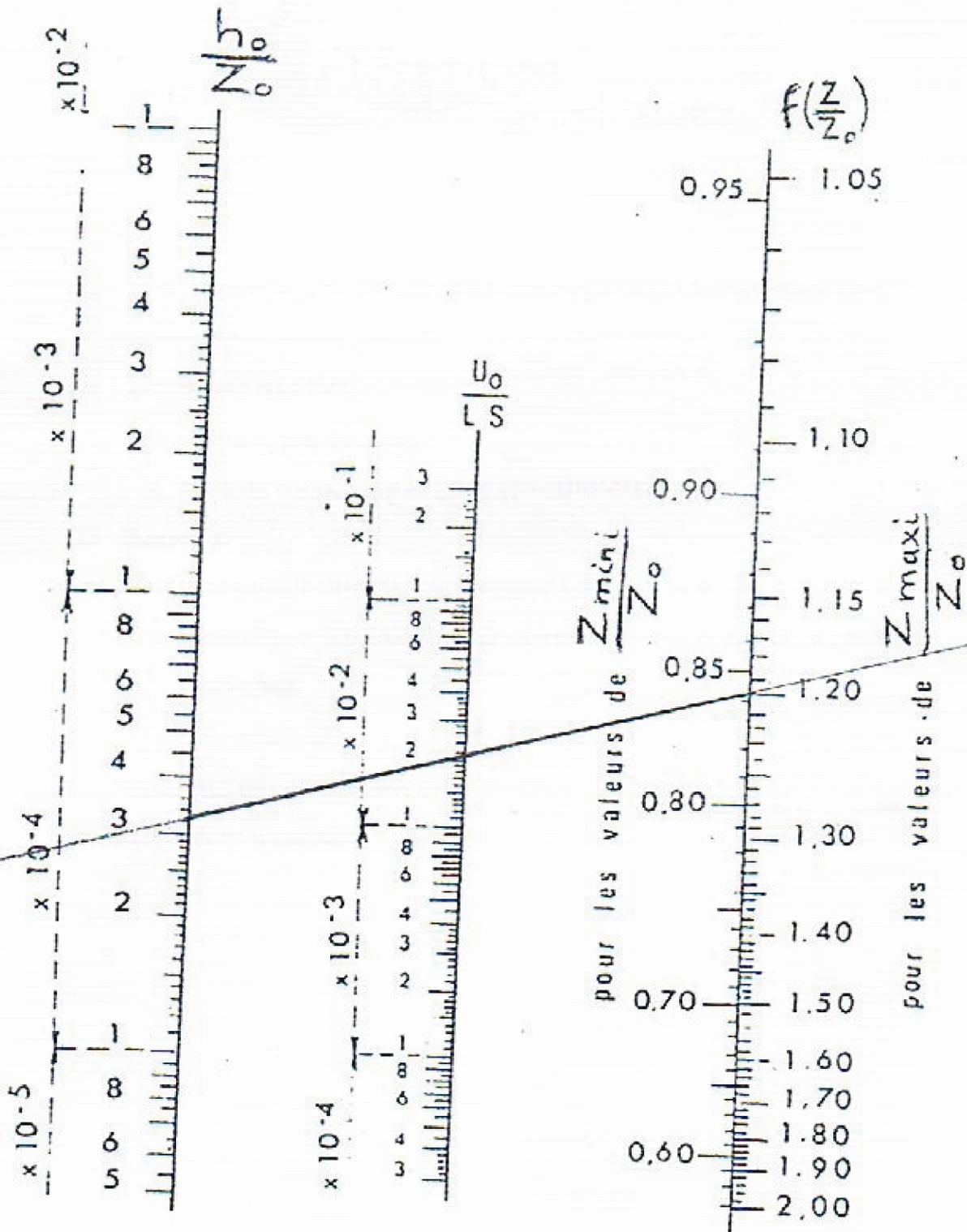
# LES ANNEXES

Annexe (A) : Abaque des pertes de charge.

Annexe (B) : Abaque de Mr VIBERT ;



Annexe (A)



: Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti-béliers

Annexe (B)

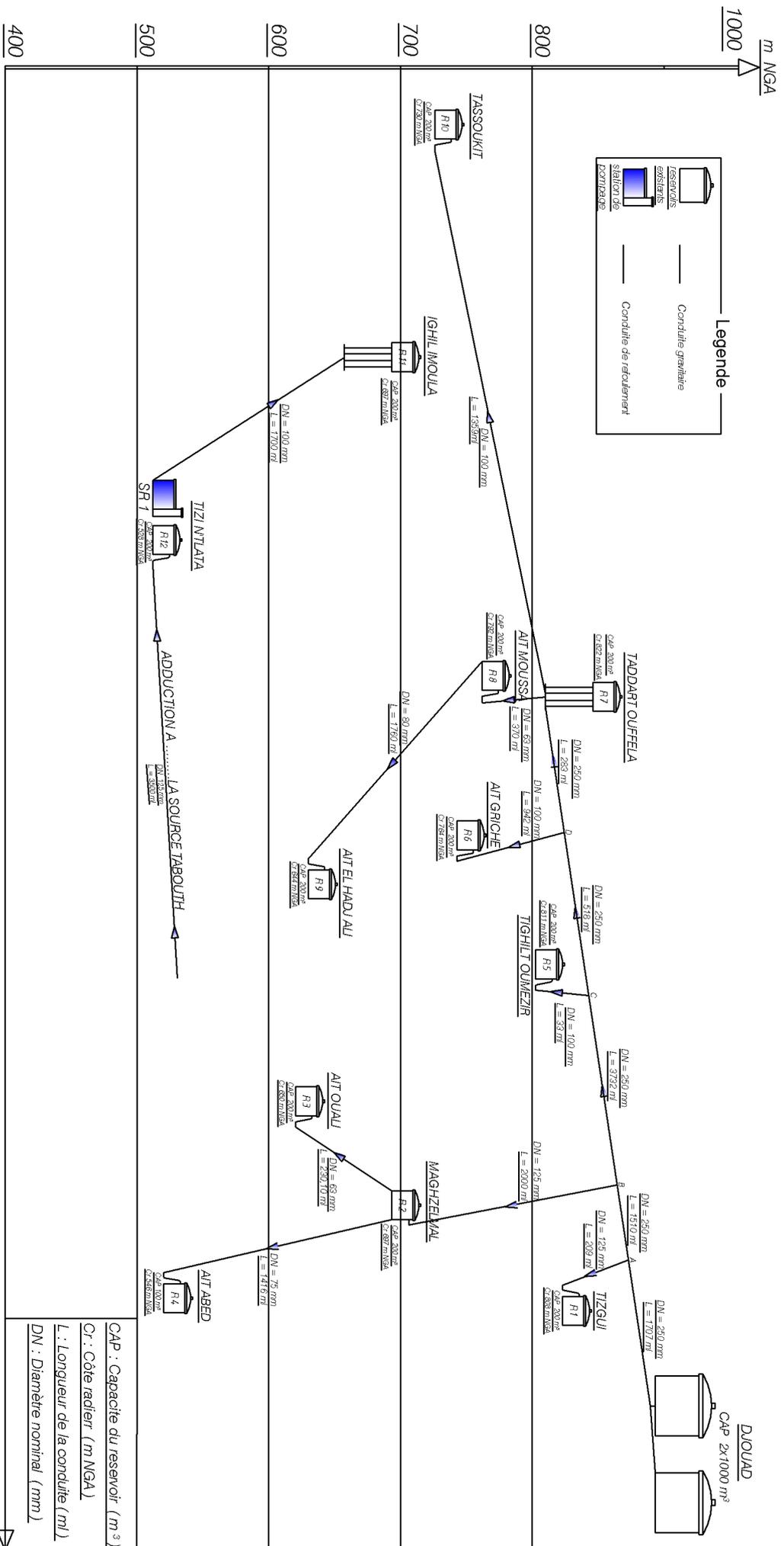


FIGURE : SCHEMA SYNOPTIQUE DE L'ANCIENNE CHAINE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE TIZI N'TLATA.

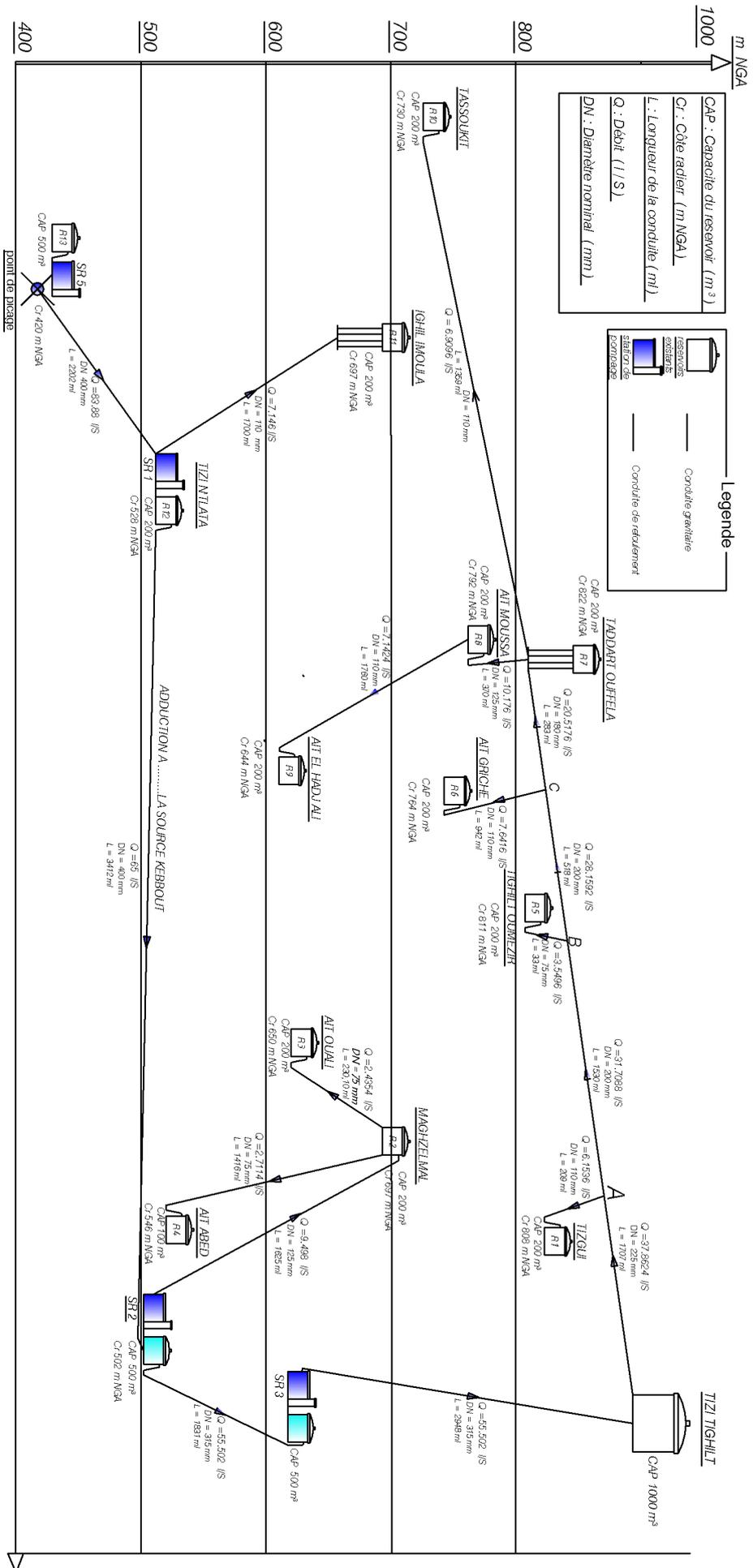


FIGURE : SCHEMA SYNOPTIQUE DE LA NOUVELLE CHAINE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE TIZI N'TILETA.

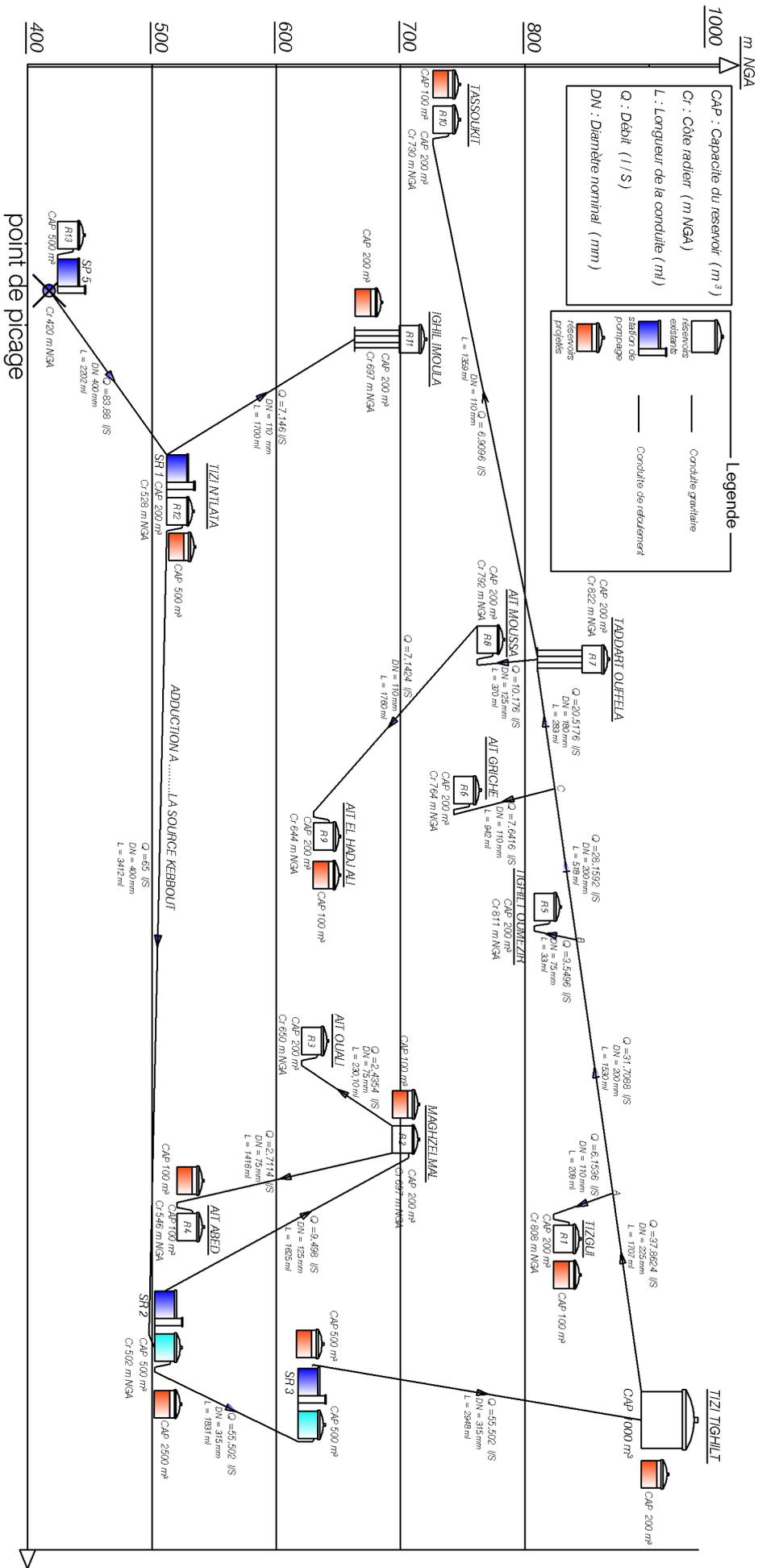


FIGURE : SCHEMA SYNOPTIQUE DE LA NOUVELLE CHAINE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE TIZI N'TLATA (Réservoirs projetés)

# Références bibliographiques

**Cours Master** Construction Hydraulique et Aménagement (Dep GC, UMMTO ,2013) :

- Hydraulique Urbaine ;
- Station de Pompage.

**Mémoires des promotions précédentes :**

**BENALIA Nacer et BACHIR Sofiane 2012/2013** « raccordement en eau potable de la commune de Bounouh à partir du barrage de Koudiat Acerdoune »

**HAMRAOUI souhila et MOKHTARI safia 2008 /2009** « Raccordement des localités de la commune de Tizi N'Tleta au transfert des eaux à partir du barrage Koudiat Acerdoune de Bouira »

**Dupont A**

Hydraulique urbaine, hydrologie-captage et traitement des eaux ;

Hydraulique urbaine-ouvrage de transport élévation et distribution,1979-1981.

**DTR** (Règles de pose des canalisations en plastique destinées aux projets d'alimentation en eau potable).

**Recherches (internet).**

OMS \_ Qualité de l'eau de boisson.htm

OMS \_ Principales maladies liées à l'eau.htm

[http://environnement.ecole.free.fr/pollution\\_eau.htm](http://environnement.ecole.free.fr/pollution_eau.htm)

SGPSBelgium-Tuyauxpouurladductiondeaupotable\_000

COURS\_hydraulique\_generale\_MEPA\_2010

Poly-Alimentation-en-Eau Potable -Moussa – 2002

**[www.caprari.com](http://www.caprari.com)**