

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie  
Département d'**Hydraulique**  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :  
**GUIRI Oussaid**  
**DJADOUN Sofiane**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

### INTITULE :

*Etude du renforcement de la chaîne d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage de Taksebt.*

Soutenu le **29 /06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **Mr AMIROUCHE M.**
- Promoteur (s) : **Mr BENDAHDJMAN I.**  
**Mr IKNI T.**
- Examineur (s): **Mr HAMDI L.**

# Remerciement

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce travail à terme.*

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos encadreur **Mr BENDAHMANE**, et **Mr IKNI**, pour leurs orientations et le temps qu'ils nous ont accordé pour notre encadrement.*

*Tous les enseignants de département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions en particulier **Mr. AITSI AMER Hocine**, gérant du bureau d'étude (**HYBACO**), de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.*

*Nos vifs remerciements au responsable du service d'A.E.P de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou : **Mr KISSOUM**.*

*Nous tenons aussi à remercier le président et le membre de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.*

*Notre sincère gratitude va vers tout ce qui ont participé de près ou de loin pour réaliser ce travail.*

**DJADOUN.S et GUIRIO**

# Dédicaces

*Tout d'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.*

*À mes chers parents qui m'ont toujours soutenue et je les remercie d'autant que je ne remercie personne, à leurs aides, à leurs orientations et leurs conseils durant mes études et dans ma vie. Et sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à là.*

*À mes adorables sœurs: Ouiza et Nadia.*

*À mes adorables frères.*

*À ma chère Assia*

*À mes adorables amis sans exception.*

*À mon chère ami et binôme Oussaid.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

*Sofiane*

# Dédicaces

## Dédicaces

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère ;  
Mon père.*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien morale dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je dédie ce modeste travail également à :  
Mon chère frère Achour  
Mes grandes sœurs : Fadila, Nabila, et Malika et ces enfants*

*Mon très chère binôme Sofiane et sa famille.*

*Tous mes ami(e)s sans exception : Sofiane, Fateh, Fares, Amine, Nawal, Ouardia, Célia, Omar, Lounis, Yacine, Mahdi, .....et tous les autres.*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aime.*

*Et à tous les hydrauliciens*

*Boussad*

## Liste des figures

Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude.....	2
Figure (I-2) : photo de barrage Taksebt.....	6
Figure (II-1): Répartition de la population par commune. ....	8
Figure (II-2): Evolution de la population à l'horizon 2045.....	11
Figure (III-1): Emplacement du réservoir dans une agglomération.....	20
Figure (III-2) : Adduction avec chute libre.....	21
Figure (III-3) : Adduction noyée.....	21
Figure (III-4): Conduite de distribution.....	22
Figure (III-5) : Conduites de trop plein et vidange.....	22
Figure (III-6): By-pass entre l'adduction et distribution.....	23
Figure (III-7): Systèmes de l'incendie.....	23
Figure (IV-1): adduction gravitaire.....	33
Figure (IV-2) : l'adduction par refoulement.....	33
Figure (IV-3) : Coupe verticale d'une conduite en PEHD.....	35
Figure (IV-4) : ventouse.....	40
Figure (IV-5) : clapet anti retour.....	40
Figure (IV-6) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le tronçon R01→R02.....	48
Figure (IV-7) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le tronçon STR4→R03.....	49
Figure (IV-8) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon STR3 → R04.....	50
Figure (IV-9) : ligne de charge et ligne piézométrique pour STR3 →R05.....	52
Figure (IV-10) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon R05 → R06.....	53
Figure (IV-11) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon STR3→R07.....	54
Figure (IV-12) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon R07→R08.....	56
Figure (V-1) : Pompe axiale .....	58
Figure (V-2) : Pompe hélico-centrifuge .....	58
Figure (V-3) : Pompe centrifuge. ....	58
Figure (V- 4) : Courbes caractéristiques d'une pompe.....	60
Figure (V-5) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....	62
Figure (V-6) : Couplage en série d'une pompe centrifuge. ....	63
Figure (V-7) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	63
Figure (V-8) : Cas d'aspiration en charge.....	64
Figure (V-9) : Cas d'aspiration en dépression.....	64
Figure (V-10) : Courbes caractéristiques de NPSH <sub>r</sub> et NPSH <sub>d</sub> .....	65
Figure (V-11) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR1-STR2) .....	67
Figure (V-12) : La caractéristique du point de fonctionnement.....	68
Figure (V-13) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR2-STR3) .....	70
Figure (V-14) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR3-STR4) .....	71
Figure (V-15) : La caractéristique du point de fonctionnement.....	72
Figure (V-16) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR3-STR4) .....	74
Figure (V-17) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR1-STR2) .....	75

Figure (VI-1) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	80
Figure (VI-2) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.....	80
Figure (VI-3) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	83
Figure (VI-4) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....	84
Figure (VI-5) : Epure de BERGERON du tronçon S Tr-STR1.....	88
Figure (VI-6) : les enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire .....	88
Figure (VI-7) : Epure de BERGERON du tronçon STR3-STR4.....	90
Figure (VI-8) : les enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire (STR3-STR4) .....	90
Figure (VI-9) : Coupe transversale d'une fouille.....	91
Figure (VI-10) : Traversée d'une route.....	92
Figure (VI-11) : Pose de canalisation traversée une rivière.....	92
Figure (VI-12) : Butée sur un branchement.....	93
Figure (VI-13) : Butée sur un coude horizontal.....	93
Figure (VI-14) : Butée sur un coude vertical.....	93

## *Liste des Tableaux*

Tableau ( I-1) : répartition mensuelle des températures pour l'année 2010.....	3
Tableau (I-2) : répartition moyenne mensuelle pour l'année 2010.....	4
Tableau (I-3) : répartition de la population selon les agglomérations et les communes. ....	5
Tableau (I-4) : ressources en eau actuelle de Beni Douala.....	6
Tableau (II-1) : Nombre d'habitant par commune.....	8
Tableau (II-2) : Evaluation de la population aux différents horizons. ....	10
Tableau (II-3) : Evolution de la population par commune entre 2008 et 2045.....	11
Tableau (II-4): Evaluation de la consommation aux différents horizons.....	13
Tableau (II-5) : Récapitulatif des besoins journaliers en eau pour les différents horizons.....	14
Tableau (II-6) : Majoration de la consommation moyenne journalière aux différents horizons.....	15
Tableau (II-7) : Variation de la consommation moyenne journalière aux différents horizons.....	16
Tableau (II-8) : Variation de la consommation horaire aux différents horizons.....	16
Tableau (II-9) : Variation de $\beta_{max}$ en fonction de nombre d'habitants.....	17
Tableau (II-10) : Détermination de la valeur de coefficient $K_{max.h}$ .....	17
Tableau (III-1) : Classification des réservoirs.....	20
Tableau (III-2) : Détermination de la capacité de la station de la reprise STR1.....	26
Tableau (III-3) : Détermination de la capacité de la station de reprise STR2.....	27
Tableau (III-4): Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs.....	32
Tableau (IV-1) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon S Tr→STR1.....	41
Tableau (IV-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon S Tr→STR1.....	41
Tableau (IV-3) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon S Tr→STR1.....	41
Tableau (IV-4) : Calcul de bilan du tronçon S Tr→STR1.....	42
Tableau (IV-5): Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (STR1) → (STR2).....	42
Tableau (IV-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (STR1) → (STR2).....	42
Tableau (IV-7) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (STR1) → (STR2).....	43
Tableau (IV-8) : Calcul de bilan du tronçon (STR1) → (STR2).....	43
Tableau (IV-9) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR2→STR3.....	43
Tableau (IV-10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR2→STR3.....	44
Tableau (IV-11) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR2→STR3.....	44
Tableau (IV-12) : Calcul de bilan du tronçon STR2→STR3.....	44

Tableau (IV-13) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR3→STR4.....	45
Tableau (IV-14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR3→STR4.....	45
Tableau (IV-15) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR3→STR4.....	45
Tableau (IV-16) : Calcul de bilan du tronçon STR3→STR4.....	45
Tableau (IV-17) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR4→R01.....	46
Tableau (IV-18) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR4→R01.....	46
Tableau (IV-19) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR4→R01.....	46
Tableau (IV-20) : Calcul de bilan du tronçon STR4→R01.....	47
Tableau (IV-21) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon R01→R02.....	47
Tableau (IV-22) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon STR4→R03.....	49
Tableau (IV-23) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon STR3→R04.....	50
Tableau (IV-24) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon STR3→R05.....	51
Tableau (IV-25) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon R05→R06.....	53
Tableau (IV-26) : Calcul des pertes charge total Jt du tronçon STRR3→R07.....	54
Tableau (IV-27) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon R07→R08.....	55
Tableau (IV -28) : Tableau récapitulatif des différents diamètres.....	57
Tableau (V-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	65
Tableau (V-2) : Les caractéristiques du tronçon STR1-STR2.....	67
Tableau (V-3) : Les points de la courbe caractéristique.....	68
Tableau (V-6) : Les points de la courbe caractéristique.....	70
Tableau (V-4) : Les caractéristiques de tronçon STR2-STR3.....	71
Tableau (V-5) : Les caractéristiques de tronçon STR3-STR4.....	73
Tableau (V-7) : Les caractéristiques de tronçon STR4-STR1.....	74
Tableau (V-8) : Les points de la courbe caractéristique.....	76
Tableau (V-9) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques.....	78
Tableau (VI-1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement.....	82
Tableau (VI-2): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire. ....	82

**Liste des symboles**

- A : amortissement annuel  
a : La célérité de l'onde (m/s),  
B : La valeur du coup de bélier (m).  
C : coefficient de perte de charge.  
C<sub>a</sub> : La côte du plan d'aspiration.  
C<sub>p</sub> : Côte de l'axe de la pompe.  
CR : côte radier.  
CTN1: Côte du terrain naturel au niveau de réservoir.  
CTN2: Côte du point critique (Côte du terrain naturel).  
CTP : côte de trop-plein.  
D : Diamètre de la conduite (m).  
d' : Diamètre de la veine contractée.  
D<sub>e</sub> : diamètre extérieur du tube en (mm)  
D<sub>BONNIN</sub>= Diamètre de Bonin en (mm)  
D<sub>BRESSE</sub>= Diamètre de Bresse en (mm)  
D<sub>int</sub> : Diamètre intérieur de la conduite (mm)  
D<sub>max</sub> : Diamètre maximal de la conduite en (m)  
D<sub>min</sub> : Diamètre minimal de la conduite en (m).  
D<sub>1</sub> : Diamètre de la roue avant rognage.  
D<sub>2</sub> : Diamètre de la roue après rognage.  
E : énergie consommée par la pompe en [KWh]  
e: prix unitaire d'un KWh imposé par SONEGAS. (e = 4,67 DA)  
e : Epaisseur de la conduite (mm).  
F<sub>am</sub> : Frais d'amortissement en (Da).  
F<sub>exp</sub> : Frais d'exploitation en (Da).  
g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).  
H : hauteur de réservoir en(m)  
H<sub>a</sub> : Hauteur d'aspiration (m).  
H<sub>d</sub> : hauteur de dépression en(m).  
H<sub>g</sub> : la hauteur géométrique en (m).  
H<sub>mt</sub> : Hauteur manométrique en (m).  
H<sub>s</sub> : hauteur de la surpression.  
H<sub>tch</sub> : Hauteur d'élévation en(m).  
h<sub>v</sub> : Tension de vapeur (m).  
H<sub>o</sub> : Hauteur d'eau dans le réservoir en(m).  
i: taux d'annuité annuel.  
J<sub>asp</sub> : Pertes de charge à l'aspiration en (m).  
J<sub>l</sub> : pertes de charge linéaire en(m)  
J<sub>ref</sub> : Pertes de charge au refoulement en (m).  
J<sub>s</sub> : pertes charge singulière en(m)  
J<sub>t</sub> : pertes de charge totale en(m)  
J<sub>v</sub> : pertes de charge crée par la vanne en(m)  
K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

- $K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération.  
 $K_{max,h}$  : coefficient de consommation maximale horaire.  
 $K_{min,j}$  : coefficient d'irrégularité minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération  
 $K_{min,h}$  : coefficient de consommation minimale horaire.  
 $K_{ss}$ : La rugosité hydraulique de la conduite en(mm)  
 $L$  : longueur du tronçon considéré [m].  
 $L_{CH}$  : La ligne de charge.  
 $L_P$  : La ligne piézométrique.  
 $m$  : Coefficient de rognage.  
 $N$  : La vitesse de rotation de la pompe (tr/min).  
 $N_i$  : Nombre de consommateur.  
 $NPSH_d$ : Charge nette d'aspiration disponible en (mm)  
 $NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requise en (mm)  
 $n$  : nombre d'années d'amortissement.  
 $n$  : intervalle d'année séparent Pet P0.  
 $P$  : population à l'horizon choisi.  
 $P$  : puissance de la pompe en (Kw).  
 $P_a$  : puissance absorbé par la pompe en (Kw).  
 $P_r$  : prix de la conduite en (DA)  
 $P_0$ : population de l'année de référence  
 $P\%$  : Résidu maximal dans le réservoir  
 $Q_{moyj}$  : Consommation moyenne journalière en ( $m^3/j$ ),  
 $Q_{max j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).  
 $Q_{moy j}$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ).  
 $q_i$  : Dotation journalière pour chaque type de consommateur en ( l/s).  
 $R$  : le pourcentage de rognage.  
 $R_e$  : nombre de Reynolds  
 $R_{max}^+$  : Résidu maximum positif (%).  
 $R_{max}^-$  : Résidu maximum négatif (%).  
 $S$  : surface de réservoir en(m).  
 $T$ : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite (s)  
 $T$  : taux d'accroissement moyen annuel de la population et de 2 %.  
 $t'$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).  
 $t$  : Nombre d'heures de pompage.  
 $t_f$  : Temps de fermeture de la vanne(s).  
 $U_0$  : Volume d'aire initial ( $m^3$ ).  
 $V$  : Vitesse d'écoulement en (m/s).  
 $V_f$ : Vitesse finale choisie.(m/s)  
 $V_{inc}$ : Volume d'incendie. .(m/s)  
 $V_m$ : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie. .(m/s)  
 $V_{max}$  : Volume maximal de stockage ( $m^3$ ).  
 $V_{max}$  : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.  
 $V_{min}$  : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.

$V_{sr}$  : Volume de la station de reprise ( $m^3$ ).

$V_t$  : Volume total du réservoir ( $m^3$ ).

$V_0$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normale (m/s)

$V_1$  = Vitesse dans la tuyère.(m/s).

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air (m)

$Z_0$  : Pression absolue dans la conduite (m)

$\alpha_{max}$  : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.1 à 1.3

$\beta_{max}$  Coefficient dépendant du nombre d'habitant.

$\lambda$ : Coefficient de perte de charge linéaire.

$\nu$ : viscosité cinématique de l'eau

$\eta$  : Rendement de la pompe en (%).

$\theta$ : angle d'ouverture de la vanne à papillon en.

$\eta$  : Rendement total de l'installation.

$\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration=  $(10.33 - 0.0016 \cdot C_a)$ .

$\frac{P'}{\varpi}$  : Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration

$\delta_0$ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.(m)

$\epsilon$ : Coefficient d'ouverture de la vanne

$\delta$  : Altitude du plan d'aspiration en (m).

.

,

## *Sommaire*

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

### **Chapitre 01 : Présentation du site**

I-1- Introduction .....	02
I-2- Situation de la zone d'étude .....	02
I-2-1- Situation géographique .....	02
I-2-2- Situation topographique .....	02
I-2-3- Situation hydrographique .....	02
I-2-4- Situation géologique.....	03
I-2-5- Situation climatologique .....	03
I-2-6- Situation démographique .....	04
I-2-7- Situation hydraulique actuelle et ressource en eau .....	06
I-2-8- Barrage de Taksebt .....	06
I-2-8-1- Localisation du barrage.....	06
I-2-8-2- Caractéristique générale de barrage .....	06
I-3- Conclusion.....	07

### **Chapitre 02 : Estimation des besoins**

II-1- Introduction .....	08
II-2- Situation démographique actuelle.....	08
II-3- Estimation de la population .....	09
II-3-1- Evaluation de la population aux différents horizons .....	09
II-3-2- Etude comparative entre 2008 et 2045.....	11
II-4- Choix de la norme de consommation.....	11
II-4-1- Dotations unitaires domestiques .....	11
II-4-2- Consommation industrielle et équipement .....	11
-5- Consommation moyenne journalière .....	12
II-6- Calcule de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins .....	12
II-6- 1- Besoins domestique .....	12
II-6-2- Besoins industrielles et équipements .....	14
II-6-3- La consommation moyenne journalière totale.....	14
II-6-4- Majoration de la consommation moyenne journalière .....	15
II-7- Variation de la consommation .....	15
II-7-1- Variation de la consommation journalière .....	15
II-7-2- Variation de la consommation horaire.....	16
II-8- Bilan Ressource-Besoins .....	18
II-9- Conclusion .....	18

**Chapitre 03 : Les Réservoirs**

III-1- Introduction .....	19
III-2- Fonctions des réservoirs .....	19
III-3- Caractéristiques du réservoir .....	19
III-4- Emplacement des réservoirs .....	19
III-5- Classification des réservoirs .....	20
III-6- Choix du type de réservoir .....	21
III-7- Equipements des réservoirs .....	21
III-7-1- Conduite d'adduction .....	21
III-7-2- Conduite de départ ou de distribution .....	22
III-7-3- Conduite du trop-plein .....	22
III-7-4- Conduite de vidange .....	22
III-7-5- By-pass .....	22
III-7-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie .....	23
III-7-7- Les joints d'étanchéité .....	23
III-8- Entretien des réservoirs .....	23
III-9- Capacité des réservoirs .....	24
III-9-1- Méthode analytique .....	24
III-9-2- Le volume total du réservoir .....	24
III-9-3- La station de reprise .....	25
III-10- Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise.....	25
III-10-1- Dimensionnement de la station de reprise STR1 .....	25
III-10-2- Dimensionnement de Bâche de la station de reprise STR2 .....	27
III-10-3- Dimensionnement de la station de reprise STR3 .....	27
III-10-4- Dimensionnement de station de reprise STR4 .....	28
III-10-5- Dimensionnement de Réservoir R01 (tête de DJOUAD) .....	28
III-10-6- Dimensionnement de Réservoir R02.....	29
III-10-7- Dimensionnement de Réservoir R03.....	29
III-10-8- Dimensionnement de Réservoir R04.....	29
III-10-9- Dimensionnement de Réservoir R 05.....	30
III-10-10- Dimensionnement de Réservoir R06.....	30
III-10-11- Dimensionnement de Réservoir R07.....	31
III-10-12- Dimensionnement de Réservoir R08.....	31
III-11- Conclusion .....	32

## Chapitre 04 : Adduction

IV-1- Introduction .....	33
IV-2- Choix de tracé .....	33
IV-2-1- Conditions techniques .....	33
IV-2-2- Conditions économique.....	34
IV-2-3- description de schéma d'adduction .....	34
IV-3- Choix du type des conduites .....	35
A) Partie refoulement .....	35
B) Partie gravitaire .....	35
IV-4- Etude technico-économique .....	36
IV-4-1- Calcul de diamètre économique (Partie refoulement) .....	36
IV-4-1-1- Calcul de diamètre .....	36
IV-4-1-2- Calcul de la vitesse .....	36
A) Pertes de charge linéaires .....	36
A) Perte de charges singulières .....	37
B) Perte de charge totale .....	37
IV-4-1-3- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) .....	38
IV-4-1-4- Puissance absorbée par la pompe .....	38
IV-4-1-5- Energie consommée par la pompe .....	38
IV-4-1-6- Frais d'exploitation.....	38
IV-4-1-7- Frais d'amortissement .....	38
IV-4-2- Calcul de diamètre économique (Partie gravitaire) .....	39
IV-5- Equipement de l'adduction .....	39
IV-5-1- Robinet vanne .....	39
A) Robinets-vanne à opercule .....	39
B) Vanne papillons .....	39
C) Robinet de vidange.....	39
IV-5-2- Ventouse.....	39
IV-5-3- Les clapets anti retour .....	40
IV-5-4- Les crépines.....	40
IV-6- Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction .....	40
IV-6-1- Dimensionnement de l'adduction partie refoulement.....	40
IV-6-1-1- Tronçon (Station de Traitement) → (STR1) .....	40
IV-6-1-2- Tronçon (STR1) → (STR2) .....	42
IV-6-1-3- Tronçon (STR2) →(STR3) .....	43
IV-6-1-4- Tronçon (STR3) →(STR4) .....	44
IV-6-1-5- Tronçon (STR4) → (R01 DJOUAD) .....	45
IV-6-2- Dimensionnement de l'adduction partie gravitaire .....	46
IV-6-2-1- Tronçon DJOUAD(R01) → BENI DOUALA (R02) .....	46
IV-6-2-2- Tronçon STR4 → AIT IDIR+IGHIL HAMOU (R03) .....	48
IV-6-2-3- Tronçon STR3 → Réservoir THALA KHELIL (R04) .....	49
IV-6-2-4- Tronçon STR3 → Réservoir AIT BOUALI (R05) .....	51
IV-6-2-5- Tronçon R05 → Réservoir TABOUDRIST+AIT HELAL (R06) .....	52
IV-6-2-6- Tronçon de la STR3 → Réservoir (R07) .....	54

IV-6-2-7- Tronçon R07 → Réservoir TAMAGHOUCHT (R08) .....	55
IV-7- Conclusion .....	57

### Chapitre 05 : Les pompes

V-1- Introduction.....	58
V-2- Différents types des pompes	
V-1- Introduction.....	58
V-2-1- Pompes volumétriques .....	58
V-2-2- Turbo-pompes .....	58
V-3- Choix des pompes .....	59
V-4- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges .....	59
V-4-1- Hauteur manométrique .....	59
V-4-2- La vitesse de rotation .....	59
V-4-3- La puissance .....	59
A) La puissance absorbée par la pompe .....	59
B) La puissance hydraulique ou la puissance utile .....	59
V-4-4- Le rendement .....	60
V-5- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	60
V-6- Les modification à effectuer pour atteindre le point désiré .....	61
V-6-1- Modification du temps de pompage .....	61
V-6-2- Vannage ou création des pertes de charge .....	61
V-6-3- Rognage .....	61
V-6-4- Variation de la vitesse de rotation .....	62
V-7- Couplage des pompes .....	62
V-7-1- Couplage en série .....	62
V-7-2- Couplage en parallèle .....	63
V-8- Etude de la cavitation .....	63
V-9- Choix des pompes du projet .....	66
V-9-1- Station de traitement.....	66
V-9-2- Station de reprise STR1 .....	66
V-9-3- Station de reprise STR3 .....	69
V-9-4- Station de reprise STR3 .....	71
V-9-5- Station de reprise STR4 .....	74
V-10- Conclusion .....	76

### Chapitre 06 : Protection et pose des conduites

VI-1- Protection contre le coup de bélier .....	78
VI-1-1- Introduction.....	78
VI-1-2- Moyens de protection contre le coup de bélier .....	78
VI-1-2-1- Volant d'inertie.....	78
VI-1-2-2- Soupapes de décharge .....	78
VI-1-2-3- Les ventouses .....	78

---

VI-1-2-4- Soupapes d'admission et de purge d'air .....	79
VI-1-2-5- Cheminée d'équilibre.....	79
VI-1-2-6- Réservoir d'air comprimé .....	79
VI-1-3- Etude du coup de bélier .....	80
VI-1-3-1- La valeur du coup de bélier .....	80
VI-1-3-2- La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons.....	81
• Partie refoulement .....	81
• Partie gravitaire .....	82
VI-1-3-3- Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.....	82
VI-1-3-4- Méthode de calcul d'un réservoir d'air.....	82
• Principe de fonctionnement .....	82
• Principe de calcul .....	83
VI-1-3-5- Principe de construction de l'épure de Bergeron .....	87
VI-1-3-6- Application du calcul pour les différents tronçons .....	87
A) Calcul du réservoir d'air du tronçon S Tr → STR1 .....	87
B) Calcul du réservoir d'air du tronçon STR3 → STR4.....	89
VI-2- Pose des conduites.....	91
VI-2-1- Pose en tranchées .....	91
VI-2-2- Essai de pression .....	91
VI-2-3- Le remblayage .....	91
VI-2-4- Traverse des points spéciaux .....	91
A) Traversée d'une route .....	91
A) Traversée d'une rivière ou d'un oued.....	92
A) Traversée de la voie ferrée .....	92
VI-2-5- Butées et ancrages des conduites .....	92
VI-2-6- Désinfection des conduites.....	93
VI-3-Conclusion.....	94
Conclusion générale .....	95

**INTRODUCTION**  
**GENERALE**

## *Introduction générale*

L'eau étant considérée comme l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie, et sa présence est indispensable pour entretenir toute vie sur terre. D'autre part tout développement d'un domaine dépend essentiellement du développement du secteur de l'eau, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie. Et les êtres humains sont très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau qu'ils utilisent.

En Algérie l'eau est considérée comme un enjeu majeur, vue sa répartition géographique inégale, dont la plus grande superficie est occupée par un climat sec, et la croissance démographique qui a atteint un taux de 3 %, qui s'associe à une augmentation continue des besoins en eau. Face à cette situation délicate, l'état doit fournir de grands efforts pour remédier au déficit en eau.

C'est dans cette optique que les villages de la commune de Beni Doula et ces environs ont bénéficié d'un projet pour satisfaire les besoins croissant en eau. Dans le cadre du mémoire de fin d'étude nous avons proposé l'étude de renforcement de la chaîne d'adduction à partir du barrage de Taksebt.

Pour atteindre cet objectif, nous avons divisés notre travail en six parties :

- En premier lieu nous avons présenté le site du projet, dont le but est de décrire les différentes situations : géographique, topographique, climatique et hydraulique du site.
- La deuxième partie est consacrée aux calculs des besoins en eau actuel et futur pour les différentes catégories de consommateur, et à l'estimation du déficit par rapport aux ressources actuelles
- Ensuite nous avons étudié le système d'adduction qui consiste à dimensionner les réservoirs, soit pour le stockage ou bien pour la transition, et de comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants.
- Dans la quatrième partie, nous avons effectué l'étude techno-économique de dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction d'où on déterminera les diamètres les plus économiques.
- on traitera aussi la partie pompage, dans laquelle en choisissons les pompes adéquates à nos installations à partir de catalogue de groupe électro-pompes CAPRARI.
- Après avoir dimensionné les différents organes de notre réseau d'adduction, nous avons vérifié l'apparition de phénomène du coup de bélier dans les différentes conduites, et proposer des protections anti-bélier.
- Et on terminera avec une conclusion générale.

**CHAPITRE I :**

**PRESENTATION**

**DU**

**SITE**

## I-1- Introduction

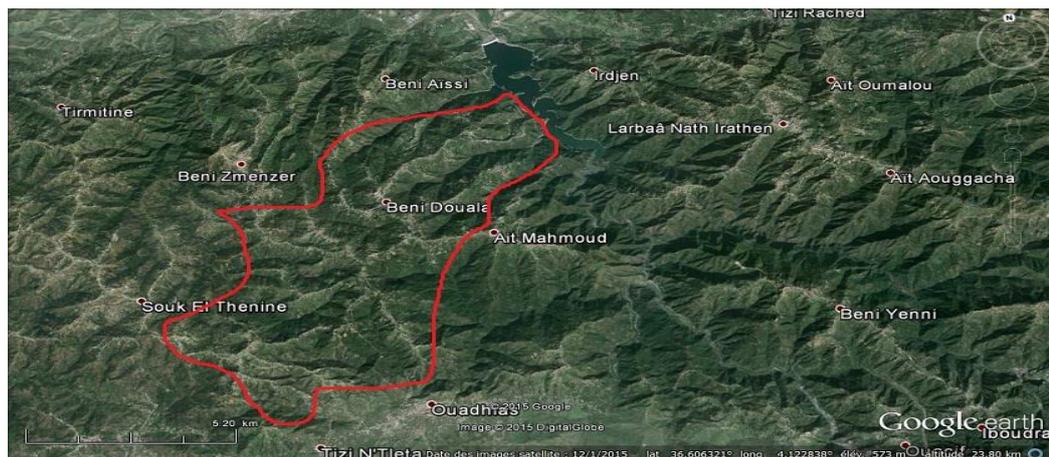
Avant tout projet d'adduction en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'adduction en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

## I-2- Situation de la zone d'étude

### I-2-1- Situation géographique [1]

La zone d'étude, à savoir la commune de Beni Doula se situe au sud du chef lieu de la wilaya de Tizi-ouzou, à environ 22 km du chef lieu de la wilaya. Elle est située le long de CW 100 reliant Tizi-ouzou à Ouadhias. Elle s'étend sur une superficie de 35, 09 km<sup>2</sup>, elle est délimitée :

- Au Nord par la commune d'Beni Aissi ;
- A l'Est par la commune d'Irdjen et Larbaa Nath Irathen ;
- A l'Ouest par la commune de Beni Zmenzer ;
- Au Sud par la commune de Tizi N'leta et Souk el Tenine ;
- Au Sud Est par la commune d'Ait Mahmoud .



*Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude (Google Earth)*

### I-2-2- Situation topographique

La commune de Beni Doula est caractérisée par un relief montagneux très accidenté, cette zone dite le massif Kabyle est une zone montagneuse, dont les altitudes varient entre 300 et 600 m et un maximum de 908 mètres à Tighilt Ouguemoun. [1]

### I-2-3- Situation hydrographique

De point de vue hydrographique cette zone escarpée est parcourue par des Talwegs et des cours d'eau qui alimentent les Oueds. Ces derniers ont une forme géométrique allongée, un temps de concentration court et un coefficient de ruissellement élevé. L'allure de ces cours d'eau est généralement orientée de Sud vers le Nord, suivant le complexe montagnard de la région.

Les principaux oueds qui passent par cette région sont: Bougdoura, Aissi, Boubhir qui sont des affluents d'Oued Sébaou. [1]

### I-2-4- Situation géologique

La Kabylie fait partie du vaste complexe géologique alpin de la méditerranée occidentale. On distingue deux horizons géologiques très déférents :

- **Le premier** : est à la vallée, formée par l'Oued Aissi et l'Oued de Sébaou. Il formé par des alluvions anciennes et récentes, les dépôts sont souvent limoneux, donc des propices à agriculture
- **Le second** : horizon caractérise le massif kabyle, qui date du précambrien et qui est principalement composé au niveau de notre zone d'étude par de schiste argileux, phyllades, quartez, schiste micacés et de granulites gneissique.

### I-2-5- Situation climatologique [1]

- **Le climat**

Les localités de Beni Douala connaissent un climat méditerranéen :

- Une saison chaude sèche et prolongée, allant de Juin à Octobre.
- Une saison froide et pluvieuse durant le reste de l'année.

- **La température**

Ont peut la décrire comme variante sur une amplitude de 10°C autour de la valeur moyenne de 20° C, elle peut descendre jusqu'à 10°C en hiver et monter jusqu'à 30°C en été. des pics exceptionnels sont enregistrer généralement en mois d'Aout ainsi des basses températures généralement sont enregistrées en moins de janvier. [1]

Le Tableau (I-1) ci-dessous représente la répartition mensuelle de températures pour l'année 2010 en degrés Celsius (C°).

*Tableau ( I-1) : répartition mensuelle des températures pour l'année 2010. (ANRH)*

Mois T(C°)	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Extrême
<b>T min</b>	1.2	2.2	2.7	4.1	8.2	12.9	16.4	17.7	13.5	9.8	4.3	2.7	-0.05
<b>T max</b>	20.3	22.3	26.1	28.1	34.0	38.6	42.3	42.5	38.3	33.6	27.2	21.7	46.5
<b>T moy</b>	11.1	10.9	13.0	14.9	16.9	23.8	27.2	27.9	24.0	19.3	14.5	11.3	_

- **Le vent**

vu la situation géographique particulière de notre zone d'étude, l'influence de vents est remarquable, ces vents provenant de toutes les directions cependant les vents dominants sont ceux de Nord, de l'Ouest, et du Sud Ouest, par contre les vents provenant de sud sont pas considérable car le Djurdjura présente un obstacle ; c'est pourquoi le sirocco ne touche la région que 15 jour durant l'année.

Les vents sont mesurées sur deux station voisinât de la région de la zone d'étude (Tizi-Ouzou et Larbaa Nath Irathen) : ils viennent surtout de l'Ouest (30%), du nord (25%) entre 13 heures et 18 heures, et de l'Est (27%) dans la matinée.

- **La pluviométrie**

Dans notre zone d'étude, les précipitations sont abondantes en période hivernale. Les moyennées mensuelles de la pluviométrie pour l'année 2010 sont mesuré à partir de la station pluviométrique Ouadhias qui est la plus proche de notre zone d'étude, son code ANRH est 021701 et ces coordonnées lambert sont: X=625.3

Y=362.5, cette station est située à une altitude de 400 m

Les valeurs des températures mensuelles sont présentées dans le Tableau (I-2) suivant :

*Tableau (I-2) : répartition moyenne mensuelle pour l'année 2010.*

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total Annuel
<b>P (mm)</b>	120	101	110	85	48	20	3	7	32	71	102	110	809

#### **I-2-6- Situation démographique [2]**

La population (RGPH 2008) de la zone d'étude a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Tizi-Ouzou, élaboré par le service technique de DPAT.

Il est à noter que l'alimentation à partir de barrage de Taksebt concerne toutes les localités de la commune de Beni Douala auxquelles nous ajoutons certaines agglomérations appartenant aux communes de Ouadhias et Tizi N'Tlata.

L'ensemble de ces agglomérations nous donne un total de 37788 habitants, les résultats détaillés sont représentés dans le Tableau (I-4) suivant :

*Tableau (I-3) : répartition de la population selon les agglomérations et les communes.*

Commune	Agglomération	Nombre d'habitant (RGPH) 2008	Total par commune	Total
<b>BENI DOUALA</b>	BENI DOUALA CHEF LIEU	6456	<b>21483</b>	<b>37788</b>
	AIT ALI OUALI	600		
	AIT BOUALI	1200		
	TAMAGHOUCHT	1645		
	IGHIL HAMOU	400		
	AIT IDIR	1600		
	AIT MESBAH	3352		
	ICHERDIOUEN OUFELA	649		
	TAGUEMOUNT OUKERROUCHE	2030		
	AIT BOUHAYIA BOUADA	659		
	AITHLAL+ TABOUDRIST	993		
	THALA KHELIL	1620		
	AMALOU	68		
	AGUEMOUNE	50		
	Zone Eparses	161		
<b>OUADIAS</b>	TAGMOUNT EL DJEDID	2537	<b>2537</b>	
<b>TIZI N'TLATA</b>	IGHIL IMOULA	1437	<b>13768</b>	
	MEGHZELMAL	676		
	AIT OUALI	619		
	AIT ABED	1436		
	AIT EL HADJ ALI	1377		
	TASSOUKIT	2093		
	IGHARVIENE	1124		
	TADDERT OUFELLA	1840		
	IGHIL N'AIT CHILA	1666		
	AIT MOUSSA	1500		

### I-2-7- Situation hydraulique actuelle et ressources en eau

La commune de Beni Douala ne dispose pas de nappes souterraines mises à part certaines sources très insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population. De ce fait cette commune de Beni Douala est alimentée en eau potable à partir des forages situés à Bouaid et à Takhoukt (Oued Sébaou) [1].

La consistance de ces ouvrages de production est représenté dans le Tableau (I-3) suivant :

**Tableau I-4 : ressources en eau actuelle de Beni Douala.**

	Nombre de forage		Capacité		
			En (l /s)	En (M <sup>3</sup> /h)	En (M <sup>3</sup> /j)
<b>Bouaid</b>	07	(06) forages	50	180	4320
		(01) forages	30	108	2592
<b>Total</b>	<b>07 forages</b>		<b>80</b>	<b>288</b>	<b>6912</b>

### I-2-8- Barrage de Taksebt

#### I-2-8-1- Localisation du barrage

Le barrage se situe sur l'Oued Aissi, affluent de l'Oued sébaou à environ 07 km au Sud-est du chef lieu de la willaya de Tizi-ouzou. Il a été mis en service à partir de 1<sup>er</sup> novembre 2002.

Ce barrage, dont la capacité est de 175 millions de m<sup>3</sup> d'eau, est destiné à l'alimentation en eau des willayas de Tizi-Ouzou, Boumerdes, et alger, avec un volume de 65 Hm<sup>3</sup>/an alloué à la willaya de Tizi-Ouzou [3].

L'image de barrage est illustrée dans la figure (I-2) ci- dessous :



**Figure (I-2) : photo de barrage Taksebt.**

#### I-2-8-2- Caractéristique générale de barrage

Il est constitué par une digue alluvions avec noyaux argileux, d'une longueur en crête de 515 m et de 76 m de hauteur au dessus du lit d'Oued Sébaou, à la cote de 170.5 m NGA.

**I-3- conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue géologique, topographique, climatologique, hydrographique, démographique et ressources en eau actuelle.

Ces données nous serviront de base pour l'élaboration de notre projet d'adduction en eau potable pour les communes concernées par notre projet à partir de barrage de Taksebt, que ce soit pour l'estimation de besoin (calcul de déficit en eau), le choix du tracé du réseau ou l'emplacement des réservoirs...ect.

**CHAPITRE II :**  
**ESTIMATION**  
**DES**  
**BESOINS**

## II-1- Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de tous les types de consommateur existants au niveau d'une agglomération, et d'avoir des normes de consommation unitaire, établies sur la base des critères, à savoir : socioéconomiques, sanitaires, administratifs et culturels...etc.

L'estimation de débit du renforcement de notre zone d'étude fait appel à certains critères, dont les principaux sont :

- L'accroissement démographique
- L'urbanisation de la ville
- Les ressources existantes

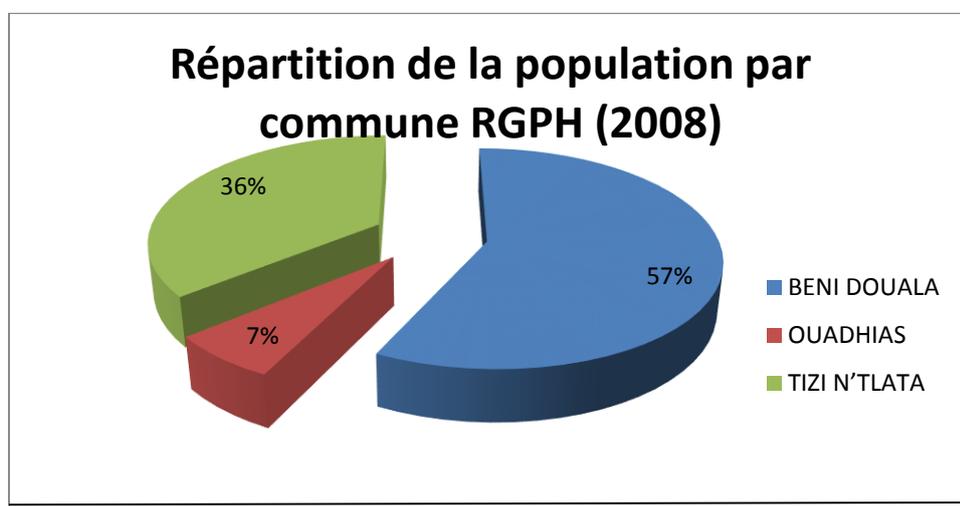
## II-2- Situation démographique actuelle

Les données démographiques sont recueillies grâce au recensement général de la population établi par la commune de BENI DOUALA et TIZI N'TLATA, et OUADHIAS en 2008(RGPH) [1]. Le recensement indique que le taux d'accroissement de la population est de 2%. Ce taux va nous conduire à définir notre population à divers horizons.

Le Tableau (II-1) représente le nombre d'habitant par communes.

*Tableau (II-1) : Nombre d'habitant par communes.*

Commune	RGPH (2008)
<b>BENI DOUALA</b>	21891
<b>OUADHIAS</b>	2537
<b>TIZI N'TLATA</b>	13768



*Figure (II-1): Répartition de la population par commune.*

## II-3- Estimation de la population

### II-3-1- Evaluation de la population aux différents horizons

L'estimation de la population en Algérie suit la loi des accroissement géométriques, donnée par la relation des intérêt composés suivante :

$$P = P_0(1 + T)^n \quad (\text{II-1})$$

$P$  : population à l'horizon choisi.

$P_0$  : population de l'année de référence.

$T$  : taux d'accroissement moyen annuel de la population est de 2 %.

$n$  : .intervalle d'année séparent  $P$  et  $P_0$

Il est plus pratique de prendre pour notre étude des différents horizons de temps (à moyen terme et a long terme ) pour l'évaluation de la population et, ainsi , l'estimation rationnelle des différents équipements à projeter.

D'après le plan directeur d'aménagement et de l'urbanisme (PDAU) de la région ,le taux d'accroissement démographique est de  $T=2\%$  par an, le Tableau (II-2) suivant représente les résultats obtenus pour l'évaluation de la population aux différents horizon des zones concernées.

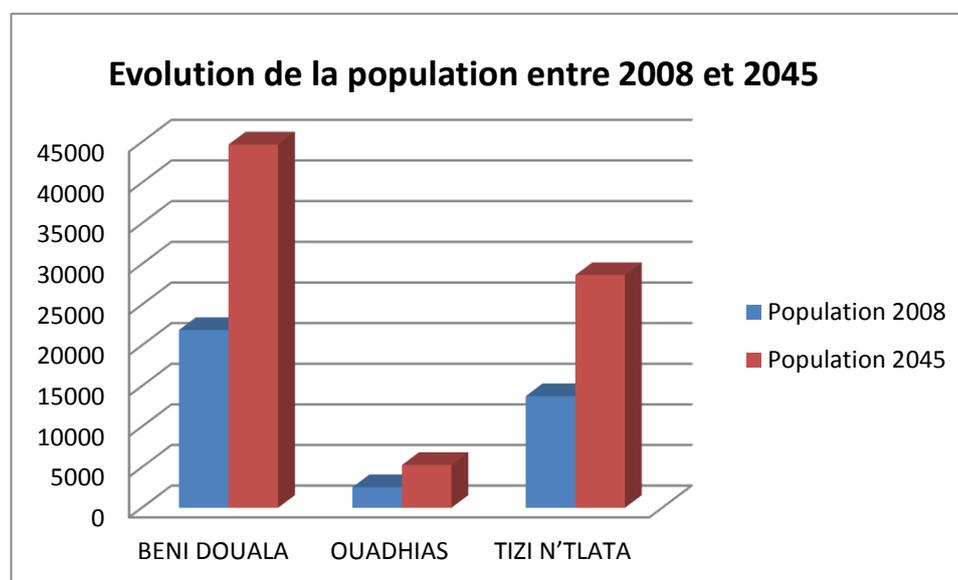
**Tableau (II-2) : Evaluation de la population aux différents horizons.**

Commune	Agglomération	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2015	Nombre d'habitants 2030	Nombre d'habitants 2045
<b>BENI DOUALA</b>	BENI DOUALA	6456	7416	9980	13432
	AIT ALI OUALI	600	689	927	1248
	AIT BOUALI	1200	1378	1855	2496
	TAMAGHOUCHT	1645	1889	2543	3422
	IGHIL HAMOU	400	459	618	832
	AIT IDIR	1600	1837	2473	3329
	AIT MESBAH	3352	3850	5182	6974
	ICHERDIOUEN OUFELA	649	745	1003	1350
	TAGUEMOUNT OUKERROUCHE	2030	2332	3138	4223
	AIT BOUHAYIA BOUADA	659	757	1018	1371
	AIT HLAL+TABOUDRIST	993	1140	1535	2066
	THALA KHELIL	1620	1860	2504	3370
	AMALOU	68	78	105	141
	AGUEMOUNE	50	57	77	104
	Zone Eparses	161	184	248	334
<b>OUADIAS</b>	TAGMOUNT EL DJEDID	2537	2914	3922	5278
<b>TIZI N'TLATA</b>	IGHIL IMOULA	1437	1650	2221	2989
	MEGHZELMAL	676	776	1045	1406
	AIT OUALI	619	711	956	1287
	AIT ABED	1436	1649	2220	2987
	AIT EL HADJ ALI	1377	1581	2128	2865
	TASSOUKIT	2093	2404	3235	4354
	IGHARVIENE	1124	1291	1737	2338
	TADDERT OUFELLA	1840	2113	2844	3828
	IGHIL N'AIT CHILA	1666	1913	2575	3466
	AIT MOUSSA	1500	1723	2318	3121
<b>TOTAL</b>	<b>26</b>	<b>37788</b>	<b>43406</b>	<b>58419</b>	<b>78624</b>

### II-3-2- Etude comparative entre 2008 et 2045

*Tableau (II-3) : Evolution de la population par commune entre 2008 et 2045.*

Commune	Population 2008	Population 2045
<b>BENI DOUALA</b>	21891	44692
<b>OUADHIAS</b>	2537	5278
<b>TIZI N'TLATA</b>	13768	28641
<b>TOTAL</b>	<b>37788</b>	<b>78624</b>



*Figure (II-2): Evolution de la population à l'horizon 2045*

## II-4- Choix de la norme de consommation

### II-4-1- Dotations unitaires domestiques

La norme de consommation, pour une agglomération rurale, est fixée à 125l/j/hab. Vu le manque de la consommation domestique en eau potable, due à l'amélioration du niveau de vie et le progrès d'hygiène, il est nécessaire de majorer la dotation fournie précédemment de 20% comme marge de sécurité, afin d'assurer une bonne distribution à l'horizon.

Cette nouvelle norme sera donc :  $125 + 0.2 \cdot 125 = 150\text{l/j/hab.}$

### II-4-2- Consommation industrielle et équipement

Etant donné l'absence des données fiable sur les volumes effectivement consommées par les établissements industrielles, et la capacité des équipements (étatique, privé). Et sachant que notre zone d'étude s'étale sur des petites agglomérations (petits villages) dont l'attraction industriels est assez faible. Alors dans ce cas :

- Les besoins industrielles sont estimés à 5% des besoins domestiques

$$\text{Besoins industrielles} = Q_{\text{moy.j}}(\text{Besoins domestiques}) \cdot 5\% \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

- Les besoins d'équipements sont estimés à 15% des besoins domestiques

$$\text{Besoins d'équipements} = Q_{\text{my.j}} (\text{Besoins domestiques}) \cdot 15\% \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

## II-5- Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule :

Avec : 
$$Q_{moy,j} = \sum (q * N_i / 1000) \quad [m^3/j] \quad (II-2)$$

**Q<sub>moy.j</sub>** : Consommation moyenne journalière de consommateur en (m<sup>3</sup>/j)

**q** : Dotation moyenne journalière (L/J.hab)

**N<sub>i</sub>** : Nombre de consommateur

## II-6- Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins

### II-6- 1- Besoins domestique

Les besoins domestiques en eau sont détaillés dans le Tableau (II-4) suivant :

Tableau (II-4): Evaluation de la consommation aux différents horizons.

Commune	Agglomération	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2015	Nombre d'habitants 2030	Nombre d'habitants 2045	Dotation (L/J.hab)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)		
							2015	2030	2045
BENI DOUALA	BENI DOUALA	6456	7416	9980	13432	150	1112.387	1497.127	2014.935
	AIT ALI OUALI	600	689	927	1248	150	103.382	139.138	187.262
	AIT BOUALI	1200	1378	1855	2496	150	206.763	278.276	374.523
	TAMAGHOUCHT	1645	1889	2543	3422	150	283.438	381.470	513.409
	IGHIL HAMOU	400	459	618	832	150	68.921	92.759	124.841
	AIT IDIR	1600	1837	2473	3329	150	275.685	371.035	499.364
	AIT MESBAH	3352	3850	5182	6974	150	577.559	777.319	1046.168
	ICHERDIOUEN OUFELA	649	745	1003	1350	150	111.825	150.501	202.555
	TAGUEMOUNT OUKERROUCHE	2030	2332	3138	4223	150	349.775	470.751	633.569
	AIT BOUHAYIA BOUADA	659	757	1018	1371	150	113.548	152.820	205.676
	AIT HLAL+TABOUDRIST	993	1140	1535	2066	150	171.097	230.274	309.918
	THALA KHELIL	1620	1860	2504	3370	150	279.131	375.673	505.606
	AMALOU	68	78	105	141	150	11.717	15.769	21.223
	AGUEMOUNE	50	57	77	104	150	8.615	11.595	15.605
Zone Eparses	161	184	248	334	150	27.741	37.335	50.249	
OUADIAS	TAGMOUNT EL DJEDID	2537	2914	3922	5278	150	437.132	588.323	791.805
TIZI N'TLATA	IGHIL IMOULA	1437	1650	2221	2989	150	247.599	333.236	448.492
	MEGHZELMAL	676	776	1045	1406	150	116.477	156.762	210.981
	AIT OUALI	619	711	956	1287	150	106.655	143.544	193.192
	AIT ABED	1436	1649	2220	2987	150	247.427	333.004	448.180
	AIT EL HADJ ALI	1377	1581	2128	2865	150	237.261	319.322	429.766
	TASSOUKIT	2093	2404	3235	4354	150	360.630	485.360	653.231
	IGHARVIENE	1124	1291	1737	2338	150	193.668	260.652	350.804
	TADDERT OUFELLA	1840	2113	2844	3828	150	317.037	426.690	574.269
	IGHIL N'AIT CHILA	1666	1913	2575	3466	150	287.057	386.340	519.963
AIT MOUSSA	1500	1723	2318	3121	150	258.454	347.845	468.154	
<b>TOTAL</b>	-	<b>37788</b>	<b>43406</b>	<b>58419</b>	<b>78624</b>	-	<b>6510.98</b>	<b>8762.92</b>	<b>11793.73</b>

### II-6-2- Besoins industrielles et équipements

Les besoins industrielles et les besoins des équipements en eau sont déterminés par les deux équations suivantes

$$\text{Besoins d'équipements} = Q_{my,j} (\text{Besoins domestiques}) * 15\% \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$$\text{Besoins industriels} = Q_{moy,j} (\text{Besoins équipements}) * 5\% \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

#### Horizon 2015

2015	Q my,j (m <sup>3</sup> /j)	Besoin d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	Besoin industrielle (m <sup>3</sup> /j)
<b>BENI DOUALA</b>	3701.582	555.237	27.762
<b>OUADHIAS</b>	437.132	65.570	3.278
<b>TIZI N'TLATA</b>	2372.266	355.840	17.792
<b>TOTAL</b>	6510.980	976.647	48.832

#### Horizon 2030

2030	Q my,j (m <sup>3</sup> /j)	Besoin d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	Besoin industrielle (m <sup>3</sup> /j)
<b>BENI DOUALA</b>	4981.842	747.276	37.364
<b>OUADHIAS</b>	588.323	88.248	4.412
<b>TIZI N'TLATA</b>	3192.757	478.914	23.946
<b>TOTAL</b>	8762.922	1314.438	65.722

#### Horizon 2045

2045	Q my,j (m <sup>3</sup> /j)	Besoin d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	Besoin industrielle (m <sup>3</sup> /j)
<b>BENI DOUALA</b>	6704.904	1005.736	50.287
<b>OUADHIAS</b>	791.805	118.771	5.939
<b>TIZI N'TLATA</b>	4297.031	644.555	32.228
<b>TOTAL</b>	11793.739	1769.061	88.453

### II-6-3- La consommation moyenne journalière totale

Les besoins journalières en eau des différentes consommations calculées auparavant pour les différents horizons sont regroupés dans le tableau (II-5) suivant :

*Tableau (II-5) : Récapitulatif des besoins journaliers en eau pour les différents horizons.*

Année	BESOINS (m <sup>3</sup> /j)		
	2015	2030	2045
<b>Commune</b>			
<b>BENI DOUALA</b>	4284.581	5766.482	7760.926
<b>OUADHIAS</b>	505.981	680.983	916.514
<b>TIZI N'TLATA</b>	2745.897	3695.616	4973.813
<b>TOTAL</b>	7536.459	10143.082	13651.253

### II-6-4- Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on envisage une majoration de 20% des besoins totaux journalières à l'horizon de 2045 ; ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal)
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets)
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont dues au type de tuyaux, et à cause de vieillissement du réseau, et des différents équipements hydraulique. Soit à cause de la nature du terrain et de la qualité d'entretien.

*Tableau (II-6) : Majoration de la consommation moyenne journalière aux différents horizons.*

Consommation (m <sup>3</sup> /j)	HORIZON		
	2015	2030	2045
<b>Qmoy.j Totale (m<sup>3</sup>/j)</b>	7536.459	10143.082	<b>13651.253</b>
<b>Qmoy.j majorée (m<sup>3</sup>/j)</b>	9043.750	12171.698	<b>16381.503</b>

D'après le tableau, le débit moyen journalier majoré de 20% pour les localités concernées à l'horizon de 2045 sera : **16381.504 (m<sup>3</sup>/j)**

### II-7- Variation de la consommation

#### II-7-1- Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau quotidienne, n'est pas constante, mais elle varie en présence des maximums et des minimums ; cette variation est caractérisée par des coefficients dits : coefficients d'irrégularité journalière  $K_{max.j}$  et  $K_{min.j}$  sont définis comme suit :

$$K_{max.j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II-3})$$

Et

$$K_{min.j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II-4})$$

D'ou

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \quad (\text{II-5})$$

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

$Q_{max.j}$  : débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année

$Q_{min.j}$  : débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année

$K_{max.j}$ : coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération sa valeur est comprise entre  $1.1 \div 1.3$ . Dans notre étude, on prend  $k_{max.j}=1.2$

$K_{min.j}$ : coefficient d'irrégularité minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération sa valeur est comprise entre  $0.7 \div 0.9$ . Dans notre étude, on prend  $K_{min.j}=0.8$

D'où :

$$Q_{max.j} = 1.2 \times Q_{moy.j} \quad (II-7)$$

$$Q_{min.j} = 0.8 \times Q_{moy.j} \quad (II-8)$$

*Tableau (II-7) : Variation de la consommation moyenne journalière aux différents horizons.*

Consommation (m <sup>3</sup> /j)	2015	2030	2045
<b>Q<sub>moy.j</sub> majorée</b>	9043.75	12171.69	16381.50
<b>Q<sub>max.j</sub></b>	10852.50	14606.03	<b>19657.203</b>
<b>Q<sub>min.j</sub></b>	7235.00	9737.35	13105.20

### II-7-2- Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée ; la consommation en eau potable varie, cette variation caractérisée par les coefficients  $K_{max.h}$  et  $K_{min.h}$ , appelés respectivement :

$K_{max.h}$  : coefficient de consommation maximale horaire

$K_{min.h}$  : coefficient de consommation minimale horaire

Ces coefficients sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{max.h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \quad (II-9)$$

$$K_{min.h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} \quad (II-10)$$

Les résultats de la variation de la consommation horaire aux différents horizons sont détaillés dans le tableau (II-8) suivant :

*Tableau (II-8) : Variation de la consommation horaire aux différents horizons.*

consommation (m <sup>3</sup> /j)	HORIZON		
	2015	2030	2045
<b>Q<sub>moy.j</sub></b>	9043.750	12171.698	16381.503
<b>Q<sub>moy.h</sub></b>	376.822	507.154	682.562
<b>Q<sub>max.j</sub></b>	10852.501	14606.038	<b>19657.203</b>
<b>Q<sub>max.h</sub></b>	452.187	608.584	<b>819.075</b>
<b>Q<sub>min.j</sub></b>	7235	9737.358	13105.202
<b>Q<sub>min.h</sub></b>	301.458	405.723	546.050

Par ailleurs, le coefficient  $K_{max.h}$  est défini comme suit :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II-11)$$

$\alpha_{max}$  : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.1 à 1.3

On prend :  $\alpha_{max} = 1.2$

$\beta_{max}$  : Coefficient dépendant du nombre d'habitant, donnée par le tableau (II-9) ci-dessous :

*Tableau (II-9) : Variation de  $\beta_{max}$  en fonction de nombre d'habitants.*

Nombre d'habitant x1000	<1	1.5	2.5	4.0	6	10	20	30	100	300	>1000
$\beta_{max}$	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1.00

D'après ce tableau, on calcule la valeur de  $\beta_{max}$  par la méthode d'interpolation

## II-8- Bilan Ressource-Besoins

Le bilan hydrique de notre zone d'étude correspond à la différence entre les eaux captées à partir des forages de Bouaid et les besoins en eaux estimées à l'horizon 2045, les sources ne seront pas prises en compte, étant donné leur vulnérabilité face au déficit pluviométrique qui caractérise la région, d'autant plus que les gestionnaires des réseaux d'eaux potables de la commune de Beni Douala confirment que ces sources sont systématiquement sèches pendant la saison estivale.

Dans ce cas le volume d'eau fournie par la station de traitement est le quel avec on renforce notre zone est de :  $19657.203 - 6912 = 12745.203 \text{ m}^3/\text{j}$

## II-9- Conclusion

Ce bilan montre que notre zone d'étude présente un déficit énorme en eau potable, de ce fait on constate aussi que les forages de Buaid existants ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de commune du Beni Douala et ces environs.

C'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation des eaux du barrage de Taksebt qui est la source la plus proche de notre zone d'étude.

Cette nouvelle ressource devra donc couvrir un déficit estimé à **12745.203m<sup>3</sup>/j** soit **147.51 l/s**.

**CHAPITRE III :**  
**LES**  
**RESERVOIRS**

### III-1- Introduction

La commune de Beni Douala et ces environs seront approvisionnées en eau potable à partir de la station de traitement de barrage de Taksebt, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage. Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires qui représentent les réservoirs de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux de distribution.

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

### III-2- Fonctions des réservoirs [4]

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples. Ils interviennent notamment dans :

- ✓ La compensation des écarts entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- ✓ Régulation de la pression.
- ✓ Lutte contre les incendies.
- ✓ Réduction des dépenses d'énergie.

Par conséquent, Ils doivent être :

- ✓ Etanches.
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau.
- ✓ Protégés contre toute contamination de l'eau.
- ✓ Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

### III-3- Caractéristiques du réservoir

Le réservoir doit présenter les caractéristiques suivantes :

- ✓ Etanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites,
- ✓ Résistance contre la pression de l'eau,
- ✓ Résistance pendant une très longue durée contre le contact de l'eau.

### III-4- Emplacement des réservoirs [5]

L'emplacement des réservoirs a pour condition, l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du moment de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau (Figure (III-1)).

Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération pouvant alimenter le point le plus défavorable. D'où, le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie.

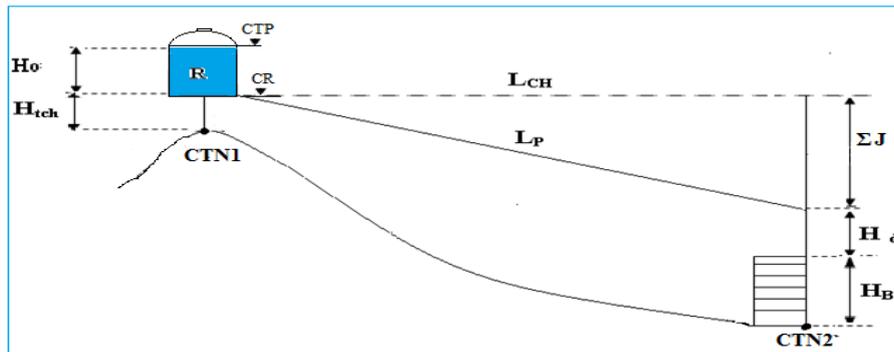


Figure (III-1): Emplacement d'un château d'eau dans une agglomération.

Pour choisir l'emplacement du réservoir, on doit tenir en compte la relation suivante :

$$CR = CTN1 + H_{tch} = H_B + H_d + \Sigma J + CTRN2 \tag{III-1}$$

- Avec:
- $H_o$  : Hauteur d'eau dans le réservoir ;
  - $H_{tch}$  : Hauteur d'élévation ;
  - $CTN1$ : Côte du terrain naturel au niveau de réservoir ;
  - $CTN2$ : Côte du point critique (Côte du terrain naturel) ;
  - $L_{CH}$  : La ligne de charge ;
  - $L_P$  : La ligne piézométrique ;
  - $H_B$  : Hauteur du bâtiment ;
  - $H_d$  : Hauteur demandé ;
  - $\Sigma J$  : Les pertes de charge de réservoir jusqu'au point critique ;
  - $CTP$  : côte de trop-plein ;
  - $CR$  : côte radier.

### III-5- Classification des réservoirs [4]

Les réservoirs sont classés selon certains critères , récapitulés dans le tableau (III-1) suivant :

Tableau (III-1) : Classification des réservoirs.

Nature de classification	Type de réservoirs
- La position par rapport au sol	- Réservoirs enterrés
	- Réservoirs semi-enterrés
	- Réservoirs surélevés
- La forme	- Réservoirs circulaires
	- Réservoirs rectangulaires
	- Réservoirs quelconques
- Le matériau de construction	- Réservoirs métalliques
	- Réservoirs en maçonnerie
	(béton armé ou précontraint)

### III-6- Choix du type de réservoir

Vu le relief très accidenté de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés, pour lesquels:

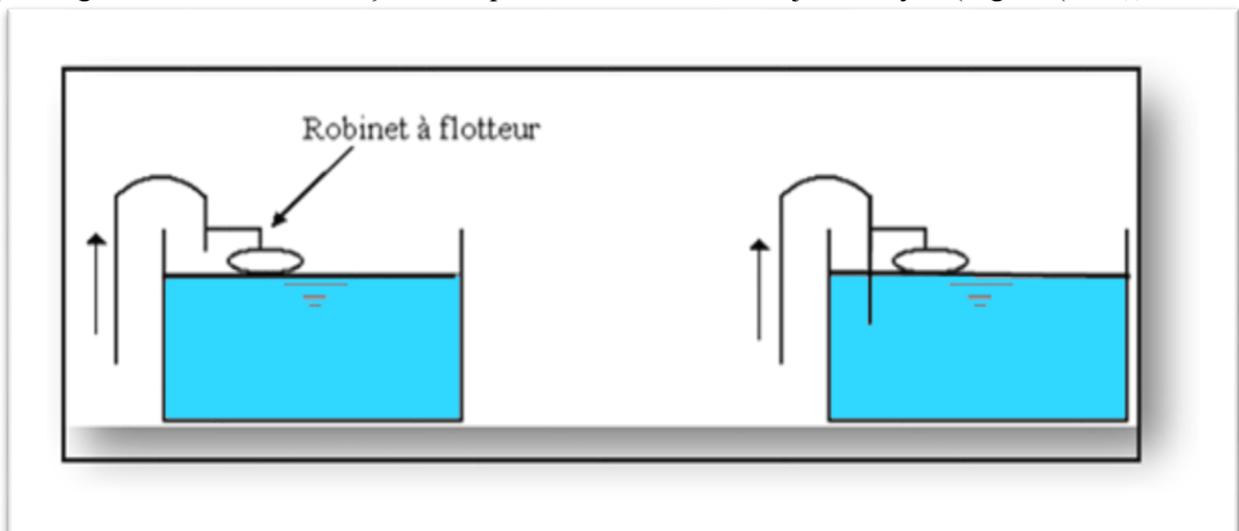
- ✓ L'étude architecturale simplifiée,
- ✓ L'étanchéité est facile à réaliser,
- ✓ Conservation de l'eau à une température constante,
- ✓ Economie sur les frais de construction.

### III-7- Equipements des réservoirs [5]

Les réservoirs sont équipés des systèmes d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi qu'un mécanisme de régulation de capteur de niveau d'eau dans la cuve commandant le fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur (Annexe 01).

#### III-7-1- Conduite d'adduction [4]

L'adduction s'effectue soit par sur verse, avec chute libre (Figure (III-2)), soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée (Figure (III-3)).



**Figure (III-2) :** Adduction avec chute libre.

**Figure (III-3) :** Adduction noyée.

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint, dans la cuve, le niveau maximum.

- ✓ L'obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire.
- ✓ Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par sur verse, avec chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène.

### III-7-2- Conduite de départ ou de distribution [5]

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction des boues ou des sables. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène du vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

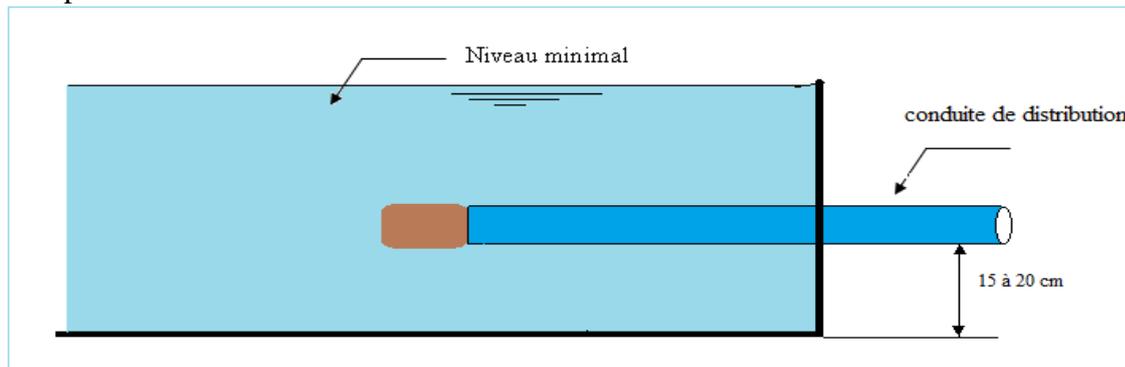


Figure (III-4): Conduite de distribution.

### III-7-3- Conduite du trop-plein [4]

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. Elle débouche sur un exutoire voisin par mesure de précaution d'une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques. Cette conduite, constituée d'un siphon à l'extrémité.

### III-7-4- Conduite de vidange [4]

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir (Figure (III-5)).

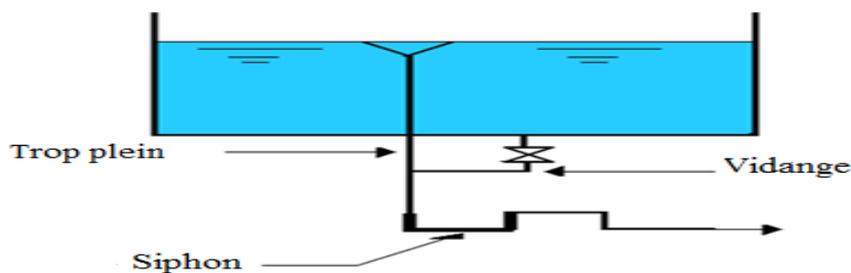


Figure (III-5) : Conduites de trop-plein et vidange.

### III-7-5- By-pass [4]

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la (Figure (III-6)) : en temps normal la vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (3) sont ouvertes et (2) fermée ; en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

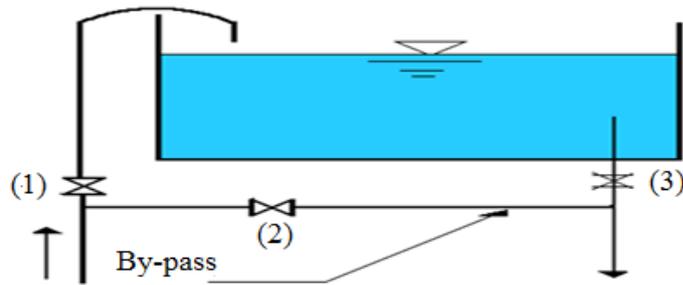


Figure (III-6): By-pass entre l'adduction et distribution.

### III-7-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie [4]

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- ✓ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ✓ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

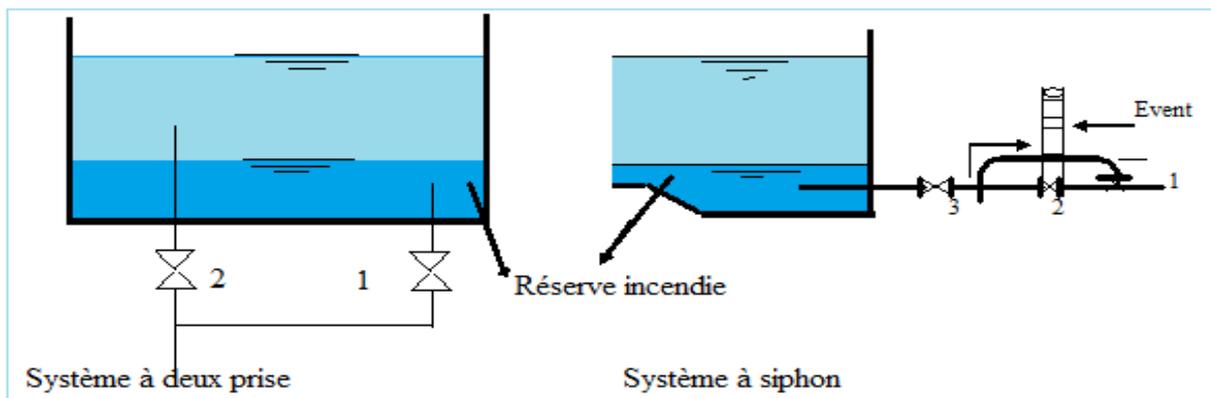


Figure (III-7): Systèmes de l'incendie.

### III-7-7- Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

### III-8- Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- ✓ Isolement et vidange de la cuve
- ✓ Elimination des dépôts sur les parois.
- ✓ Examen et réparation éventuelles des parois.
- ✓ Désinfection à l'aide des produits chlorés.

### III-9- Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part du mode d'adduction, et d'autre part, de la variabilité de la consommation journalière de l'agglomération.

La répartition des débits d'apport se fait sur **24 heures** dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur **20 heures** dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation d'éventuelles pannes et l'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, où le prix d'énergie est élevé.

Le calcul de la capacité se fait par la Méthode analytique.

#### III-9-1- Méthode analytique

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = (P\% \times Q_{\max,j}) / 100 \quad (\text{III-2})$$

Avec :

$V_{\max}$  : Volume maximal du stockage pour la consommation ( $\text{m}^3$ ).

$Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

P% : Résidu maximal dans le réservoir.

#### ➤ Détermination de la valeur de $P_{\max}$

La valeur de  $P_{\max}$  se détermine comme suit :

- Nous avons déterminé précédemment les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max,h}$  pour la zone d'étude à desservir. La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier (Annexe 02).
- On répartit ensuite le débit de pompage le long de la journée (20 heures pour notre cas).
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée ( $P_{\max}$ ) sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| \quad (\text{III-3})$$

Où :

$R^+_{\max}$  : Résidu maximum positif (%).

$R^-_{\max}$  : Résidu maximum négatif (%).

#### III-9-2- Le volume total du réservoir [4]

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à  $120 \text{ m}^3$  (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ ). Le volume total est donc :

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

$V_{\text{total}}$  : Volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{incendie}}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$ ).

✓ **Calcul du Diamètre :**

$H = [3: 6] \text{ m} \rightarrow$  on prend  $H = 4 \text{ m}$  pour les réservoirs dont le volume est inférieur à  $500 \text{ m}^3$  et  $H = 5 \text{ m}$  pour les réservoirs supérieur à  $500 \text{ m}^3$  [4].

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (\text{III-5})$$

✓ **Calcul de la hauteur d'incendie :**

$$\text{On a : } V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{(4 \times V_{\text{inc}})}{(\pi \times D^2)} \quad (\text{III-6})$$

✓ **Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :**

$$H_d = H - H_{\text{inc}} \quad (\text{III-7})$$

**III-9-4- La station de reprise**

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipée d'une station de pompage permettant le renflement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires un temps de 10 à 20 minutes.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max.j}} \times t \quad (\text{III-8})$$

Avec :

- $V_{\text{sr}}$  : Volume de la station de reprise ( $\text{m}^3$ ) ;
- $t$  : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge, en général  $t = (1/4)$  heure ;
- $Q_{\text{max.j}}$  : Débit maximum journalier.

**III-10- Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise**➤ **Partie refoulement****III-10-1- Dimensionnement de la station de reprise STR1**

La station de reprise STR1 implantée à une cote de **175 m**, elle reçoit un débit de  $Q_{\text{maxj}} = 12745.203 \text{ m}^3/\text{j}$ , soit  $Q = 147.514 \text{ l/s}$  par refoulement à partir de la station de traitement de Taksebt pendant 24h. Elle refoule vers la station de reprise STR2 pendant 20h.

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps d'arrêt de pompage qui est de 4 heures.  $t = 4\text{h}$

Les résultats détaillés de dimensionnement sont calculé dans le tableau (III-2) suivant :

Tableau (III-2) : Détermination de la capacité de la station de reprise STR1.

Heur	Apports		Adduction		surplus	Déficit	Résidu
	%	(m <sup>3</sup> /j)	%	(m <sup>3</sup> /j)	%	%	%
00→01	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 0,833
01→02	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 1,667
02→03	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 2,500
03→04	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 3,333
04→05	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 4,167
05→06	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 5,000
06→07	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 5,833
07→08	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 6,667
08→09	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 7,500
09→10	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 8,333
10→11	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 9,167
11→12	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 10,000
12→13	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 10,833
13→14	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 11,667
14→15	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 12,500
15→16	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	- 13,333
16→17	4,167	531,050	—	—	4,167	—	- 9,167
17→18	4,167	531,050	—	—	4,167	—	- 5,000
18→19	4,167	531,050	—	—	4,167	—	- 0,833
19→20	4,167	531,050	—	—	4,167	—	3,333
20→21	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	2,500
21→22	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	1,667
22→23	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	0,833
22→24	4,167	531,050	5	637,260	—	0,833	0,000
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>12745,203</b>	<b>100</b>	<b>12745,203</b>	—	—	—

On aura donc :

$$P_{\%} = | - 13,333 | + | 3,33 | = 16,667 \%$$

$$V_{max} = P_{\%} \times \frac{Q_{max,j}}{100} \longrightarrow 16,667 \times \frac{12745,203}{100} \longrightarrow V_{max} = 2124,201 \text{ m}^3$$

$$V_T = 2124,201 + 120 = 2244,201 \text{ m}^3$$

**Volume total :  $V_T = 2500 \text{ m}^3$**

**Hauteur :  $H = 6 \text{ m}$**

**Diamètre :  $D = 23.03 \text{ m}$**

**$H_{inc} = 0.29 \text{ m}$  et  $H_d = 5.71 \text{ m}$**

La capacité de réservoir projeté est de **2500 m<sup>3</sup>**

### III-10-2- Dimensionnement de la Bâche de la station de reprise STR2

La station de reprise STR2 se situe à une altitude de **410 m**, elle reçoit un débit de  $Q_{\max j} = 12745.203 \text{ m}^3/\text{j}$ , par refoulement à partir de la STR1 pendant 20h, Puis elle refoule vers la station de reprise SR2 pendant 20h. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est  $t = \frac{1}{4} \text{ h}$

Les résultats détaillés de dimensionnement sont calculé dans le tableau (III-3) suivant :

**Tableau (III-3) : Détermination de la capacité de la station de reprise STR2.**

Désignation	Unité	Horizon 2045
<b>Réservoir de transit STR2</b>		
Débit transit	<b>m<sup>3</sup>/h</b>	<b>637.21</b>
Temps de réserve	<b>h</b>	<b>0.25</b>
Capacité calculé	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>159.13</b>
Capacité de réservoir projeté	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>200</b>

### III-10-3- Dimensionnement de la station de reprise STR3

La station de reprise STR3 se situe à une altitude de **601 m**, elle reçoit un débit de  $Q_{\max j} = 12745.203 \text{ m}^3/\text{j}$ , par refoulement à partir de la STR2 pendant 20h.

Puis elle assure un double fonctionnement soit :

✓ Une adduction gravitaire vers les réservoirs R04, R05 et R07 qui assure la distribution pour les habitants des villages suivants : AIT ALI OUALI AIT HLAL+TABOUDRIST TAMAGHOUCHT AIT BOUALI THALA KHELIL de la commune BENI DOUALA dont le nombre d'habitants est de **12605**.

✓ Assure une adduction par refoulement vers le réservoir STR4.

Le tableau de calcul est mentionné sur l'annexe 03 et les résultats de calcul sont les suivant :

$$P_{\%} = | -0,824 | + | 3,297 | = 4.121\%$$

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max j}}{100} \longrightarrow 4.121 \times \frac{12475.203}{100} \longrightarrow V_{\max} = 525,240 \text{ m}$$

$$V_T = 525,240 + 120 = 645.240 \text{ m}^3$$

**Volume total :  $V_T = 700 \text{ m}^3$**

**Hauteur :  $H = 5 \text{ m}$**

**Diamètre :  $D = 13.35 \text{ m}$**

**$H_{inc} = 0.857 \text{ m}$  et  $H_d = 4.143 \text{ m}$**

La capacité de réservoir projeté est de **700m<sup>3</sup>**

### III-10-4- Dimensionnement de la station de reprise STR4

La station de reprise STR4 se situe à une altitude de **745.05 m**, elle reçoit un débit de  $Q_{\max j} = 9593,753 \text{ m}^3/\text{j}$ , par refoulement à partir de la STR3 pendant 20h.

Cette station alimentera le réservoir R03 par gravité qui est destiné à desservir les habitants des deux villages (IGHIL HAMOU et AIT IDIR) de BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **4161 hab**, et assure une adduction par refoulement vers le réservoir R1 de DJOUAD avec un débit de **9093,753 m<sup>3</sup>/j**.

Le tableau de calcul est mentionné sur l'annexe 04 et les résultats de calcul sont les suivant :

$$P_{\%} = |0,696| + |-0,173| = 0.869 \%$$

$$V_{\max} = P_{\%} \times \frac{Q_{\max j}}{100} \longrightarrow 0.869 \times \frac{9593.753}{100} \longrightarrow V_{\max} = 83.321 \text{ m}^3$$

$$V_T = 83.321 + 120 = 203.2 \text{ m}^3$$

**Volume total :  $V_T = 250 \text{ m}^3$**

**Hauteur :  $H = 4 \text{ m}$**

**Diamètre :  $D = 8.92 \text{ m}$**

**$H_{\text{inc}} = 1.92 \text{ m}$  et  $H_d = 2.08 \text{ m}$**

Les calculs nous a conduit à un volume de **250 m<sup>3</sup>**. mais pour des raisons économique on intègre dans notre réseau d'adduction le réservoir de TADDERT OUFELLA existant avec une capacité de **1000 m<sup>3</sup>**.

### III-10-5- Dimensionnement de Réservoir R01 (tête de DJOUAD)

Le réservoir tête de DJOUAD alimentera par gravité le réservoir (R02) de chef lieu de Beni Douala ainsi les réservoirs secondaires existants, associé au reste des villages de la commune de BENI DOUALA et quelques villages de la commune de l'OUADHIAS et de TIZI N' TLATA dont le nombre d'habitants est de **61859 hab**. Les apports de ce réservoir sont alimentés à partir des forages de Bouaid avec un débit de **6912 m<sup>3</sup>/j** et aussi à partir de réservoir STR4 avec un débit de **9093.753 m<sup>3</sup>/j**.

Le tableau de calcul est mentionné sur l'annexe 05 et les résultats de calcul sont les suivant :

$$P_{\%} = |7,58| + |-1,89| = 9.47 \%$$

$$V_{\max} = P_{\%} \times \frac{Q_{\max j}}{100} \longrightarrow 9.47 \times \frac{16005.753}{100} \longrightarrow V_{\max} = 1515.74 \text{ m}^3$$

$$V_T = 1515.74 + 120 = 1635.74 \text{ m}^3$$

La capacité de ce réservoir est de **1635.74 m<sup>3</sup>** donc les deux réservoirs existants (**2×1000m<sup>3</sup>**) sont largement suffisant.

➤ **Partie gravitaire**

### III-10-6- Dimensionnement de Réservoir R02

Ce réservoir alimentera les habitants de chef lieu de BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **13433 hab**, ce qui nous donne :

$$\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1.265$$

$$K_{max.h} = 1,2 \times 1.256 = 1.518 \quad \text{et} \quad Q_{max.j} = 3358,494 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés à l'annexe 06

On aura donc :

$$P\% = | 13 | + | - 6,167 | = 19.167 \%$$

$$V_{max} = P\% \times \frac{Q_{max.j}}{100} \longrightarrow 19.167 \times \frac{3358.494}{100} \longrightarrow V_{max} = 643.711 \text{ m}^3$$

$$V_T = 643.711 + 120 = 763.711 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir calculé est de **800 m<sup>3</sup>**.

La capacité de réservoir existant est de **200 m<sup>3</sup>**

Alors on opte pour un réservoir projeté de **600 m<sup>3</sup>** pour combler le déficit.

**Volume total :  $V_T = 600 \text{ m}^3$**

**Hauteur :  $H = 5 \text{ m}$**

**Diamètre :  $D = 12.36 \text{ m}$**

**$H_{inc} = 1 \text{ m}$  et  $H_d = 4 \text{ m}$**

### III-10-7- Dimensionnement de Réservoir R03

Ce réservoir alimentera les habitants des deux villages (IGHIL HAMOU et AIT IDIR) de la commune du BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **4161 hab**, ce qui nous donne :

$$\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1.49$$

$$K_{max.h} = 1,2 \times 1.49 = 1.8 \quad \text{et} \quad Q_{max.j} = 500 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés à l'annexe 07

On aura donc :

$$P\% = | 16,100 | + | - 6,500 | = 22.60 \%$$

$$V_{max} = P\% \times \frac{Q_{max.j}}{100} \longrightarrow 22.60 \times \frac{500}{100} \longrightarrow V_{max} = 113 \text{ m}^3$$

$$V_T = 113 + 120 = 233 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir existant est de **300 m<sup>3</sup>**, est largement suffisant.

### III-10-8- Dimensionnement de Réservoir R04

Ce réservoir assure une distribution pour les habitants de village de THALA KHELIL de la commune de BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **3371 hab**, ce qui nous donne :

$$\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1.541$$

$$K_{max.h} = 1,2 \times 1.541 = 1.85 \quad \text{et} \quad Q_{max.j} = 842,745 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés à l'annexe 08

On aura donc :

$$P_{\%} = |16,000| + |-6,100| = 22,60 \%$$

$$V_{max} = P_{\%} \times \frac{Q_{max,j}}{100} \longrightarrow 22,60 \times \frac{842,745}{100} \longrightarrow V_{max} = 190,46 \text{ m}^3$$

$$V_T = 190,46 + 120 = 310,46 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir projeté est de **350 m<sup>3</sup>**

**Volume total :  $V_T = 350 \text{ m}^3$**

**Hauteur :  $H = 4 \text{ m}$**

**Diamètre :  $D = 10,55 \text{ m}$**

**$H_{inc} = 1,37 \text{ m}$  et  $H_d = 2,63 \text{ m}$**

### III-10-9- Dimensionnement de Réservoir R 05

Ce réservoir alimentera les habitants de village AIT BOUALI, et assure une adduction pour les deux villages (AIT HLAL+TABOUDRIST) de la commune du BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **4563 hab**, avec un débit :

$$Q_{max,j} = 1140,826 \text{ m}^3/\text{j}$$

On à le nombre de la population est de 2494 habitants pour le village AIT BOUALI, on trouve alors :

$$\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1,60$$

$$K_{max,h} = 1,2 \times 1,60 = 1,92 \quad \text{et} \quad Q_{max,j} = 624,255 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés à l'annexe 09

On aura donc :

$$P_{\%} = |6,093| + |-6,931| = 13,024 \%$$

$$V_{max} = P_{\%} \times \frac{Q_{max,j}}{100} \longrightarrow 13,024 \times \frac{1140,826}{100} = 148,58 \text{ m}^3$$

$$V_{max} = 148,58 \text{ m}^3$$

$$V_T = 148,58 + 120 = 269 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir existant est de **300m<sup>3</sup>** est suffisant.

### III-10-10- Dimensionnement de Réservoir R06

Ce réservoir assure une distribution pour les habitants des deux villages AIT HLAL+TABOUDRIST de la commune de BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **2066 hab**. ce qui nous donne :

$$\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1,686$$

$$K_{max,h} = 1,2 \times 1,686 = 2,02 \quad \text{et} \quad Q_{max,j} = 516,571 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés à l'annexe 10

On aura donc :

$$P_{\%} = |20| + |-9| = 29 \%$$

$$V_{max} = P_{\%} \times \frac{Q_{max,j}}{100} \longrightarrow 29 \times \frac{516,571}{100} \longrightarrow V_{max} = 107,615 \text{ m}^3$$

$$V_T = 149,80 + 120 = 270 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir existant est de **300 m<sup>3</sup>** est suffisant.

**III-10-11- Dimensionnement de Réservoir R07**

Ce réservoir alimentera les habitants de village AIT ALI OUALI, et assure une adduction pour le village TAMAGHOUCTH de la commune du BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **4671 hab**, avec un débit :

$$\mathbf{Q_{max.j} = 1167.878 \text{ m}^3/\text{j}}$$

On à le nombre de la population est de 1248 habitants pour le village AIT ALI OUALI, on trouve alors :

$$\mathbf{\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1.9}$$

$$\mathbf{K_{max.h} = 1.2 \times 1.9 = 2.28 \quad \text{et} \quad Q_{max.j} = 312.128 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés (Annexe11)

On aura donc :

$$P_{\%} = |1.081| + |-10.09| = 11.17 \%$$

$$V_{max} = P_{\%} \times \frac{Q_{max.j}}{100} \longrightarrow 11.17 \times \frac{1167,878}{100} \longrightarrow \mathbf{V_{max} = 135.34 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 130.45 + 120 = 250.45 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir existant est de **250m<sup>3</sup>** est suffisant.

**III-10-12- Dimensionnement de Réservoir R08**

Ce réservoir assure une distribution pour les habitants de village TAMAGHOUCTH de la commune de BENI DOUALA dont le nombre de la population est de **3423 hab**

On à le nombre de la population est de 3423 habitants, on trouve alors :

$$\mathbf{\alpha_{max} = 1,2 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1.538}$$

$$\mathbf{K_{max.h} = 1.2 \times 1.538 = 1.846 \quad \text{et} \quad Q_{max.j} = 855.75 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés (Annexe12)

On aura donc :

$$P_{\%} = |21.1| + |-9| = 30.1 \%$$

$$V_{max} = P_{\%} \times \frac{Q_{max.j}}{100} \longrightarrow 30.1 \times \frac{855.750}{100} \longrightarrow \mathbf{V_{max} = 257.58 \text{ m}^3}$$

$$V_T = 257.58 + 120 = 377.58 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir existant est de **200 m<sup>3</sup>**.

La capacité de réservoir projeté sera de **200 m<sup>3</sup>**.

### III-11- Conclusion

*Tableau (III-4): Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs.*

Ouvrage de stockage	Région d'alimentation	Capacité (m <sup>3</sup> )	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Observation
<b>Réservoir R01 DJOUAD</b>	Adduction vers R02 et les réservoirs secondaire de la BENI DOUALA	2×1000	—	—	Réservoir existant
<b>Réservoir R02</b>	Alimentation de chef lieu du Beni Douala	800	5	12.36	Réservoir existant 200+Réservoir projeté 600
<b>Réservoir R03</b>	Alimentation des villages IGHIL HAMOU et AIT IDIR	250	—	—	Réservoir existant 300
<b>Réservoir R04</b>	Alimentation de village THALA KHELIL	350	4	10.55	Réservoir projeté
<b>Réservoir R05</b>	Adduction vers R06 et distribution vers AIT BOUALI	300	—	—	Réservoir existant
<b>Réservoir R06</b>	Alimentation des villages AIT HLAL+TABOUDRIST	400	—	—	Réservoir existant
<b>Réservoir R07</b>	Adduction vers R08 et Alimentation de village AIT ALI OUALI	250	—	—	Réservoir existant
<b>Réservoir R08</b>	Alimentation de village TAMAGHOUCHT	2*200	4	7.98	Réservoir existant 200+Réservoir projeté 200
<b>Station de reprise STR1</b>	Refouler vers STR2	2500	6	23.03	Station de reprise projetée
<b>Station de reprise STR2</b>	Refouler vers STR3	200	4	7.98	Station de reprise projetée
<b>Station de reprise STR3</b>	Refouler vers STR4, et gravitaire vers R04 et R05 et R07	700	5	13.35	Station de reprise projetée
<b>Station de reprise STR4</b>	Refouler vers le réservoir R01, et gravitaire vers R03	250	—	—	Réservoir 1000 existante (TADDERT OUFELLA)

### **III-11- Conclusion**

Après avoir effectué tous les calculs sur les dimensionnements des réservoirs, et la capacité des réservoirs existants, les résultats sont présentés dans le tableau (III-14) suivant :

**CHAPITRE IV :**

**ADDUCTION**

## IV-1- Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source (rivière, barrage, forage, nappe) vers le réservoir de stockage ou de distribution. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des ouvrages hydrauliques ; selon la topographie du relief à alimenter on distingue deux types d'adduction :

- **L'adduction gravitaire**, où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation.

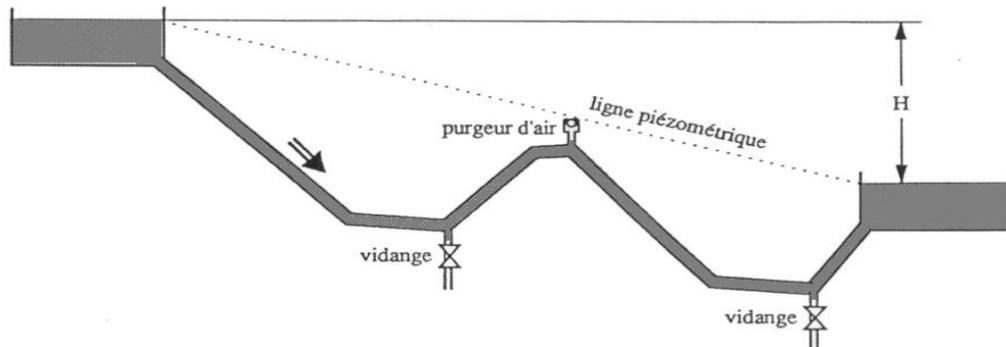


Figure (IV-1): adduction gravitaire.

**L'adduction par refoulement**, où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide des pompes à l'intérieur de station de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir. [4]

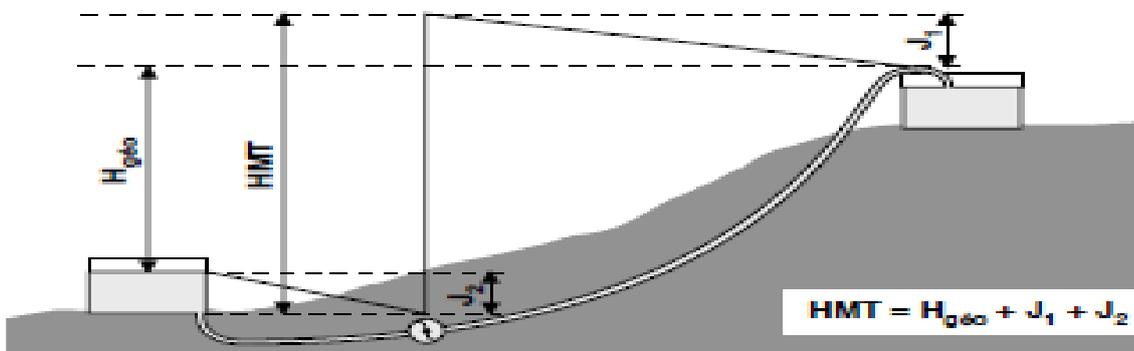


Figure (IV-2) : l'adduction par refoulement.

## IV-2- Choix de tracé

Nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis de point de vue économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux. [4]

### IV-2-1- Conditions techniques

- Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer

### IV-2-2- Conditions économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et plus les frais d'exploitation augmentent, le contraire est vrai.

### IV-2-3- description de schéma d'adduction

Vue la configuration de la zone d'étude, notre schéma d'adduction comportera deux parties, une partie refoulement partant de la station de traitement de Taksebt allant jusqu'au réservoir tête 2\*1000 de Djouad, et une deuxième partie gravitaire qui nous permettra d'alimenter les réservoirs secondaires associés aux différents villages de Beni Douala à partir des deux stations de reprise STR3 et STR4 et le réservoir tête de Djouad.

Les deux parties d'adduction sont détaillées comme suit :

#### ➤ Partie refoulement :

- La station de traitement du Taksebt située à une cote de **94 m**, Elle refoule vers la station de reprise STR1 un débit  $Q_{\max j} = 12745.203 \text{ m}^3/\text{j}$ , avec un **Hmt= 88.5 m** Dans une conduite de 752 m de longueur.
- La station de reprise STR1 implantée à une cote de **175 m**. Elle refoule à son tour vers la station de reprise STR2 avec le même débit dans une conduite de 3651 m de longueur.
- La station de reprise STR2 implantée à une altitude de **410 m**, refoule vers la station de reprise STR3 dans une conduite de longueur 2090 m
- La station de reprise STR3 implantée à une altitude de **601 m**, elle reçoit un débit de  $Q_{\max j} = 12745.203 \text{ m}^3/\text{j}$ , par refoulement à partir de la STR2. Puis Elle refoule vers la station de reprise STR4 avec un débit de  $9\,593,753 \text{ m}^3/\text{j}$  dans une conduite de longueur 2440m.
- La station de reprise STR4 se situe à une altitude de **745.05 m**, assure une adduction par refoulement vers le réservoir R1 de DJOUAD situé à 883 m d'altitude, dans une conduite de 2933m de longueur.

#### ➤ Partie gravitaire :

- Le réservoir tête de DJOUAD alimentera :
  - ✓ le réservoir (R02) situé à **860 m** d'altitude qui assure une distribution pour les habitants de chef lieu de Beni Douala avec une conduite de 1801m de longueur.
  - ✓ et les réservoirs secondaires existants associés aux restes des villages.
- La station de reprise STR4 alimente le réservoir R03 situé à **660 m** d'altitude qui assure une distribution pour les habitants d'IGHIL HAMOU et AIT IDIR, dans une conduite de 1194 m de longueur.
- La station de reprise STR3 alimente :
  - ✓ le réservoir R04 situé à **520.73 m** d'altitude qui assure une distribution pour les habitants de THALA KHELIL, dans une conduite de 770 m de longueur.
  - ✓ le réservoir R05 situé à **579.3m** d'altitude qui assure une distribution pour les habitants de AIT BOUALI, dans une conduite de 345.74m de longueur. et qui assure lui-même une adduction vers R06 situé à **450.41 m** d'altitude qui alimente les habitants des villages AIT HLAL+TABOUDRIST
  - ✓ le réservoir R07 situé à **570 m** d'altitude qui assure une distribution pour les habitants d'AIT ALI OUALI, dans une conduite de 505 m de longueur. et qui assure lui-même une adduction vers R08 situé à **407.31 m** d'altitude qui assure lui aussi la distribution aux habitants de village TAMAGHOUCHT.

### IV-3- Choix du type des conduites

Le choix est fondé sur des critères d'ordre techniques et économique : le diamètre, la Pression du service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché. Parmi les conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte, en acier et en béton ainsi que les conduites en polyéthylène. [4]

#### A) Partie refoulement

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile** pour la partie refoulement vu les avantages qu'elle présente [7] :

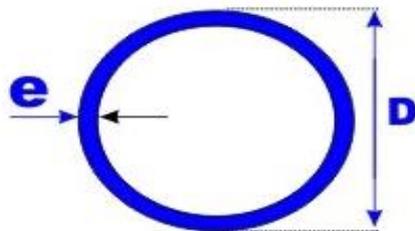
- Résistance aux pressions élevées, Très rigides et solides.
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bar pour les conduites ne dépassant pas 300mm de diamètre, et 45 bar pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm, et 30 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur à 600 mm.
- Bonne résistance aux forces intérieures.
- Assurer une longévité, à condition qu'elles soient bien entretenir.
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccords et de joints.
- Disponible sur le marché national.

#### B) Partie gravitaire

Et le **PEHD** pour la partie gravitaire qui répond aux objectifs recherchés, Les raisons d'utilisation du polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles [7] :

- Facilité de poser (grande flexibilité).
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Disponibilité sur le marché national (produit locale).
- Une rugosité très faible.
- Meilleure résistance aux contraintes (chocs, écrasement, déplacement du terrain).

**Remarque :** Dans les tuyaux d'adduction d'eau en polyéthylène (PEHD) on donne plutôt le diamètre extérieur auquel il faut retrancher deux fois l'épaisseur pour avoir le diamètre intérieur.



**Figure (IV-3) :** Coupe verticale d'une conduite en PEHD

Avec :

- e : épaisseur du tube en mm
- D : diamètre extérieur du tube en mm.

## IV-4- Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite. Le choix de ce dernier repose sur deux critères.

- Techniquement le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'investissement (frais d'exploitation + frais amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

### IV-4-1- Calcul de diamètre économique (Partie refoulement)

#### IV-4-1-1- Calcul de diamètre

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites, on utilise les deux formules approchées suivantes :

- **Formule de BRESS :**

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

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

On prendra tous les diamètres compris entre D<sub>N1</sub> et D<sub>N2</sub>.

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5m/s** et **1.5 m/s**

#### IV-4-1-2- Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- Q : Débit transitant dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).
- D : Diamètre de la conduite (m).

#### IV-4-1-3- Calcul des pertes de charge

##### A) Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- Diamètre D de la conduite.
- Débit Q.
- La rugosité hydraulique K<sub>s</sub>, exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L.

Les pertes de charge linéaire se déterminent par la formule de DARCY selon :

$$J_1 = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV-4})$$

$\lambda$ : Coefficient de perte de charge linéaire.

D : diamètre de la conduite [m]

L : longueur du tronçon considéré [m]

V : vitesse moyenne d'écoulement.

$J_1$  : pertes de charges linéaires [m/m].

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule de COLEBROOK-WHITE selon :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{K_s}{3,71 D} \right] \quad (\text{IV-5})$$

$Re$  : nombre de Reynolds, est calculé comme suit :

$$Re = \frac{V D}{\nu} \quad (\text{IV-6})$$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 t + 0,000221 t^2)} \quad (\text{IV-7})$$

Avec : t : température de l'eau en degré ; a t = 20°C :  $\nu = 0,01$  Stocks =  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

- Pour les tubes en PEHD :

$$K_s = 0.01 \quad \text{si } D \leq 200 \text{ mm,}$$

$$K_s = 0.02 \quad \text{si } D > 200 \text{ mm,}$$

- Pour la fonte ductile :

$$K_s = 0,15 \text{ mm.} [7]$$

### B) Perte de charges singulières

- Elles sont occasionnées par les singularités et différents accessoires de la conduite (coudes, vannes, clapets,...). Sont estimées :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$J_s = 0,1 J_1 \quad (\text{IV-8})$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$J_s = 0,15 J_1 \quad (\text{IV-9})$$

### C) Perte de charge totale

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; donc on aura :

- Pour le PEHD :

$$J_t = 1,1 J_1 \quad (\text{IV-10})$$

- Pour la fonte ductile :

$$J_t = 1,15 J_1 \quad (\text{IV-11})$$

**IV-4-1-4- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)**

La hauteur manométrique totale est la valeur de l'énergie à communiquer à l'eau pour accomplir le refoulement de la source vers le réservoir de stockage. Elle s'exprime en mètre colonne d'eau (m.c.e) selon la formule :

$$\mathbf{Hmt} = \mathbf{H_g} + \mathbf{J_a} + \mathbf{J_r} \quad (\text{IV-12})$$

$H_g$  : la hauteur géométrique en (m)

$J_a$  : perte de charge à l'aspiration en (m)

$J_r$  : pertes de charges au refoulement en (m)

**IV-4-1-5- Puissance absorbée par la pompe**

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

$$\mathbf{P} = \frac{\mathbf{g \cdot Q \cdot Hmt}}{\eta} \quad [\mathbf{kW}] \quad (\text{IV-13})$$

$\eta$  : Rendement de la pompe en (%).

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

$g$ : pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>).

**IV-4-1-6- Energie consommée par la pompe**

$$\mathbf{E} = \mathbf{P} * \mathbf{t} * \mathbf{365} \quad [\mathbf{kwh}] \quad (\text{IV-14})$$

$t$ : c'est le temps de pompage par jour en (heur) ; dans cas  $t = 20$  h pour évite les heures de forte tarification et permettre l'entretien et le refroidissement des moteurs.

$P$  : puissance de la pompe en (Kw).

**IV-4-1-7- Frais d'exploitation**

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

$$\mathbf{F_{exp}} = \mathbf{E} * \mathbf{e} \quad [\mathbf{DA}] \quad (\text{IV-15})$$

$E$  : énergie consommée par la pompe en [KWh]

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

**IV-4-1-8- Frais d'amortissement**

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

$$\mathbf{F_{am}} = \mathbf{P_r} * \mathbf{A} \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

$P_r$  : prix de la conduite en (DA) (voir annexe 13, 14, 15)

$A$  : amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{A} = \frac{\mathbf{i}}{(\mathbf{i}+1)^{\mathbf{n}} - 1} + \mathbf{i} \quad (\text{IV-17})$$

D' Ou :

$i$ : taux d'annuité annuel,  $i = 8\%$

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

Donc :  $A = 0.089$

$$\mathbf{F_{am}} = 0.089 * \mathbf{P_r} \quad (\text{IV-18})$$

#### IV-4-2- Calcul de diamètre économique (Partie gravitaire)

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre  $V_{\min}$  et  $V_{\max}$  telle que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V_{\max}}} \quad (\text{IV-19})$$

Et :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V_{\min}}} \quad (\text{IV-20})$$

Avec :

- ✓  $V_{\min}$  : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.
- ✓  $V_{\max}$  : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.
- ✓  $D_{\min}$  : Diamètre minimal de la conduite en (m).
- ✓  $D_{\max}$  : Diamètre maximal de la conduite en (m).
- ✓  $Q$  : Débit que doit transiter la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

### IV-5- Equipement de l'adduction [8]

#### IV-5-1- Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de répartition ou autres.

##### A) Robinets-vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm.

##### B) Vanne papillons

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

##### C) Robinet de vidange

Ce sont des robinets placés aux points le plus bas de canalisation pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoin. Ces robinets doit être facilement accessibles

#### IV-5-2- Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation l'air contenu dans les conduites. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. [8]



*Figure (IV-4) : ventouse.*

#### **IV-5-3- Les clapets anti retour**

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).



*Figure (IV-5) : clapet anti retour.*

#### **IV-5-4- Les crépines**

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.

## IV-6- Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

### IV-6-1- Dimensionnement de l'adduction partie refoulement

#### IV-6-1-1- Tronçon (Station de Traitement) → (STR1)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.1475 \text{ m}^3/\text{S}$
- Longueur  $L = 752 \text{ m}$
- Cote du radier de la STR  $C_R = 94 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de la STR1  $C_{TP} = 180 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur géométrique  $H_g$   $H_g = C_{TP} - C_R$   
 $H_g = 180 - 94 = 86 \text{ m}$

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{\text{BONNIN}} = 0.384 \text{ m}$
- $D_{\text{BRESS}} = 0.576 \text{ m}$

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN45) sont : 350mm, 400mm, 450mm, 500mm ,600mm.

*Tableau (IV-1) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon S Tr→STR1.*

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0.35	0.1475	1.534	752	536902.361	0,01645	4,875	86	90,875
0.40	0.1475	1.174	752	469789.566	0,01693	2,461	86	88,461
0.45	0.1475	0.928	752	417590.725	0,01678	1,354	86	87,354
0.50	0.1475	0.752	752	375831.653	0,01671	0,796	86	86,796
0.60	0.1475	0.522	752	313193.044	0,01667	0,319	86	86,319

*Tableau (IV-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon S Tr→STR1.*

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (mm)	P (KW)	E (KW.h)	Prix du (KW.h)	Frais D'exp (DA)
0,35	0,148	90,823	188,377	1650181,17	4,67	7706346,04
0,4	0,148	88,461	183,478	1607265,34	4,67	7505929,12
0,45	0,148	87,354	181,182	1587155,24	4,67	7412014,97
0,5	0,148	86,796	180,025	1577018,63	4,67	7364676,98
0,6	0,148	86,319	179,036	1568355,25	4,67	7324219,04

*Tableau (IV-3) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon S Tr→STR1.*

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais D'amort (DA)
0,35	752	8750	6580000	0,089	585620
0,4	752	11000	8272000	0,089	736208
0,45	752	15300	11505600	0,089	1023998,4
0,5	752	19600	14739200	0,089	1311788,8
0,6	752	20300	15265600	0,089	1358638,4

**Tableau (IV-4) : Calcul de bilan du tronçon S Tr→STR1.**

D(m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
0.35	1.534	7706346,04	585620	8291966,04
<b>0.4</b>	<b>1.174</b>	<b>7505929,12</b>	<b>736208</b>	<b>8242137,12</b>
0.45	0.928	7412014,97	1023998,4	8436013,37
0.5	0.752	7364676,98	1311788,8	8676465,78
0.6	0.522	7324219,04	1358638,4	8682857,44

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.400$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 1.174$  m/s.

#### IV-6-1-2- Tronçon (STR1) → (STR2)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.177$  m<sup>3</sup>/S
- Longueur  $L = 3651$  m
- Cote du radier de la SR1  $C_{STR1} = 175$  m (Départ)
- Cote du trop plein de la SR2  $C_{STR2} = 414$  m (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hg  $Hg = SR2 - SR1$   
 $Hg = 414 - 175 = 239$  m

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{BONNIN} = 0.421$  m
- $D_{BRESS} = 0.631$  m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile(PN45) sont : 400mm, 450mm, 500mm, 600mm.

**Tableau (IV-5): Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon (STR1) → (STR2).**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	L(m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hg(m)	Hmt (m)
0.4	0.177	1.409	3651	563747,479	0,0158	16,806	239	255,806
0.45	0.177	1.113	3651	501108,87	0,0166	9,769	239	248,769
0.5	0.177	0.902	3651	450997,983	0,0165	5,729	239	244,729
0.6	0.177	0.626	3651	375831,653	0,0164	2,289	239	241,289

**Tableau (IV-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon (STR1) → (STR2).**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (mm)	P (KW)	E (KW.h)	Prix du (KW.h)	Frais D'exp (DA)
0.4	0.177	255,806	634,595	4632544,94	4,67	21633984,8
0.45	0.177	248,769	617,136	4505090,97	4,67	21038774,9
0.5	0.177	244,729	607,114	4431931,83	4,67	20697121,6
0.6	0.177	241,289	598,580	4369634,12	4,67	20406191,3

**Tableau (IV-7) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon (STR1) → (STR2).**

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais D'amor (DA)
0.4	3651	11000	40161000	0,089	3574329,0
0.45	3651	15300	55860300	0,089	4971566,7
0.5	3651	19600	71559600	0,089	6368804,4
0.6	3651	20300	74115300	0,089	6596261,7

**Tableau (IV-8) : Calcul de bilan du tronçon (STR1) → (STR2).**

D(m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
0.4	1.409	21633984,8	3574329,0	25208313,85
0.45	1.113	21038774,9	4971566,7	26010341,55
0.5	0.902	20697121,6	6368804,4	27065926,02
0.6	0.626	20406191,3	6596261,7	27002453,04

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.400$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 1.409$  m/s.

**V-6-1-3- Tronçon (STR2) →(STR3)**➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit  $Q = 0.177$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 2090$  m
- Cote du radier de la SR2  $C_{STR2} = 410$  m (Départ)
- Cote du trop plein de la SR3  $C_{STR3} = 605$  m (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hg  $Hg = C_{SR3} - C_{SR2}$   
 $Hg = 605 - 410 = 195$  m

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{BONNIN} = 0.421$  m
- $D_{BRESS} = 0.631$  m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN45) sont : 400mm, 450mm, 500mm, 600mm.

**Tableau (IV-9) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR2→STR3.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hg(m)	Hmt (m)
0.4	0.177	1,409	2090	563747,479	0,0158	9,621	195	204,621
0.45	0.177	1,114	2090	501108,87	0,0166	5,592	195	200,592
0.5	0.177	0,902	2090	450997,983	0,0165	3,279	195	198,279
0.6	0.177	0,626	2090	375831,653	0,0164	1,310	195	196,310

**Tableau (IV-10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR2→STR3.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (mm)	P (KW)	E (KW.h)	Prix du (KW.h)	Frais D'exp (DA)
<b>0,4</b>	0,177	204,621	507,616	3705594,35	4,67	17305125,6
<b>0,45</b>	0,177	200,592	497,621	3632633,85	4,67	16964400,1
<b>0,5</b>	0,177	198,279	491,884	3590754,2	4,67	16768822,1
<b>0,6</b>	0,177	196,310	486,999	3555092,13	4,67	16602280,2

**Tableau (IV-11) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR2→STR3.**

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais D'amort(DA)
<b>0,4</b>	2090	11000	22990000	0,089	2046110,0
<b>0,45</b>	2090	15300	31977000	0,089	2845953,0
<b>0,5</b>	2090	19600	40964000	0,089	3645796,0
<b>0,6</b>	2090	20300	42427000	0,089	3776003,0

**Tableau (IV-12) : Calcul de bilan du tronçon STR2→STR3.**

D(m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
<b>0.4</b>	<b>1,409</b>	<b>17305125,6</b>	<b>2046110,0</b>	<b>19351235,62</b>
<b>0,45</b>	1,114	16964400,1	2845953,0	19810353,09
<b>0,5</b>	0,902	16768822,1	3645796,0	20414618,10
<b>0,6</b>	0,626	16602280,2	3776003,0	20378283,25

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.400$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 1.409$  m/s.

#### IV-6-1-4- Tronçon (STR3) →(STR4)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.133$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 2440$  m
- Cote du radier de la SR2  $C_{STR3} = 601$  m (Départ)
- Cote du trop plein de la SR3  $C_{STR4} = 750$  m (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hg  $Hg = C_{SR4} - C_{SR3}$   
 $Hg = 750 - 601 = 149$  m

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{BONNIN} = 0.365$  m
- $D_{BRESS} = 0.548$  m

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN45) sont : 3500mm, 400mm, 450mm, 500mm.

**Tableau (IV-13) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR3→STR4.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hg(m)	Hmt (m)
<b>0,35</b>	0.133	1,386	149	484973,865	0,0173	13,539	149	162,539
<b>0,4</b>	0.133	1,061	149	424352,132	0,0171	6,863	149	155,863
<b>0,45</b>	0.133	0,838	149	377201,895	0,0169	3,781	149	152,781
<b>0,5</b>	0.133	0,679	149	339481,706	0,0169	2,224	149	151,224

**Tableau (IV-14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR3→STR4.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (mm)	P (KW)	E (KW.h)	Prix du (KW.h)	Frais D'exp (DA)
<b>0,35</b>	0.133	162,539	303,519	2215685,06	4,67	10347249,2
<b>0,4</b>	0.133	155,863	291,051	2124671,54	4,67	9922216,11
<b>0,45</b>	0.133	152,781	285,296	2082657,44	4,67	9726010,24
<b>0,5</b>	0.133	151,224	282,390	2061444,78	4,67	9626947,1

**Tableau (IV-15) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR3→STR4.**

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais D'amort (DA)
<b>0,35</b>	2440	8 750	21 350 000	0,089	1900150,0
<b>0,4</b>	2440	11 000	26 840 000	0,089	2388760,0
<b>0,45</b>	2440	15 300	37 332 000	0,089	3322548,0
<b>0,5</b>	2440	19 600	47 824 000	0,089	4256336,0

**Tableau (IV-16) : Calcul de bilan du tronçon STR3→STR4.**

D(m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
<b>0,35</b>	<b>1,386</b>	<b>10347249,2</b>	<b>1900150,0</b>	<b>19351235,62</b>
<b>0,4</b>	1,061	9922216,11	2388760,0	19810353,09
<b>0,45</b>	0,838	9726010,24	3322548,0	20414618,10
<b>0,5</b>	0,679	9626947,1	4256336,0	20378283,25

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.350$  m, avec une vitesse acceptable  $V = 1.386$  m/s.

#### IV-6-1-5- Tronçon (STR4) → (R01 DJOUAD)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.126$  m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L = 2933$  m
- Cote du radier de la STR4  $C_{STR4} = 745$  m (Départ)
- Cote du trop plein de R01  $C_{R01} = 888.5$  m (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hg  $Hg = C_{R01} - C_{STR4}$   
 $Hg = 888.5 - 745 = 143.5$  m

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{\text{BONNIN}} = 0.355 \text{ m}$
- $D_{\text{BRESS}} = 0.533 \text{ m}$

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile (PN45) sont : 350mm, 400mm, 450mm, 500mm.

*Tableau (IV-17) : Calcul de la hauteur manométrique total Hmt du tronçon STR4→R01.*

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hg(m)	Hmt (m)
<b>0,35</b>	0.126	1,313	143.5	459698,362	0,0173	14,685	143,5	158,185
<b>0,4</b>	0.126	1,006	143.5	402236,067	0,0171	7,441	143,5	150,941
<b>0,45</b>	0.126	0,795	143.5	357543,171	0,0170	4,102	143,5	147,602
<b>0,5</b>	0.126	0,644	143.5	321788,854	0,0170	2,415	143,5	145,915

*Tableau (IV-18) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR4→R01.*

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt (mm)	P (KW)	E (KW.h)	Prix du (KW.h)	Frais D'exp (DA)
<b>0,35</b>	0,126	158,185	279,993	2043945,54	4,67	9545225,66
<b>0,4</b>	0,126	150,941	267,171	1950346,67	4,67	9108118,93
<b>0,45</b>	0,126	147,602	261,261	1907207,49	4,67	8906658,99
<b>0,5</b>	0,126	145,915	258,274	1885401,88	4,67	8804826,78

*Tableau (IV-19) : Calcul des frais d'amortissements du tronçon STR4→R01.*

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais D'amorti (DA)
<b>0,35</b>	2933	8 750	25 663 750	0,089	2284073,75
<b>0,4</b>	2933	11 000	32 263 000	0,089	2871407,00
<b>0,45</b>	2933	15 300	44 874 900	0,089	3993866,10
<b>0,5</b>	2933	19 600	57 486 800	0,089	5116325,20

*Tableau (IV-20) : Calcul de bilan du tronçon STR4→R01.*

D(m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
<b>0,35</b>	<b>1,313</b>	<b>9545225,66</b>	<b>2284073,75</b>	<b>11829299,41</b>
<b>0,4</b>	1,006	9108118,93	2871407,00	11979525,93
<b>0,45</b>	0,795	8906658,99	3993866,10	12900525,09
<b>0,5</b>	0,644	8804826,78	5116325,20	13921151,98

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 0.350 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable  $V = 1.313 \text{ m/s}$ .

### IV-6-2- Dimensionnement de l'adduction partie gravitaire

#### IV-6-2-1- Tronçon DJOUAD(R01) → BENI DOUALA (R02)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit	Q = 0.0389 m <sup>3</sup> /s
- Longueur	L = 1801 m
- Cote du radier de R01	C <sub>R01</sub> = 883.5 m (Départ)
- Cote du trop plein de R02	C <sub>R02</sub> = 865m (Arrivée)
- La hauteur disponible Hd	Hd = C <sub>R01</sub> - C <sub>R02</sub>
	Hd = 883.5-865 = 18.5m

##### ➤ Calcul du diamètre

- D<sub>min</sub> = 0,1573m
- D<sub>max</sub> = 0,3147m

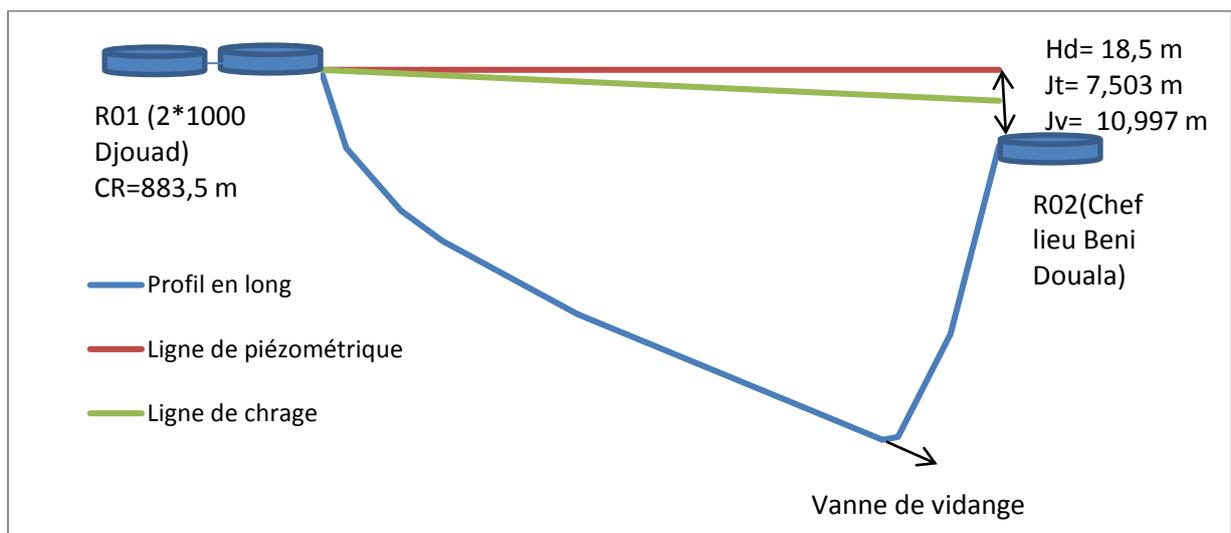
Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) est : 176.2 mm, 220.4mm, 312 .6 mm

*Tableau (IV-21) : Calcul des pertes charge total Jt du tronçon R01→R02.*

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L(m)	Re	Λ	Jt (m)	Hd(m)	Jv(m)
<b>0,1762</b>	0,0389	1,595	1801	281031,676	0,0151	21,992	18,5	-3,492
<b>0,2204</b>	<b>0,0389</b>	<b>1,019</b>	<b>1801</b>	<b>224672,329</b>	<b>0,0158</b>	<b>7,503</b>	<b>18,5</b>	<b>10,997</b>
<b>0,3126</b>	0,0389	0,507	1801	158406,21	0,0169	1,402	18,5	17,098

- ✓ On optera pour un diamètre de **220.4 mm** et **Jt= 7,503 m** est inférieure à **Hd =18.5 m**, avec une vitesse acceptable de **1,019m/s**.
- ✓ Sachant que :  $J_v = H_d - J_t$
- ✓ Pour que l'eau arrive au réservoir R02, il faut que :  $J_t \leq H_d \rightarrow H_d - J_t \geq 0 \rightarrow J_v \geq 0$
- ✓ Le cas le plus favorable est lorsque  $J_t = H_d \rightarrow J_v=0$ : veut dire que les pertes de charges dans la conduite seront égale à la hauteur disponible produite par la hauteur géométrique.

La figure suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil



*Figure (IV-6) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le tronçon R01→R02.*

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 220.4mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul les pertes de charge créée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t$$

$$J_v = 18.5 - 7.503 = \mathbf{10.997m}$$

- Calcul le coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\epsilon = 10.997 \times \frac{2 \times 9.81}{1.019^2} = \mathbf{207.629}$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = \mathbf{61.41^\circ}$ .

#### IV-6-2-2- Tronçon STR4 → AIT IDIR+IGHIL HAMOU (R03)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.0058 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 1194 \text{ m}$
- Cote du radier de la STR4  $C_{STR4} = 745.05 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de R03  $C_{R03} = 664 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur disponible  $H_d = C_{STR4} - C_{R03}$   
 $H_d = 745.05 - 665 = 81.05 \text{ m}$

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{\min} = 0,061 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0,121 \text{ m}$

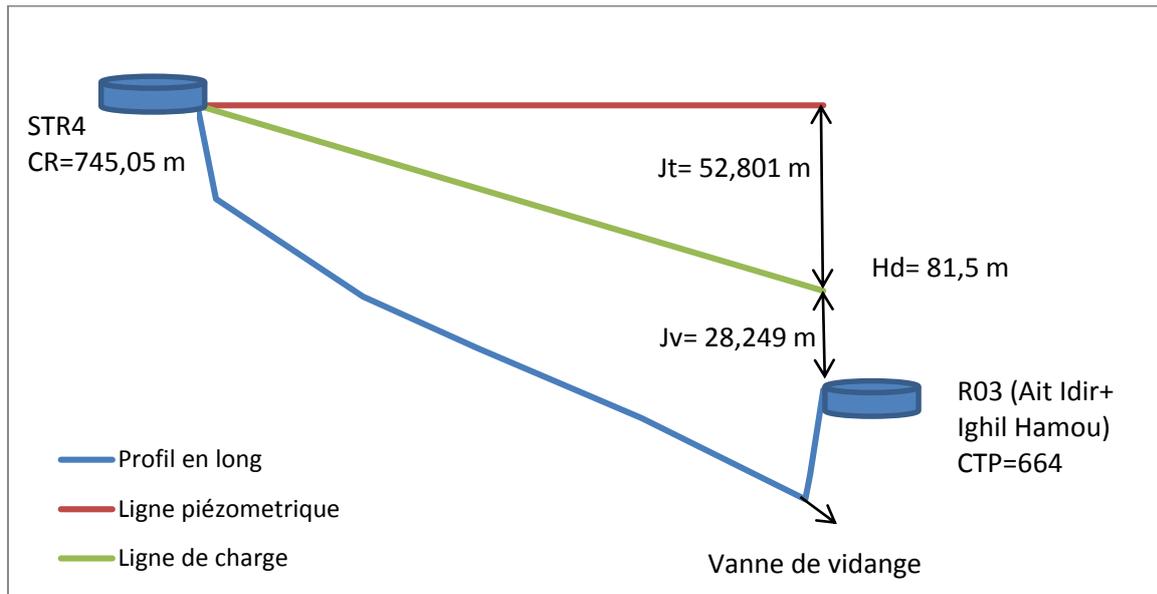
Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) sont : 66mm, 79.2mm, 96.8mm, 110.2mm.

*Tableau (IV-22) : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon STR4→R03.*

D (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L(m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hd (m)	Jv (m)
<b>0,066</b>	<b>0.0058</b>	<b>1,692</b>	<b>1194</b>	<b>111697,299</b>	<b>0,01818</b>	<b>52,801</b>	<b>81,05</b>	<b>28,249</b>
<b>0,0792</b>	0.0058	1,175	1194	93081,0821	0,01842	21,510	81,05	59,540
<b>0,0968</b>	0.0058	0,787	1194	76157,249	0,01942	8,313	81,05	72,737
<b>0,1102</b>	0.0058	0,607	1194	66896,7487	0,02007	4,493	81,05	76,557

- ✓ On optera pour un diamètre de **66 mm** et  $J_t = \mathbf{52,801 \text{ m}}$  est inférieure à  $H_d = \mathbf{81.05 \text{ m}}$ , avec une vitesse acceptable de **1,692m/s**.

La figure suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil



**Figure (IV-7) :** ligne de charge et ligne piézométrique pour le tronçon STR4→R03.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 66 mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul les pertes de charge créée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t$$

$$J_v = 81,05 - 52,801 = \mathbf{28,249\text{m}}$$

- Calcul le coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\epsilon = 28,249 \times \frac{2 \times 9,81}{1,692^2} = \mathbf{193,51}$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = \mathbf{61,24}$ .

#### IV-6-2-3- Tronçon STR3 → Réservoir THALA KHELIL (R04)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0,00975 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 770 \text{ m}$
- Cote du radier de la STR3  $C_{STR3} = 601 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de R03  $C_{R04} = 524,73\text{m}$  (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hd  $H_d = C_{STR3} - C_{R04}$   
 $H_d = 601 - 524,73 = 76,27\text{m}$

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{\min} = 0,0788 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0,1576 \text{ m}$

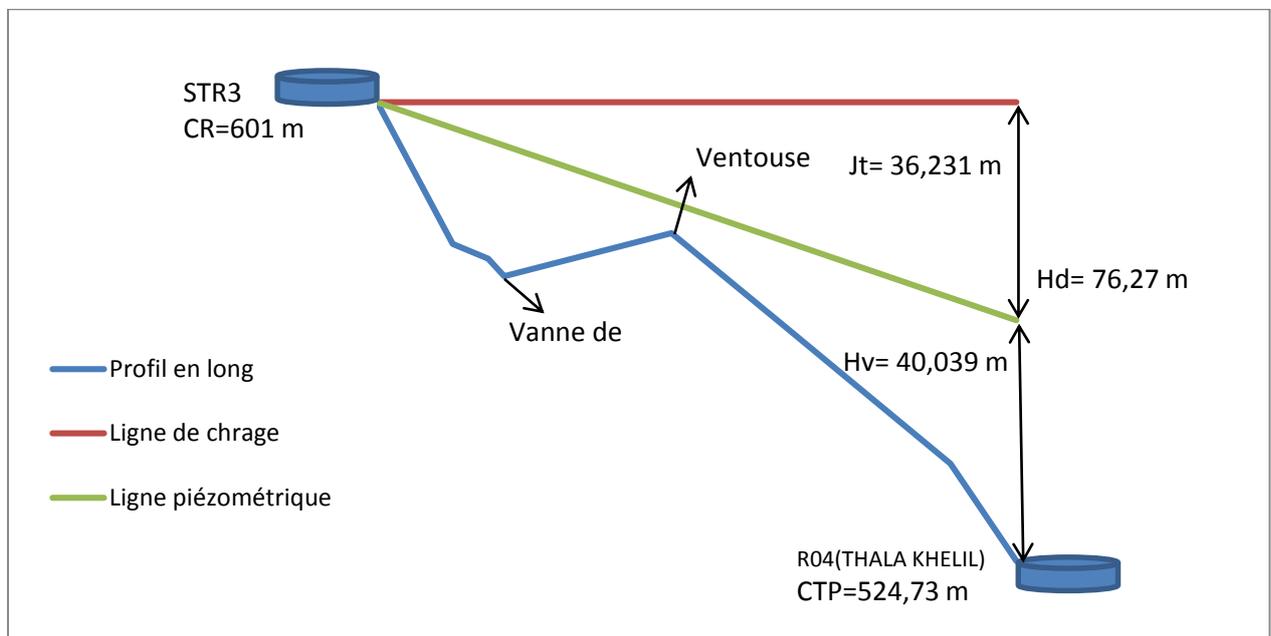
Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) sont : 79,2mm, 96,8mm, 110.2mm, 145mm.

**Tableau (IV-23) : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon STR3→R04.**

D (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L(m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hd (m)	Jv(m)
<b>0,0792</b>	0.00975	<b>1,981</b>	770	156887,3448	0,01694	<b>36,231</b>	76,27	<b>40,039</b>
<b>0,0968</b>	0.00975	1,326	770	128362,373	0,01765	13,845	76,27	62,425
<b>0,1102</b>	0.00975	1,023	770	112753,8812	0,01814	7,439	76,27	68,831
<b>0,145</b>	0.00975	0,591	770	85692,9497	0,01923	2,000	76,27	74,270

- ✓ On optera pour un diamètre de **79.2 mm** et  **$J_t = 36,231\text{m}$**  est inférieure à  **$H_d = 76,27\text{m}$** , avec une vitesse acceptable de **1,981m/s**.

La figure (IV-8) suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil



**Figure (IV-8) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon STR3 → R04.**

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 79.2mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul les pertes de charge crée par la vanne  
 $J_v = H_d - J_t$   
 $J_v = 76.27 - 36.231 = 40.039\text{m}$
- Calcul le coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\epsilon = 40.039 \times \frac{2 \times 9.81}{1.981^2} = 200.197$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = 61.3^\circ$ .

#### IV-6-2-4- Tronçon STR3 → Réservoir AIT BOUALI (R05)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit	Q	= 0.0132 m <sup>3</sup> /s
- Longueur	L	= 354.74 m
- Cote du radier de la STR3	C <sub>STR3</sub>	= 601 m (Départ)
- Cote du trop plein de R05	C <sub>R05</sub>	= 583.23m (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hd	Hd	= C <sub>STR3</sub> - C <sub>R05</sub>
	Hd	= 601 - 586.23 = 17.77 m

##### ➤ Calcul du diamètre

- D<sub>min</sub> = 0,0917 m
- D<sub>max</sub> = 0,1834m

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) sont : 96,8mm, 110,2mm, 145mm, 176,2mm.

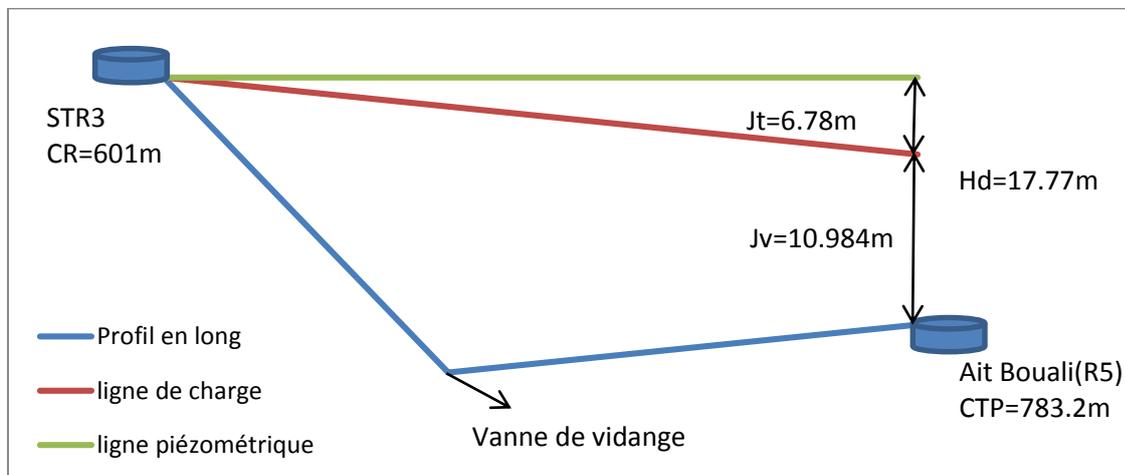
*Tableau (IV-24) : Calcul des pertes de charge total Jt du tronçon STR3→R05.*

D (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L (m)	Re	λ	Jt (m)	Hd (m)	Jv(m)
<b>0,0968</b>	<b>0.0132</b>	<b>1,795</b>	<b>354,74</b>	<b>173764,339</b>	<b>0,0132</b>	<b>10,984</b>	<b>17,77</b>	<b>6,786</b>
<b>0,1102</b>	0.0132	1,385	354,74	152635,100	0,0132	5,898	17,77	11,872
<b>0,145</b>	0.0132	0,800	354,74	116002,676	0,0132	1,583	17,77	16,187
<b>0,1762</b>	0.0132	0,542	354,74	95461,907	0,0132	0,623	17,77	17,147

- ✓ On optera pour un diamètre de **96,8mm** et **Jt= 10,984m** est inférieure à **Hd =17,77m**, avec une vitesse acceptable de **1,795m/s**.

✓

La figure (IV-9) suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil



*Figure (IV-9) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon STR3 → R05.*

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 96.8mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul les pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t$$

$$J_v = 17.77 - 6.78 = \mathbf{10.984m}$$

- Calcul le coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\epsilon = 10.984 \times \frac{2 \times 9.81}{1.795^2} = \mathbf{41.315}$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = \mathbf{51.02^\circ}$ .

#### IV-6-2-5- Tronçon R05 → Réservoir TABOUDRIST+AIT HELAL (R06)

**Remarque :** Pour ce tronçon on a opté pour la réduction de temps d'adduction à 20 H, à but d'augmenter les pertes de charge dans la conduite. Afin de choisir la solution la plus économique, celle de la vanne a papillon.

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q$  (24H) = 0.00598 m<sup>3</sup>/s →  $Q$  (20H) = 0.00717 m<sup>3</sup>/s
- Longueur  $L$  = 1247.26 m
- Cote du radier de R05  $C_{R05}$  = 579.23m (Départ)
- Cote du trop plein de R06  $C_{R06}$  = 454.41m (Arrivée)
- La hauteur géométrique  $H_d$   $H_d = C_{R05} - C_{R06}$   
 $H_d = 579.23 - 454.41 = 124.82$  m

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{\min} = 0,0676$  m
- $D_{\max} = 0,135$  m

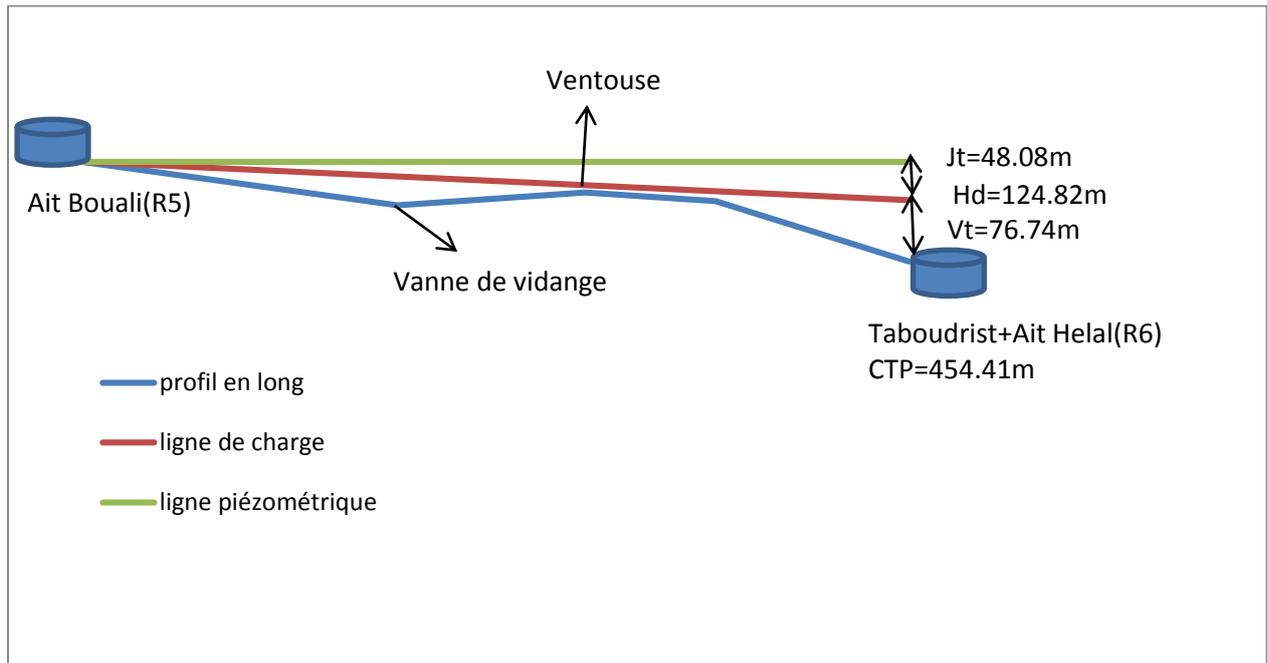
Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 73,6mm, 90mm, 110.2mm.

**Tableau (IV-25) :** Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon R05→R06.

D (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hd (m)	Jv(m)
<b>0,0736</b>	0,00717	1,687	1247,26	124179,542	0,01778	48,080	124,82	76,740
<b>0,09</b>	0,00717	1,128	1248,26	101551,270	0,01855	18,360	124,82	106,460
<b>0,1022</b>	0,00717	0,875	1249,26	89428,711	0,01906	10,000	124,82	114,820

- ✓ On optera pour un diamètre de **73,6 mm** et **Jt= 48,080m** est inférieure à **Hd =124,82m**, avec une vitesse acceptable de **1,687m/s**.

La Figure (IV-9) suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil



**Figure (IV-10) :** ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon R05 → R06.

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 73.6mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul des pertes de charge créée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t$$

$$J_v = 124.82 - 48.08 = \mathbf{76.74m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\epsilon = 76.74 \times \frac{2 \times 9.81}{1.687^2} = \mathbf{528.905}$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = \mathbf{66.49^\circ}$

#### IV-6-2-6- Tronçon de la STR3 → Réservoir (R07)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q = 0.0135 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 505 \text{ m}$
- Cote du radier de la STR3  $C_{STR3} = 601 \text{ m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de R07  $C_{R07} = 574 \text{ m}$  (Arrivée)
- La hauteur géométrique  $H_d$   $H_d = C_{STR3} - C_{R07}$   
 $H_d = 601 - 574 = 27 \text{ m}$

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{\min} = 0,0928 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0,1856 \text{ m}$

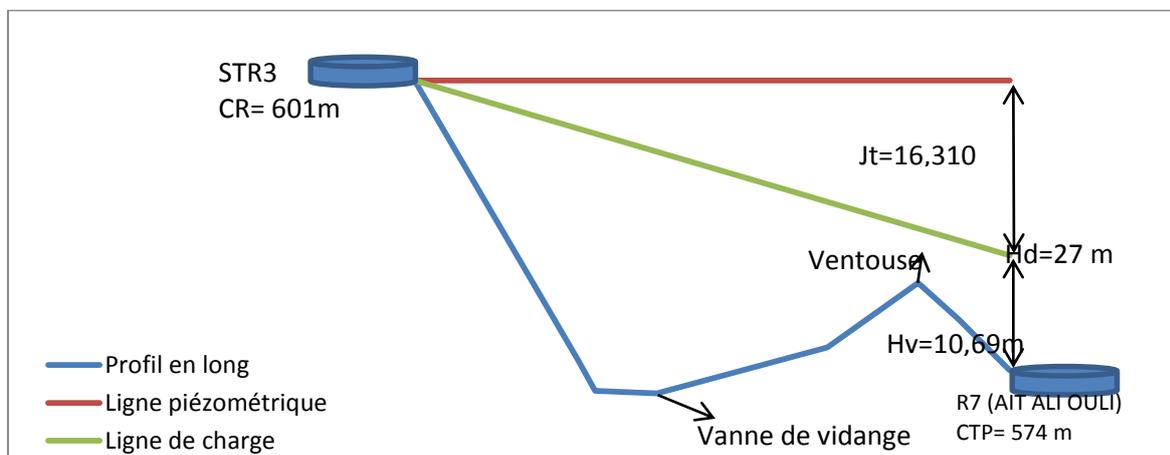
Les diamètres intérieurs normalisé pour le PEHD (PN10) sont : 96.8mm, 110.2mm, 145mm, 176.2mm.

**Tableau (IV-26) : Calcul des pertes charge total  $J_t$  du tronçon STR3→R07.**

D (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hd (m)	Jv(m)
<b>0,0968</b>	0,0135	<b>1,838</b>	505	<b>177884,666</b>	<b>0,01651</b>	<b>16,310</b>	27	<b>10,690</b>
<b>0,1102</b>	0,0135	1,418	505	156254,407	0,01695	8,757	27	18,243
<b>0,145</b>	0,0135	0,819	505	118753,349	0,01794	2,350	27	24,650
<b>0,1762</b>	0,0135	0,555	505	97725,515	0,01870	0,924	27	26,076

- ✓ On optera pour un diamètre de **96,8 mm** et  **$J_t = 16,310\text{m}$**  est inférieure à  **$H_d = 27\text{m}$** , avec une vitesse acceptable de **1,838m/s**.

La figure (IV-10) suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil.



**Figure (IV-11) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon STR3→R07.**

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 96.8mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul les pertes de charge crée par la vanne  
 $J_v = H_d - J_t$   
 $J_v = 27 - 16.31 = 10.69\text{m}$
- Calcul le coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$\epsilon = 10.69 \times \frac{2 \times 9.81}{1.838^2} = 62.107$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = 53.45^\circ$

#### IV-6-2-7- Tronçon R07 → Réservoir TAMAGHOUCHT (R08)

##### ➤ Caractéristique du tronçon

- Débit  $Q(24H) = 0,0099\text{m}^3/\text{s} \rightarrow Q(20H) = 0,01189\text{m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 1617\text{ m}$
- Cote du radier de R07  $C_{R05} = 570\text{m}$  (Départ)
- Cote du trop plein de R06  $C_{R08} = 411,31\text{m}$  (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hd  $Hd = C_{R07} - C_{R08}$
- $Hd = 570 - 411,31 = 158,69\text{ m}$

##### ➤ Calcul du diamètre

- $D_{\min} = 0,0870\text{m}$
- $D_{\max} = 0,1740\text{m}$

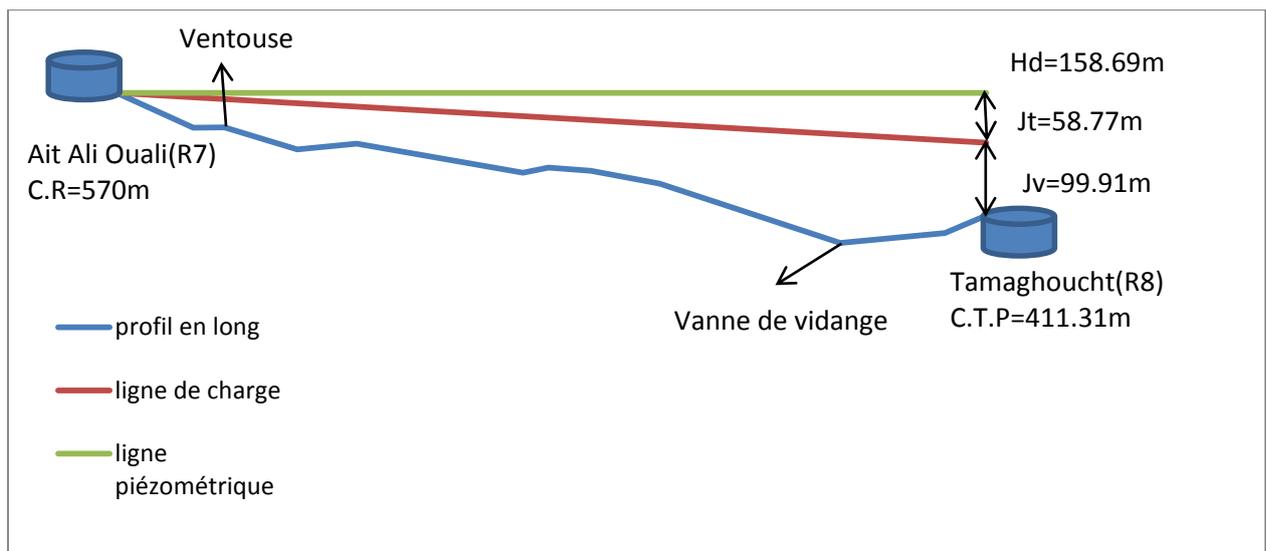
Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 90mm, 102.2mm, 130.8mm.

**Tableau (IV-27) : Calcul des pertes de charge total  $J_t$  du tronçon R07→R08.**

D (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	L(m)	Re	$\lambda$	Jt (m)	Hd (m)	Jv(m)
<b>0,09</b>	0,01189	<b>1,869</b>	<b>1617</b>	<b>168229,535</b>	<b>0,01670</b>	<b>58,777</b>	<b>158,69</b>	<b>99,913</b>
<b>0,1022</b>	0,01189	1,450	1617	148147,340	0,01780	33,175	158,69	125,515
<b>0,1308</b>	0,01189	0,885	1617	115754,267	0,01875	10,178	158,69	-10,178

- ✓ On optera pour un diamètre de **90 mm** et  $J_t = 58,777\text{m}$  est inférieure à  $H_d = 158,69\text{m}$ , avec une vitesse acceptable de **1,869m/s**.

La figure suivante représente la ligne de charge et la ligne piézométrique de notre profil.



**Figure (IV-12) : ligne de charge et ligne piézométrique pour le Tronçon R07→R08.**

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 90mm, on utilise une vanne à papillon.

- Calcul les pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t$$
$$J_v = 158.69 - 58.78 = \mathbf{93.913m}$$

- Calcul le coefficient d'ouverture de la vanne  $\epsilon$

$$J_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g}$$
$$\epsilon = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$
$$\epsilon = 93.913 \times \frac{2 \times 9.81}{1.869^2} = \mathbf{527.357}$$

A partir de l'annexe (16), on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon  $\theta = \mathbf{66.47^\circ}$

Les résultats de dimensionnement sont récapitulés dans le Tableau (IV -28) suivant :

*Tableau (IV -28) : Tableau récapitulatif des différents diamètres*

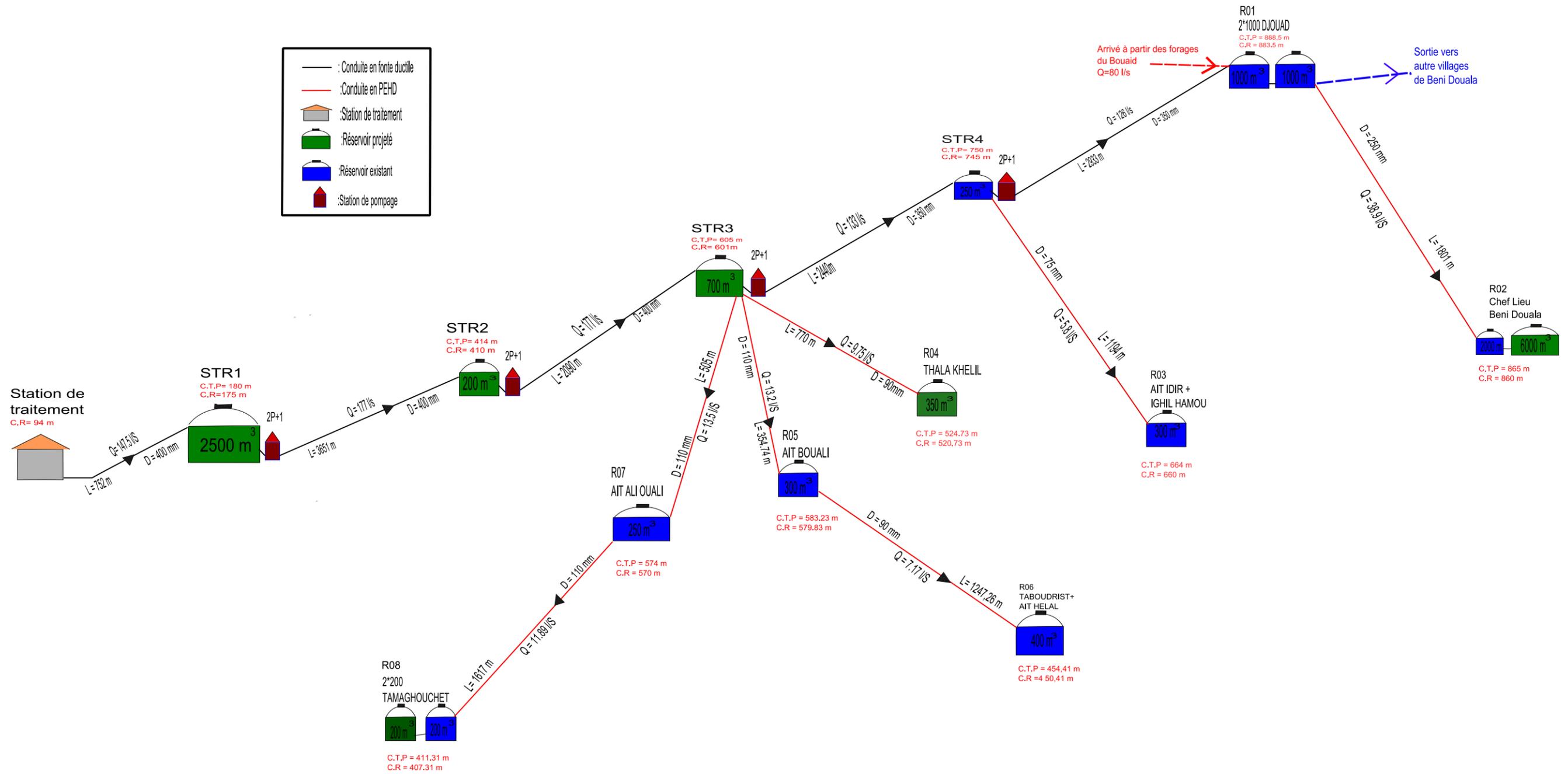
TYPE D'ADDUCTION	TRONÇONS	DEBIT VEHICULE (L/S)	LONGUEUR (M)	DIAMETRE (MM)	VITESSE (M/S)	TYPE DES CONDUITES
PAR REFOULEMENT	SR-STR1	147.5	752	400	1.174	FONTE DUCTILE PN45
	STR1-STR2	177	3651	400	1.409	FONTE DUCTILE PN45
	STR2-STR3	177	2090	400	11.409	FONTE DUCTILE PN45
	STR3-STR4	133	2440	350	1.386	FONTE DUCTILE PN45
	STR4-R01	126	2933	350	1.313	FONTE DUCTILE PN45
GRAVITAIRE	R01-R02	38.9	1801	250	1.019	PEHD PN10
	STR4-R03	5.8	1194	75	1.692	PEHD PN10
	STR3-R04	9.75	770	90	1.981	PEHD PN10
	STR3-R05	13.2	354.74	110	1.795	PEHD PN10
	R05-R06	7.17	1247.26	90	1.687	PEHD PN16
	STR3-R07	13.5	505	110	1.838	PEHD PN10
	R07-R08	11.89	1617	110	1,869	PEHD PN16

#### IV-7- Conclusion

L'étude technico-économique d'adduction nous a permis de dimensionner la partie refoulement dont la longueur total est de 11866m avec des conduites en fonte de diamètre 350mm, 400mm. Et Une partie gravitaire dont la longueur totale des conduites est de 7489 m avec des diamètres qui sont respectivement les suivants : 220.4 mm, 79.2 mm, 66 mm, 96.8mm, 73.6mm, 96.8mm ,90mm en PEHD

Sur la base de l'étude géophysique effectuée par le bureau d'étude « **Hybaco** », on opté pour la fonte ductile et le PEHD comme matériaux de canalisation étant donné qu'ils résistent à la corrosion et aux pressions très élevées.

## Schéma vertical d'adduction



**CHAPITRE V :**  
**LES**  
**POMPES**

## V-1- Introduction

On appelle pompe, une machine hydraulique qui permet de transformer l'énergie mécanique en énergie de pression. Autrement dit, c'est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refoulera à une région à haute pression.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir :

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité, compressibilité.
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités...etc.
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression...etc.

## V-2- Différents types des pompes

Les pompes peuvent être classées en deux catégories principales [6] :

- Pompes volumétriques.
- Les Turbo-pompes.

### V-2-1- Pompes volumétriques

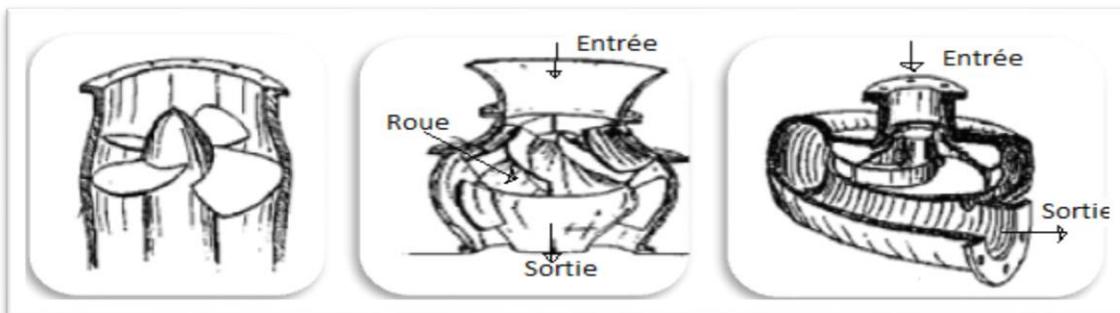
L'énergie est fournie par la variation successive d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement, on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

### V-2-2- Turbo-pompes

Les Turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue [6] :

- Pompe axiale à hélice (Figure (V-1)).
- Pompe hélico-centrifuge (Figure (V-2)).
- Pompe centrifuge (Figure (V-3)).



*Figure (V-1) : Pompe axiale. Figure (V-2) : Pompe hélico-centrifuge. Figure (V-3) : Pompe centrifuge.*

**Remarque :** dans ce chapitre on se limitera sur l'étude des pompes centrifuges.

### V-3- Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur les critères suivants [10] :

- Le débit appelé à être refouler.
- La hauteur d'élévation à atteindre.
- Le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum d'exploitation.
- Le point d'aspiration.

Notre choix portera pour les pompes multicellulaires à axe horizontal.

### V-4- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

#### V-4-1- Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [6] :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V-1)$$

Avec :

- $H_{mt}$  : Hauteur manométrique en (m).
- $H_g$  : Hauteur géométrique en (m).
- $J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- $J_{ref}$  : Pertes de charge au refoulement en (m).

#### V-4-2- La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectuée par la pompe par unité de temps.

#### V-4-3- La puissance

On distingue deux types de puissances :

##### A) La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (V-2)$$

- $P_a$  : Puissance totale consommée (KW).
- $Q$  : Débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ).
- $H_{mt}$  : Hauteur manométrique (m).
- $\eta$  : Rendement total de l'installation.

##### B) La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté  $P_u$  :

$$P_u = P_h = g \cdot H_{mt} \cdot Q \quad (V-3)$$

#### V-4-4- Le rendement

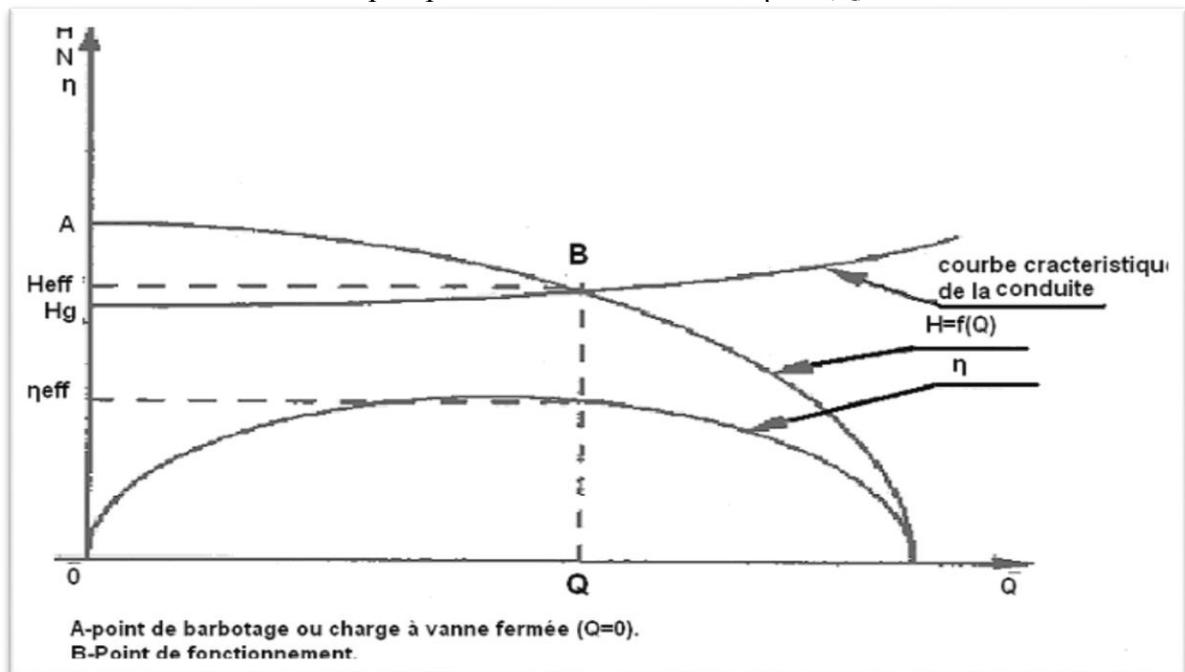
C'est le rapport entre la puissance utile  $P_u$  et la puissance absorbée par la pompe  $P_a$ , noté  $\eta$ .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{V-4})$$

#### V-5- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances (Figure (V.4)) sont les suivantes [4]:

- La courbe débit-hauteur ( $Q-H$ ) qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élevation en fonction des débits  $H = f(Q)$ .
- La courbe débit-puissance ( $Q-P$ ) qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits  $P = f(Q)$ .
- La courbe débit-rendement ( $Q-\eta$ ) qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits  $\eta = f(Q)$ .



-A : Point de barbotage ou charge à vanne fermée ( $Q=0$ ).      -B : Point de fonctionnement.

**Figure (V-4) :** Courbes caractéristiques d'une pompe.

Après avoir tracé sur le même graphique la courbe caractéristique de la pompe  $H=f(Q)$  et celle de la conduite  $H_c = f(Q)$ , on détermine alors le point d'intersection de ces deux courbes  $P(Q, H)$ , qui représente simplement le point de fonctionnement de la pompe (Figure (V-4)).

Mais en général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ; alors, des modifications seront nécessaires pour arriver aux conditions du travail désirées.

## V-6- Les modification à effectuer pour atteindre le point désiré

### V-6-1- Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement  $P$  et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré [4].

Dans notre cas, le temps de pompage est  $T_1 = 20$  h, le volume entrant ou réservoir est donné par :

$$V = 20Q_1 \quad (\text{V-6})$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit ( $Q_2$ ) donné par la pompe.

Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2 \quad (\text{V-7})$$

Donc le nouveau temps de pompage ( $t$ ) est donné par :

$$T_2 = T_1 \cdot \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{V-8})$$

### V-6-2- Vannage ou création des pertes de charge

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré.

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

### V-6-3- Rognage

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_D}\right)^{0,5} = \left(\frac{H_1}{H_D}\right)^{0,5} \quad (\text{V-9})$$

Avec :

- $m$  : Coefficient de rognage.
- $D_1$  : Diamètre de la roue avant rognage.
- $D_2$  : Diamètre de la roue après rognage.

Donc le nouveau diamètre ( $D_2$ ) sera :

$$D_2 = m \cdot D_1 \quad (\text{V-10})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{V-11})$$

### V-6-4- Variation de la vitesse de rotation

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  passe par le point désiré ; à cet effet, nous tracerons la parabole  $H = a_e Q^2$  qui passe par l'origine du graphe.

La valeur du facteur ( $a_e$ ) est donnée par la formule suivante :

$$a_e = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{V-12})$$

La parabole tracée passe par le point désiré  $P_1(H_1, Q_1)$  et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue  $V(Q_v, H_v)$  de  $P_1$ , voir (Figure (V-6)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$N_1/N_v = (Q_1/Q_v) \quad (\text{V-13})$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation ( $N_1$ ) est :

$$N_1 = N_v \times \frac{Q_1}{Q_v} \quad (\text{V-14})$$

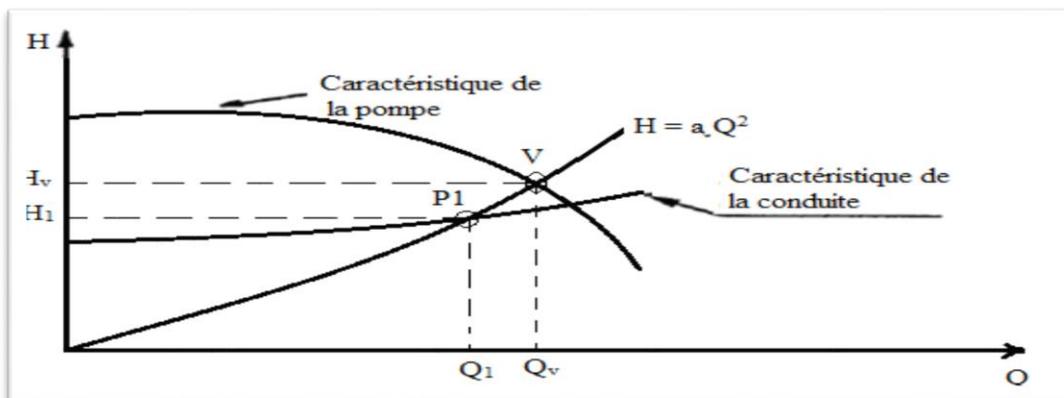


Figure (V-5) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

### V-7- Couplage des pompes

Si le débit ou la hauteur manométrique totale ne peuvent être assurés par une seule pompe, on doit procéder au couplage de deux ou plusieurs pompes. Ce couplage doit être effectué de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplage : le couplage en parallèle et en série.

#### V-7-1- Couplage en série

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation égale à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en gardant le débit sensiblement constant.

Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévation importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

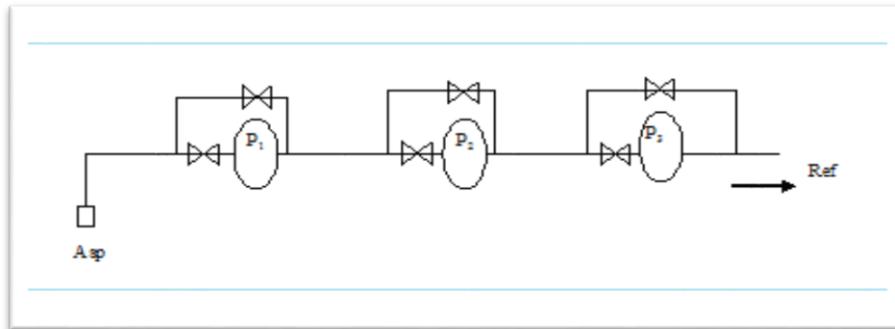


Figure (V-6) : Couplage en série d'une pompe centrifuge.

### V-7-2- Couplage en parallèle

Vu les grands volumes qui seront refoulés par les pompe du projet donc on a opté pour un couplage en parallèle.

Dans cas, les pompes n'ont aucune communication entre elles, ce qu'elles ont de commun est ce qu'elles refoulent dans la même conduite avec des débits pas forcément égaux de l'une à l'autre, ce qui fait que le débit de la conduite de refoulement est égal à la somme des débits refoulés par l'ensemble des pompes en parallèle.

Il est recommandé que toutes les pompes aient la même hauteur d'élévation.

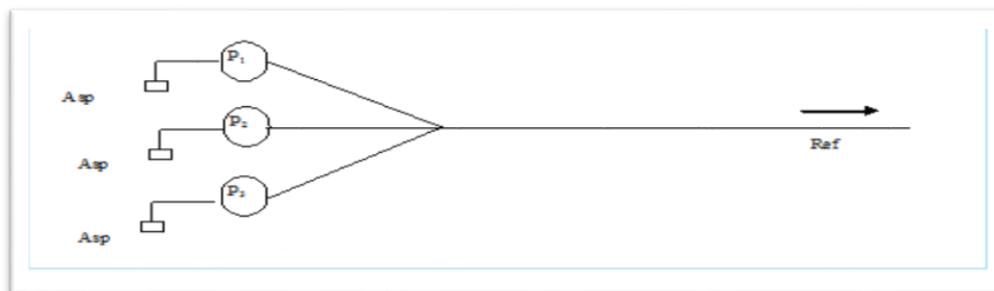


Figure (V-7) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.

### V-8- Etude de la cavitation

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

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation.

Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) [10].

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences:

- Érosions du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges.
- Augmentations du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de Hmt, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée [4]:

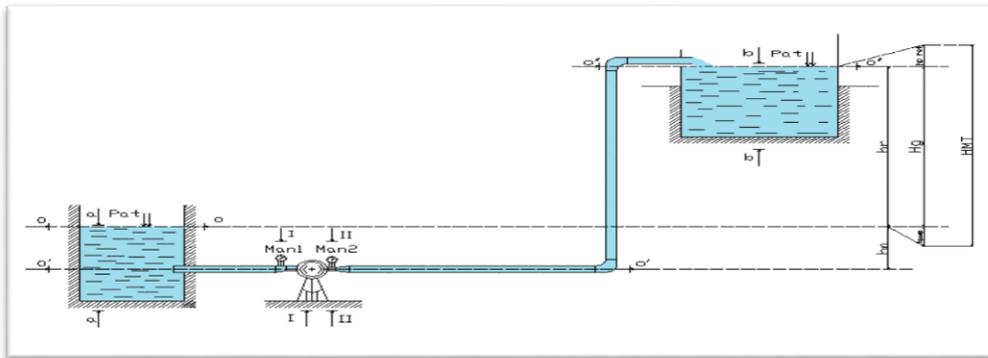
$$NPSH_d > NPSH_r \quad (V-15)$$

$NPSH_d$ : Charge nette d'aspiration disponible

❖ **Pour l'aspiration en charge :**

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + (H_a - J_a - h_v) \quad (V-16)$$

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en charge, c'est-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.



*Figure (V-8) : Cas d'aspiration en charge.*

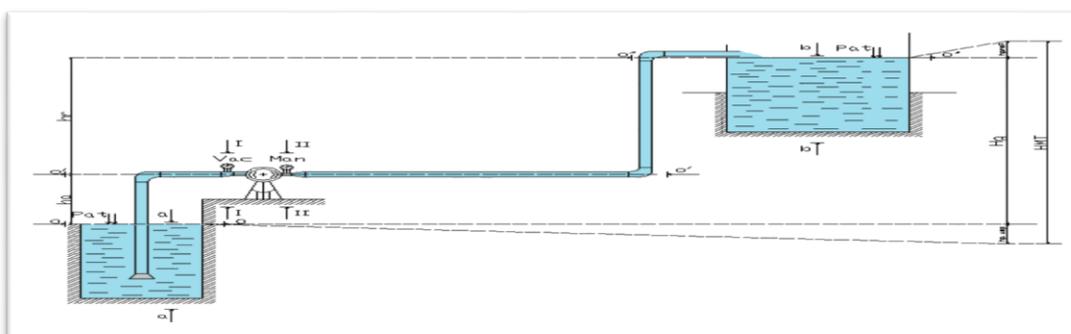
❖ **Pour l'aspiration en dépression**

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) \quad (V-17)$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration =  $(10.33 - 0.0016 * C_a)$ .
- $H_a$  : Hauteur d'aspiration (m).
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m).
- $h_v$  : Tension de vapeur (m).
- $C_a$  : La côte du plan d'aspiration.

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-dire le plan d'aspiration situé au dessus du plan d'eau.



*Figure (V-9) : Cas d'aspiration en dépression.*

**Tableau (V-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.**

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h <sub>v</sub>	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

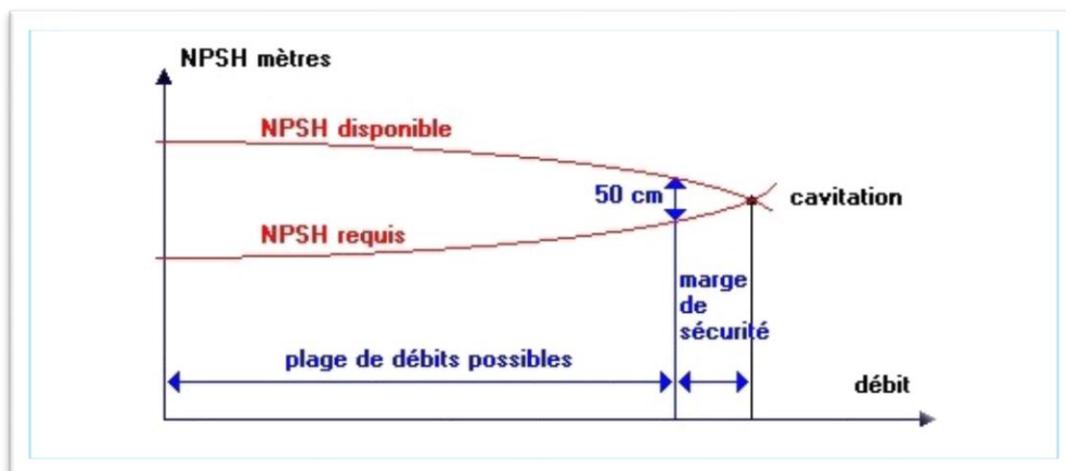
Donc le  $NPSH_d$  s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

$NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_r = \frac{P'}{\varpi} - h_v \quad (V-18)$$

Où : -  $\frac{P'}{\varpi}$  : Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le  $NPSH_r$  est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes  $NPSH_d$  et  $NPSH_r$  [4].



**Figure(10) : Courbes caractéristiques de  $NPSH_r$  et  $NPSH_d$**

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation:

- Préférer si possible les montages de pompes en charge ;
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite ;
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

## V-9- Choix des pompes du projet

### V-9-1- Station de traitement [11]

La station de traitement de Taksebt est une station monobloc, à filtre, dont le traitement de l'eau s'effectue par deux procédés : physique et chimique.

Cette station est située à une altitude de 94 m, sur la rive droit du barrage de Taksebt, Sa capacité horaire de production est de 540 m<sup>3</sup>/h soit un débit de 150 l/s.

A but d'assurer un refoulement permanent vers la station de reprise 1, cette station est dotée d'un groupe elcto-pompes, ces caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ Le type : K.S.B
- ✓ Nombre de pompe : 2
- ✓ Nombre de tour : 1488 Tr/min
- ✓ Hmt : 91m
- ✓ Le rendement  $\eta$  : 74.3%

### V-9-2- Station de reprise STR1

#### ❖ Le tronçon STR1-STR2

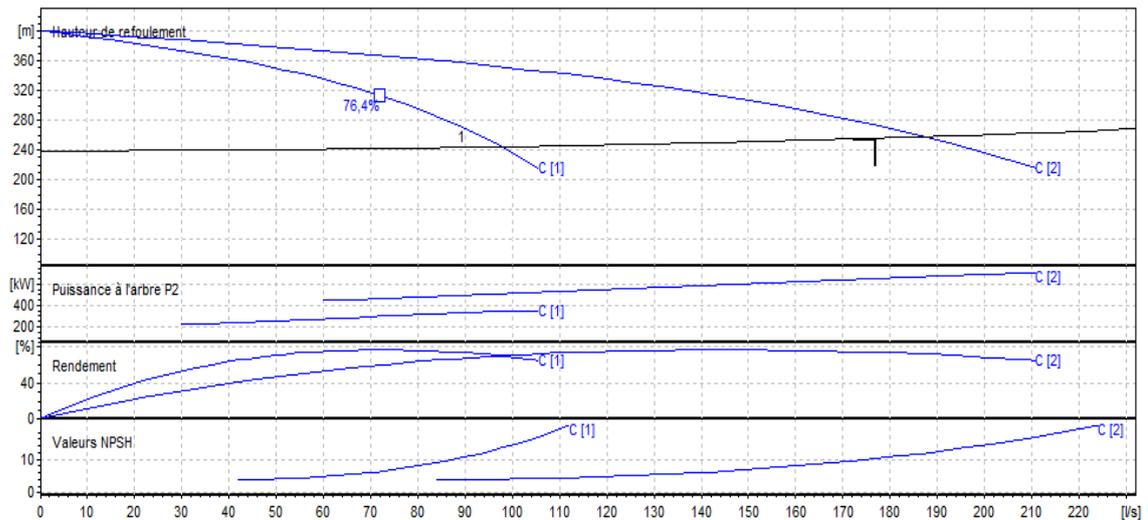
Les Caractéristique du tronçon (STR1-STR2) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V-2) : Les caractéristiques de tronçon STR1-STR2.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	J <sub>t</sub> (m)	HmT (m)
STR1-STR2	177	239	16.806	255.806

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour deux pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125/4C) dont ces caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 17) :

- N = 2900 tr/min ;
- $\eta = 71.3\%$  ;
- P<sub>a</sub> = 672 Kw ;
- NPSH<sub>r</sub> = 11.6 m.



**Figure (V-11) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR1-STR2).**

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Feff}}$  (187 l/s, 258 m).

Le point désiré  $P_F$  (177 l/s, 255.806 m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Feff}}$ ) choisie ne coïncide pas avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

### 1<sup>ère</sup> variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T1 \times Q1 = T2 \times Q2$$

$$D'où : T2 = 20 \times \frac{177}{187} = 18.93 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.187 \times 258}{0.713}$$

$$D'où : P_a = 663.8 \text{ Kw}$$

### 2<sup>ème</sup> variante : Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 273 - 256 = 17 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.177 \times 273}{0.713}$$

$$D'où : P_a = 664.83 \text{ Kw}$$

### 3<sup>ème</sup> variante : Variation de la vitesse de rotation

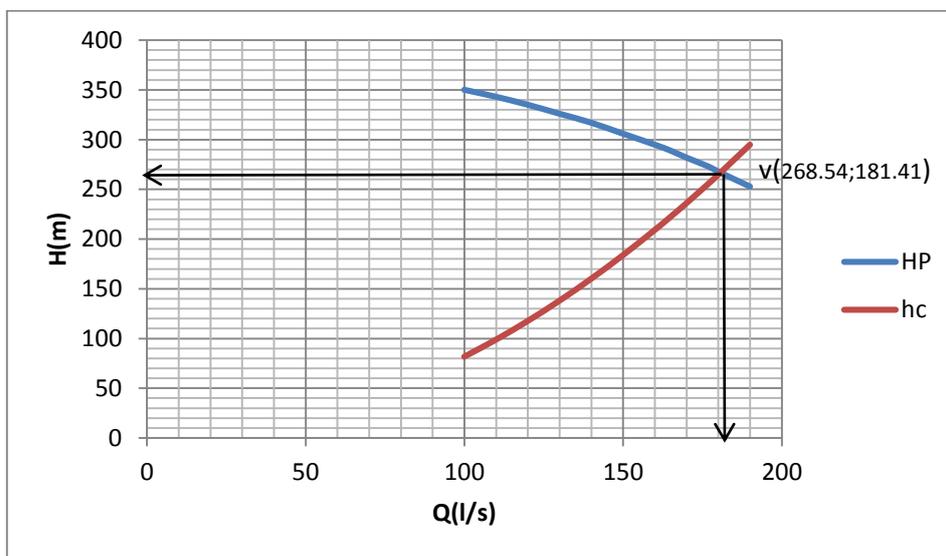
Pour obtenir le point homologue du pont désiré, il suffit de tracer la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par l'expression  $H = a_e Q^2$ .

Pour la pompe de la station de reprise 1 la valeur du facteur ( $a_e$ ) est :

$$a_e = \frac{H_{mt}}{Q^2} = \frac{255.806}{(177)^2} = 0,00816$$

**Tableau (V-3) : Les points de la courbe caractéristique.**

Q (l/s)	100	110	130	150	160	165	170	177	180	190
H (m)	350	343	326	306	295	389	282	373	268	253
h=a*q2	81.65	98.79	137.99	183.71	209.02	222.29	235.97	255.80	264.55	294.76



**Figure (V-12) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe (STR1-STR2).**

- **Calcul de la nouvelle vitesse de rotation**

$$V (H_v, Q_v) = (268.54 ; 181.81)$$

Donc

$$N' = 2900 (177/181.41) = 2830 \text{ tr/mn}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.177 \times 256}{0.713}$$

$$P_a = 623.43 \text{ kW.}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a * t * 365$$

Pour la première variante  $E = 4586492.91$  kWh

Pour la deuxième variante  $E = 4853312.44$  kWh

Pour la troisième variante  $E = 4551039$  kWh

Après ces résultats, nous procéderons au changement de la vitesse de rotation  $N=2830$  Tr/mn. qui correspond au bilan ;  **$E = 4551039$  kWh.**

- **Vérification de la cavitation :**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 175.2$  m,
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 173$  m,
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 173 - 175.2 = -2.2$  m,  
 $H_a < 0$ , d'où : la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 175.2 = 10.05 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10.05 + (2.2 - 0 - 0.24) = 12.01 \text{ m}$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$  Donc: la pompe ne cavite pas.

### V-9-3- Station de reprise STR2

- ❖ **Le tronçon STR2-STR3 :**

Les Caractéristique du tronçon (STR2-STR3) sont représentées dans le Tableau (V-4) suivant :

**Tableau (V-4) : Les caractéristiques de tronçon STR2-STR3.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	$H_g$ (m)	$J_t$ (m)	$H_{mT}$ (m)
STR2-STR3	177	195	9.621	204.621

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour deux pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125/3C) dont ces caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 18) :

- $N = 2900$  tr/min ;
- $\eta = 73.3\%$  ;
- $P_a = 492$  Kw ;
- $NPSH_r = 10$  m.

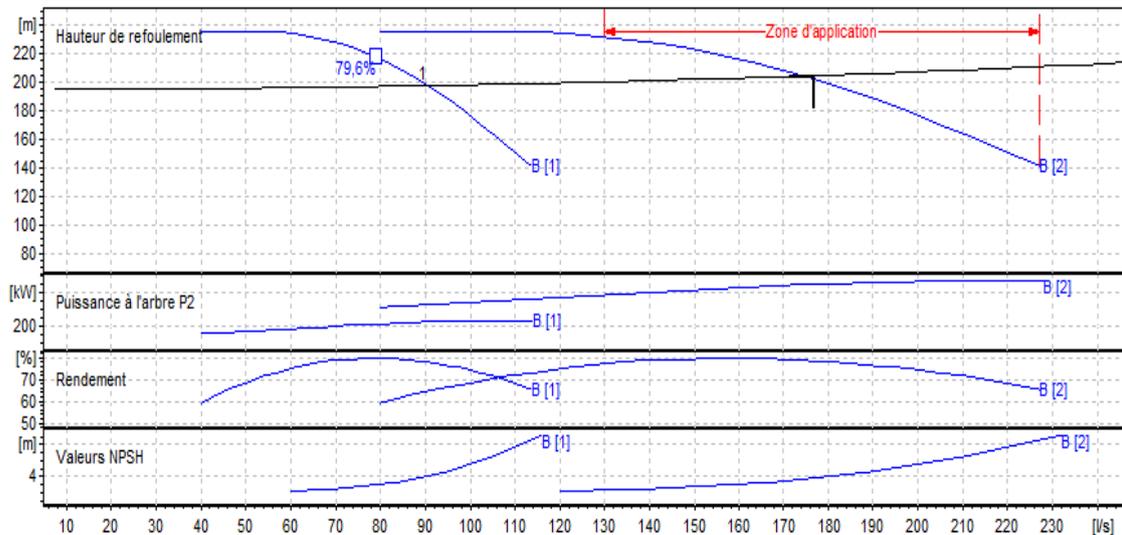


Figure (V-13) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR2-STR3).

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Feff}}$  (177 l/s, 204 m).

Le point désiré  $P_F$  (177 l/s, 204.621 m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Feff}}$ ) choisie coïncide avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte pour deux pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125/3C).

- **Vérification de la cavitation :**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 410.2$  m,
- Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 409$  m,
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 409 - 410.2 = -1.2$  m,  
 $H_a < 0$ , d'où : la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 410.2 = 9.67 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9.67 + (1.2 - 0 - 0.24) = 10.63 \text{ m}$$

On a:

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r \quad \text{Donc: la pompe ne cavite pas.}$$

### V-9-4- Station de reprise STR3

#### ❖ Le tronçon STR3-STR4

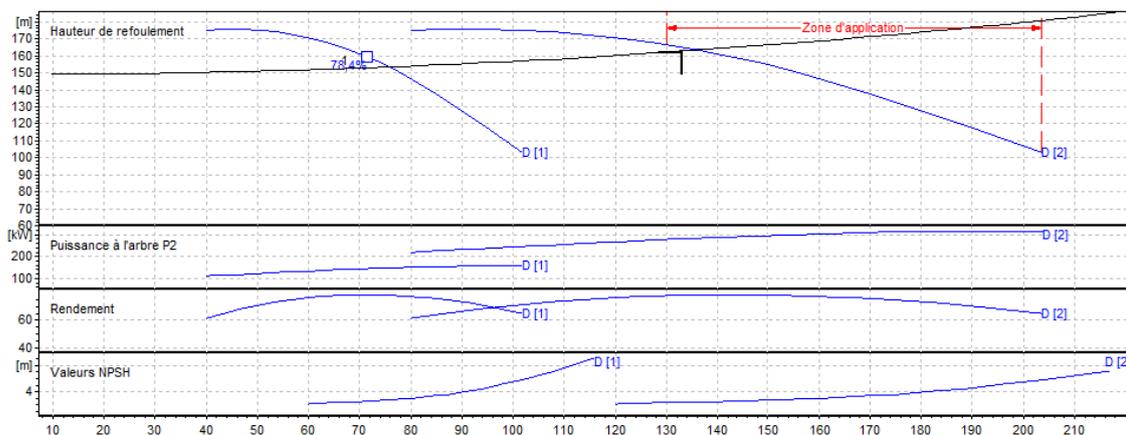
Les Caractéristique du tronçon (STR3-STR4) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V-5) : Les caractéristiques de tronçon STR3-STR4.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	J <sub>t</sub> (m)	H <sub>mT</sub> (m)
STR3-STR4	133	149	13.539	162.539

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour deux pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 150/7D) dont ces caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 19) :

- N = 1450 tr/min ;
- $\eta = 78.2\%$  ;
- P<sub>a</sub> = 283 Kw ;
- NPSH<sub>r</sub> = 2.42 m.



**Figure (V-14) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR3-STR4).**

Le point de fonctionnement P<sub>Feff</sub> (137 l/s, 163 m).

Le point désiré P<sub>F</sub> (133 l/s, 162.539 m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif (P<sub>Feff</sub>) choisie ne coïncide pas avec le point désiré (P<sub>F</sub>), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

#### 1<sup>ere</sup> variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T1 \times Q1 = T2 \times Q2$$

$$D'o\grave{u} : T2 = 20 \times \frac{133}{137} = 19.41h$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q2 \times H2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.137 \times 163}{0.782}$$

$$D'o\grave{u} : P_a = 280.136 \text{ Kw}$$

**2<sup>eme</sup> variante : Le vannage**

La perte de charge crée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 165 - 162.539 = 2.46 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.133 \times 165}{0.782}$$

$$D'o\grave{u} : P_a = 275.29 \text{ Kw}$$

**3<sup>eme</sup> variante : Variation de la vitesse de rotation**

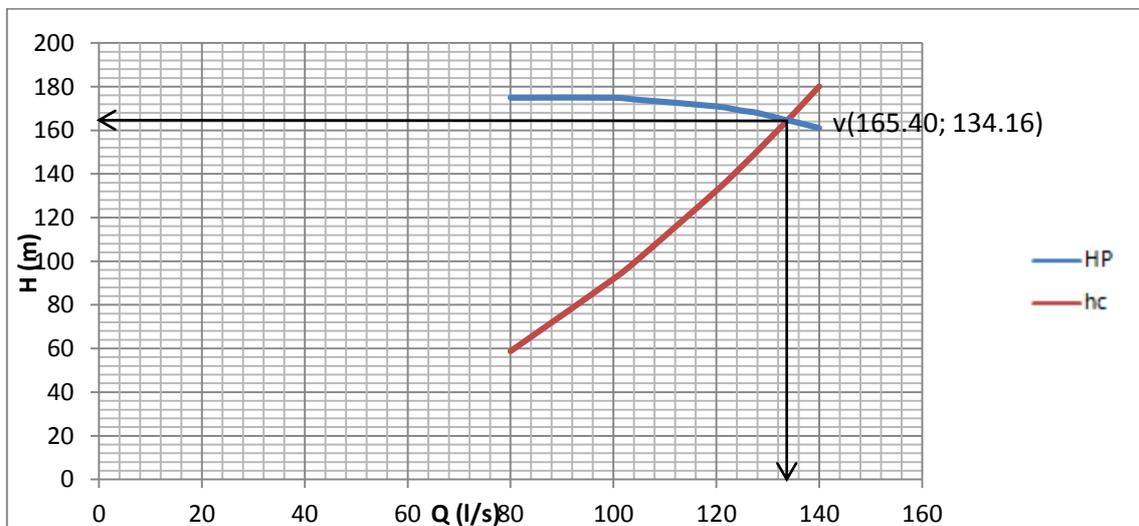
Pour obtenir le point homologue du pont désiré, il suffit de tracer la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donn  e par l'expression  $H = a_e Q^2$ .

Pour la pompe de la station de reprise 3 la valeur du facteur ( $a_e$ ) est :

$$a_e = \frac{H_{mt}}{Q^2} = \frac{162.539}{(133)^2} = 0,00989$$

**Tableau (V-6) : Les points de la courbe caractéristique.**

Q (l/s)	80	100	105	120	125	128	133	135	140
Hc (m)	58.80	91.88	101.30	132.31	143.57	150.54	162.54	167.46	180.09
Hp (m)	175	175	174	171	169	168	165	164	161



**Figure (V-15) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe (STR3-STR4).**

- **Calcul de la nouvelle vitesse de rotation**

$$V (H_v, Q_v) = (165.40 ; 134.16)$$

Donc

$$N' = 1450 (177/177.44) = 1438 \text{ tr/mn}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.133 \times 163}{0.782}$$

$$P_a = 272 \text{ kW.}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

Pour la première variante  $E = 1984665.5 \text{ kWh}$

Pour la deuxième variante  $E = 2009651.26 \text{ kWh}$

Pour la troisième variante  $E = 1985600 \text{ kWh}$

Après ces résultats, nous procéderons au changement de temps du pompage  
 $T_2 = 19.41 \text{ h.}$  qui correspond au bilan ;  **$E = 1984665.5 \text{ kWh}$**

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 601.2 \text{ m}$ ,
  - Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 600 \text{ m}$ ,
  - Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 600 - 601.2 = -1.2 \text{ m}$ ,
- $H_a < 0$ , d'où : la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 601.2 = 9.37 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.37 + (1.2 - 0 - 0.24) = 10.33 \text{ m}$$

On a:

$NPSH_d > NPSH_r$  Donc: la pompe ne cavite pas.

### V-9-5- Station de reprise STR4

#### ❖ Le tronçon STR4-R1

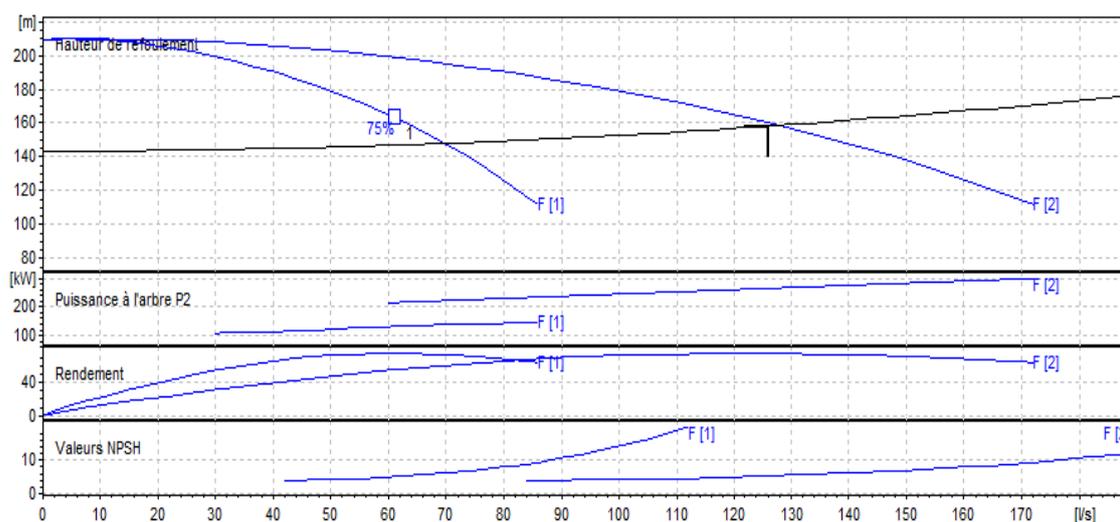
Les Caractéristique du tronçon (STR4-R1) sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau (V-7) : Les caractéristiques de tronçon STR4-STR1.**

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	J <sub>t</sub> (m)	H <sub>mT</sub> (m)
STR4-R1	126	143.5	14.68	158.185

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour deux pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125/3F) dont ces caractéristiques sont les suivantes (voir annexe 20) :

- N = 2900 tr/min ;
- $\eta = 74.9\%$  ;
- P<sub>a</sub> = 266 Kw ;
- NPSH<sub>r</sub> = 5.16 m.



**Figure (V-16) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR3-STR4).**

Le point de fonctionnement P<sub>Feff</sub> (128 l/s, 159 m).

Le point désiré P<sub>F</sub> (126 l/s, 158.185 m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif (P<sub>Feff</sub>) choisie ne coïncide pas avec le point désiré (P<sub>F</sub>), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

#### 1<sup>ere</sup> variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T1 \times Q1 = T2 \times Q2$$

$$D'o\grave{u} : T2 = 20 \times \frac{126}{128} = 19.68 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q2 \times H2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.128 \times 159}{0.749}$$

$$D'o\grave{u} : P_a = 266.55 \text{ Kw}$$

### 2<sup>eme</sup> variante : Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 160 - 158 = 2 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q2 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.126 \times 160}{0.749}$$

$$D'o\grave{u} : P_a = 264.04 \text{ Kw}$$

### 3<sup>eme</sup> variante: Variation de la vitesse de rotation

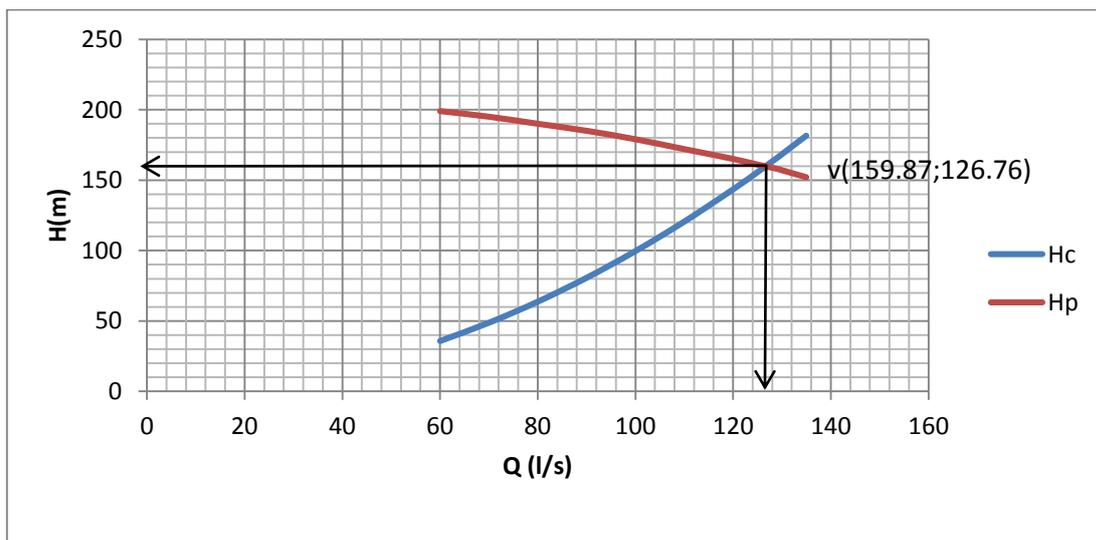
Pour obtenir le point homologue du pont désiré, il suffit de tracer la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par l'expression  $H = a_e Q^2$ .

Pour la pompe de la station de reprise 4 la valeur du facteur ( $a_e$ ) est :

$$a_e = \frac{H_{mt}}{Q^2} = \frac{158.185}{(126)^2} = 0,0099$$

**Tableau (V-8) : Les points de la courbe caractéristique.**

Q (l/s)	60	70	80	100	110	120	125	129	130	135
Hc (m)	35.87	48.82	63.76	99.63	120.56	143.47	155.68	165.80	168.38	181.59
Hp (m)	199	195	190	179	172	165	161	158	157	152



**Figure (V-17) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe (STR3-STR4).**

- **Calcul de la nouvelle vitesse de rotation**

$$V (H_v, Q_v) = (159.87 ; 126.76)$$

Donc

$$N' = 2900 (126/126.76) = 2883 \text{ tr/mn}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.126 \times 158.185}{0.749}$$

$$P_a = 261 \text{ kW.}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

Pour la première variante  $E = 1914681.96 \text{ kWh}$

Pour la deuxième variante  $E = 1927492 \text{ kWh}$

Pour la troisième variante  $E = 1905662.08 \text{ kWh}$

Après ces résultats, nous procéderons au changement de la vitesse de rotation  $N=2883 \text{ Tr/mn}$ , qui correspond au bilan ;  $E = \mathbf{1905662.08 \text{ kWh}}$

- **Vérification de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 745.2 \text{ m}$ ,
  - Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 744 \text{ m}$ ,
  - Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_p - C_a = 744 - 745.2 = -1.2 \text{ m}$ ,
- $H_a < 0$ , d'où : la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 745.2 = 9.14 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.14 + (1.2 - 0 - 0.24) = 10.1 \text{ m}$$

On a :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad \text{Donc: la pompe ne cavite pas.}$$

## V-10- Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a utilisé des pompes de type « CAPRARI PUMP TUTOR ». On a opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Pour assurer la continuité d’approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secours (+1) en cas de panne.

Après avoir choisi les types de pompes pour les différentes stations de pompages, on remarque que ces pompes ne sont pas tout correspondent aux conditions de fonctionnement du réseau, et pour cela on a opté pour quelques modifications.

Le tableau suivant représente nos choix des pompes pour assuré l’eau d’adduction dans les réservoirs dans notre région d’étude :

**Tableau (V-9) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques.**

Station de pompage		Station de reprise			
		<b>STR1</b>	<b>STR2</b>	<b>STR3</b>	<b>STR4</b>
Refoulé		Vers la station de reprise STR2	Vers la station de reprise STR3	Vers la station de reprise STR4	Vers le réservoir R1
groupe de pompe		Pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire			
Type de pompe		PM 125/4C	PM 125/3C	PM 150/7D	PM 125/3F
Caractéristiques	<b>Puissance (Kw)</b>	623.43	492	283	261
	<b>Rendement (%)</b>	71.3	73.3	78.2	74.9
	<b>La vitesse de rotation (tr /min)</b>	2830	2900	1450	2883
Nombre de pompe		2+1	2+1	2+1	2+1
Emplacement de la pompe		En charge			
		-2 m	-1 m	-1 m	-1 m

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

## VI-1-Protection contre le coup de bélier

### VI-1-1- Introduction [4]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Ce phénomène est engendré par :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes electro-pompes alimentant une conduite de refoulement.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure.

### VI-1-2- Moyens de protection contre le coup de bélier [4]

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie,
- Soupapes de décharges,
- Les ventouses,
- Clapet by-pass,
- Cheminée d'équilibre,
- Les réservoirs d'air.
- Vanne à fermeture lente

#### VI-1-2-1- Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placée sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peut être non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement,
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (très coûteux),
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible,

- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible où moyenne, qui n'accèdent pas quelques centaines de mètres.

#### ***VI-1-2-2- Soupapes de décharge [4]***

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

#### ***VI-1-2-3- Les ventouses***

Appelées aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

#### ***VI-1-2-4- Soupapes d'admission et de purge d'air***

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

#### ***VI-1-2-5- Cheminée d'équilibre***

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'aménée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir:

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien,
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

### VI-1-2-6- Réservoir d'air comprimé

Un réservoir à air comprimé (Figure (VI-1)) est appelé aussi ballon d'air, cloche à air, accumulateur, réservoir anti-bélier,... etc. En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers la conduite de refoulement. Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir jouera cette fois-ci le rôle inverse : l'eau se trouvant dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important alors que l'air occupe un volume minimal (Figure (VI-2)).

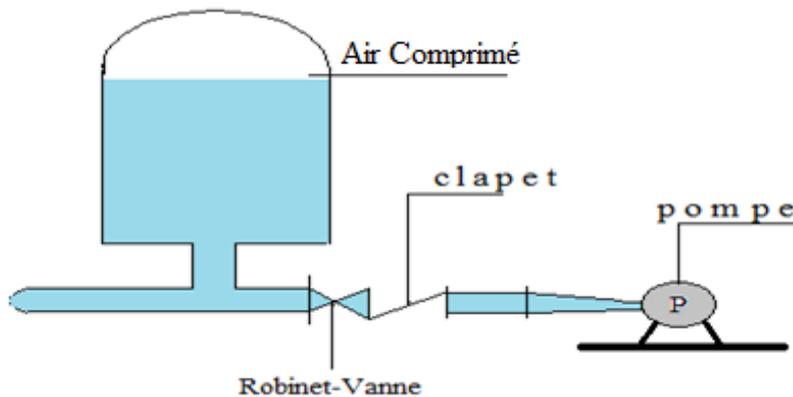


Figure (VI-1) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).

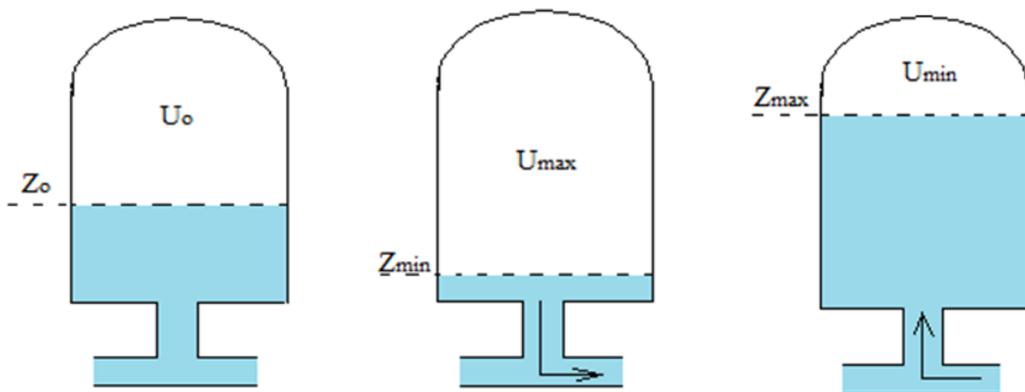


Figure (VI-2) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir d'air.

### VI-1-3- Etude du coup de bélier [4]

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

**VI-1-3-1- La valeur du coup de bélier**

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI

$$a = \sqrt{\frac{9900}{48.3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 0.59 pour la fonte.
- K = 83 pour le PEHD.

➤ **1<sup>er</sup> Cas : Fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :  $T < \frac{2 \times L}{a}$ .

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V<sub>0</sub> : Vitesse d'écoulement (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

• **La valeur maximale de la pression-surpression est :**

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI-3})$$

• **La valeur maximale de la pression-dépression est :**

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI-4})$$

Où :

- H<sub>0</sub> : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$Z_0 = H_g + 10$$

Avec :

- H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- Z<sub>0</sub> : Pression absolue de la conduite.

➤ **2<sup>ème</sup> Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que :  $T > \frac{2 \times L}{a}$ .

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI-5})$$

### VI-1-3-2- La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

#### A) Partie refoulement :

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le Tableau (VI-1) suivant :

**Tableau (VI-1):** Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement.

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Z <sub>0</sub> (m/s)	a (m/s)	B (m)	H <sub>a</sub> (m)	H <sub>s</sub> (m)	PN (Bar)	T (s)
<b>S Tr-STR1</b>	752	400	8,1	1,174	96	1125,030	134,637	<b>-38,637</b>	230,637	45	1,34
<b>STR1-STR2</b>	3651	400	8,1	1,409	249	1125,030	161,587	87,413	410,587	45	6,49
<b>STR2-STR3</b>	2090	400	8,1	1,409	205	1125,030	161,587	43,413	366,587	45	3,72
<b>STR3-STR4</b>	2440	350	7,7	1,386	159	1142,254	161,383	<b>-2,383</b>	320,383	45	4,27
<b>STR4-R1</b>	2933	350	7,7	1,313	153	1142,254	152,883	0,617	306,383	45	5,14

D'après les résultats de tableau, on remarque que les valeurs de surpression pour tous les tronçons ne dépassant pas les pressions maximal de service, avec des valeurs de dépressions trouvées positives, néanmoins pour le tronçon **S Tr-STR1** et **STR3-STR4**, on constate qu'il existe des valeurs négatives.

#### A) Partie gravitaire :

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le Tableau (VI-2) suivant :

**Tableau (VI-2):** Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire.

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	Z <sub>0</sub> (m/s)	a (m/s)	B (m)	H <sub>a</sub> (m)	H <sub>s</sub> (m)	PN (Bar)	T (s)
<b>R1-R2</b>	1801	220,4	14,8	1,019	28,5	276,24	28,69	<b>-0,195</b>	57,19	10	13,04
<b>STR4-R3</b>	1194	66	4,5	1,692	91,05	278,28	47,99	43,053	<b>139,04</b>	10	8,58
<b>STR3-R4</b>	770	79,2	5,4	1,981	86,27	278,28	56,19	30,075	<b>142,46</b>	10	5,53
<b>STR3-R5</b>	354,74	96,8	6,6	1,795	27,77	278,28	50,91	<b>-23,149</b>	78,68	10	2,55
<b>R5-R6</b>	1247,26	73,6	8,2	1,687	134,82	351,49	60,44	74,374	<b>195,26</b>	16	7,10
<b>STR3-R7</b>	505	96,8	6,6	1,838	37	278,28	52,13	<b>-15,138</b>	89,13	10	3,63
<b>R7-R8</b>	1617	90	10	1,869	168,69	351,05	66,88	101,808	<b>235,57</b>	16	9,21

D'après les résultats de tableau, on remarque que les valeurs de surpression pour les tronçons (**STR4-R3**), (**STR3-R4**), (**R5-R6**), (**R7-R8**) dépassant les pressions nominales de service, avec des valeurs de dépressions négatives pour les tronçons (**R1-R2**), (**STR3-R5**), (**STR3-R7**).

Il sera donc nécessaire de prévoir une protection avec des vannes à fermeture lente ( $t_r$ ).

### VI-1-3-3- Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier

Pour les conduites de refoulement (**S Tr-STR1**) et (**STR3-STR4**) on propose comme moyenne de protection des installations, le réservoir d'aire, vue les avantages qu'il présente, à savoir :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Intervient dans l'alimentation de la veine liquide après l'arrêt de la pompe.
- Valable pour les moyennes et les grandes hauteurs de refoulement.
- Valable pour les moyennes et les grandes longueurs des tronçons.
- Simple à installer et facilement contrôlable.

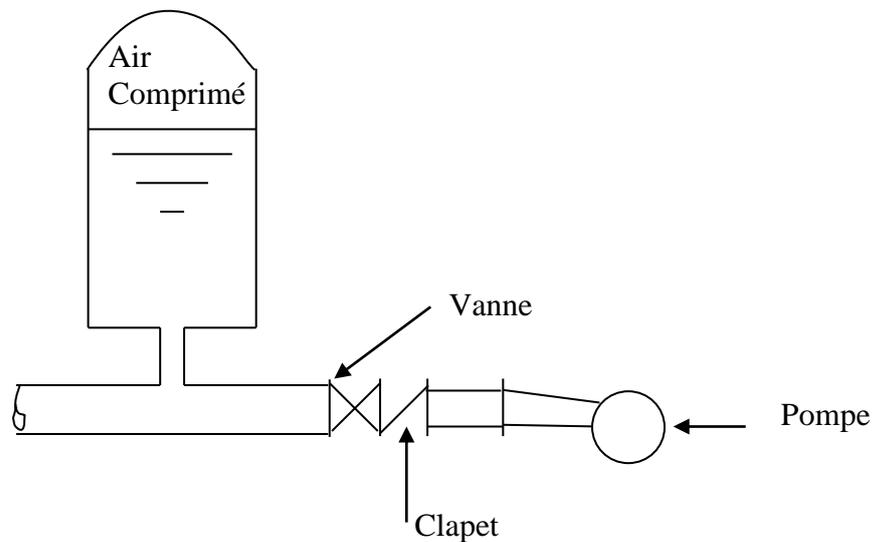
➤ **VI-1-3-4- Méthode de calcul d'un réservoir d'air**

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale de la conduite.

• **Principe de fonctionnement** [4]

C'est un réservoir cylindrique fermé contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et dans la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé réservoir d'air ou réservoir hydropneumatique. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent.

Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé.



**Figure (VI-3) :** Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier).

Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression dans la conduite au point de raccordement. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

• **Principe de calcul** [4]

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou des deux.

Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements ; mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le principe est le suivant, une fois fixées a priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement :

- Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toute fois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement. Comme la conduite est supposée présenter un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.
- Comme pour le volant d'inertie, les régimes seront considérés à rythmes entiers où  $\Delta t = \frac{2 \times L}{a}$ , en prenant  $\frac{L}{a}$  comme unité de temps :

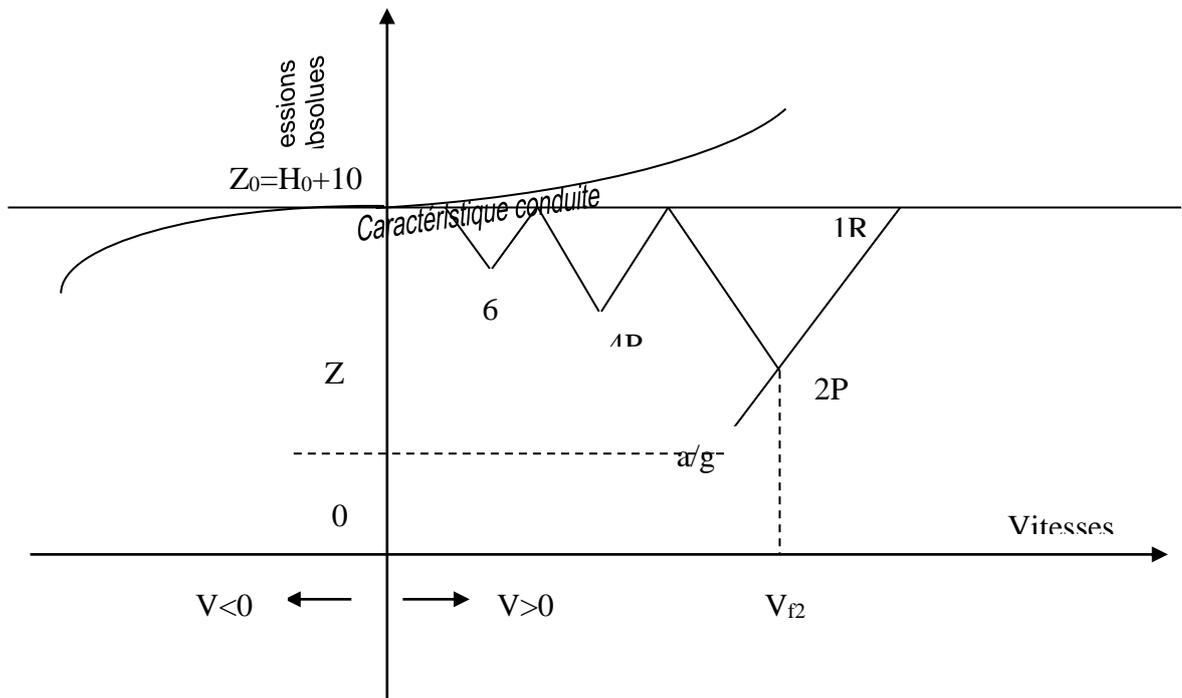


Figure (VI-4) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.

#### VI-1-3-5- Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé  $U_0$ . Sur le diagramme  $H = f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de  $V_{f0}$  en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de  $Z_0$

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (\text{VI-6})$$

Où ;

- $H_g$  : hauteur géométrique,
- $Z_0$  : pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite  $(a/g)$  et  $(-a/g)$  en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse  $V_{f1}$  de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression  $Z$ .

L'intersection de  $Z$  et  $V_{f1}$  doit couper la droite  $(a/g)$  en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

- **Principe de calcul du réservoir d'air**

1- Les temps se suivent selon les valeurs de  $T = \frac{2 \times L}{a}$

2- L'augmentation ou la diminution ( $\Delta U$ ) de ce volume est due à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire.

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (\text{VI-7})$$

Où

- S : Section de la conduite,
- T: Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,
- $V_m$ : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3- le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement  $U_0$  au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente  $\Delta U$ .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{VI-8})$$

Où :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
- $Z_0$  : Pression absolue,
- $U_0$  : Volume d'air initial,
- V : Volume nouveau de l'air,
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

- **Cas de la montée de l'eau**

A la montée de l'eau, On à un coefficient de débit de 0.92

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K \quad (\text{VI-9})$$

Ou :

- $V_1$  = Vitesse dans la tuyère,
- $V_f$  = Vitesse finale choisie,
- D : Diamètre de la conduite,
- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d \quad (\text{VI-10})$$

- d : sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20} \quad (\text{VI.11})$$

- **Cas de la descente de l'eau**

La tuyère agit comme un ajutage borda avec un coefficient de contraction de 0.5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 \quad (\text{VI-12})$$

Où :

- $V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère,
- $V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite.

### 6- calcul des pertes de charge

- **Cas de la montée de l'eau**

$$\Delta h_1 = C \times (V^2/2g) \quad (\text{VI-13})$$

$$C = f(m)$$

Avec :

$$m = (0.92.d)^2/D^2 \quad (\text{VI-14})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Voir annexe (21)).

- **Cas de la descente de l'eau**

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2/2g) \quad (\text{VI-15})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 1/2 \times (d/D)^2 \quad (\text{VI-16})$$

La valeur de « C' » est lue sur l'abaque (Annexe 21).

- Perte de charge :  $\delta$  donnée par la formule de coolebroock
  - Pour le PEHD :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{VI-17})$$

- Pour la fonte :

$$\delta = 1.15 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{VI-18})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge:

$$\text{➤ Cas de la montée : } Z - \Delta h_1 - \delta \quad (\text{VI-19})$$

$$\text{➤ Cas de la descente : } Z' + \Delta h_2 + \delta \quad (\text{VI-20})$$

**VI-1-3-6- Application du calcul pour les différents tronçons****A) Calcul du réservoir d'air du tronçon S Tr → STR1**

<b>Page des données sur la conduite S Tr-STR1</b>	
Diamètre (m)	<b>0,400</b>
Débit (m3/s)	<b>0,148</b>
Epaisseur (m)	<b>0,0081</b>
coefficient du matériau (sans dimension)	<b>0,590</b>
H0 (hauteur géométrique) (m)	<b>86</b>
Longueur (m)	<b>752,0</b>
<b>Diamètre de la tubulure ( m )</b>	<b>0,200</b>
<b>Diamètre de la tuyère ( m )</b>	<b>0,105</b>
Vitesse ( m/s )	1,174
Section ( m2 )	0,1256
pertes de charges ( m )	4,20
Hmt (m)	90,20
aV0/g ( m )	135
Hmax ( m )	230,678
Hmin ( m )	-38,678
DT(s)	1,337
célérité de l'onde ( m/s )	1125
k (montée) (sans dimension )	17
m (sans dimension )	0,233
c (sansdimension )	<b>0,59</b>
V1 ( m/s )	20,14
Delta h1 ( m )	12,29
k' (descente) (sans dimension )	29
m' (sans dimension )	0,138
c' (sans dimension )	<b>0,62</b>
V2 ( m/s )	34,09
Delta h2 ( m )	95,93
a/g((m)/(m/s))	114,68

Les résultats des itérations du calcul du réservoir d'air pour le tronçon S Tr → STR1, sont bien détaillés dans le tableau. (Annexe 22) avec  $U_0=0.5 \text{ m}^3$ . L'épure de BERGERON est illustrée dans la figure ci-dessous.

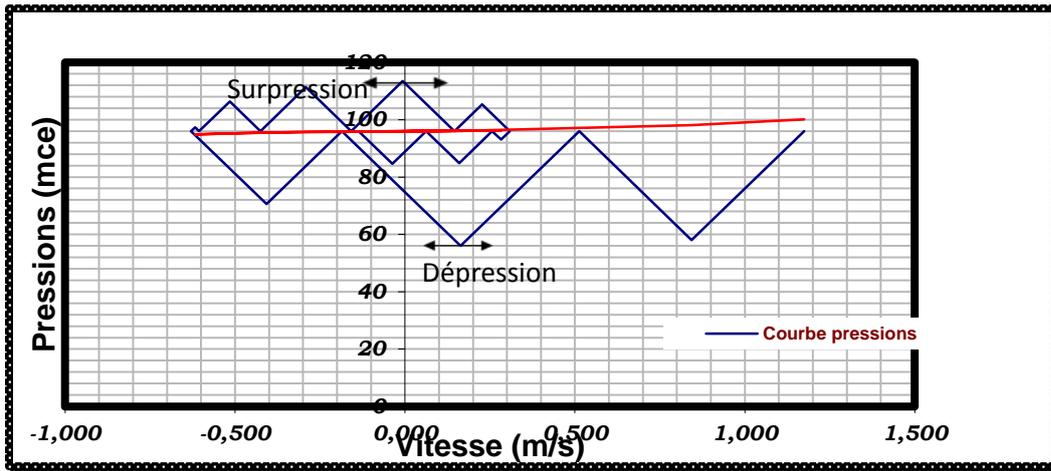


Figure (VI-5) : Epure de BERGERON du tronçon S Tr-STR1.

• **Interprétations des résultats :**

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **40.02m**.  
Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.754m<sup>3</sup>**.
- Pendant la phase de la surpression, on a noté une surpression maximale de **17.44m**.  
Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.459m<sup>3</sup>**.

Pour qu'il reste une quantité d'eau dans le réservoir d'air à la fin de la dépression, on prendra un volume total.

$$\text{On a : } U_{\max} = 0.754 \text{ m}^3$$

$$U_t = U_{\max} \times 1.2 \text{ donc } U_t = 0.904 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de **1m<sup>3</sup>(1000l)**. (Annexe24)

La figure suivante représente le profil en long de S Tr-STR1.

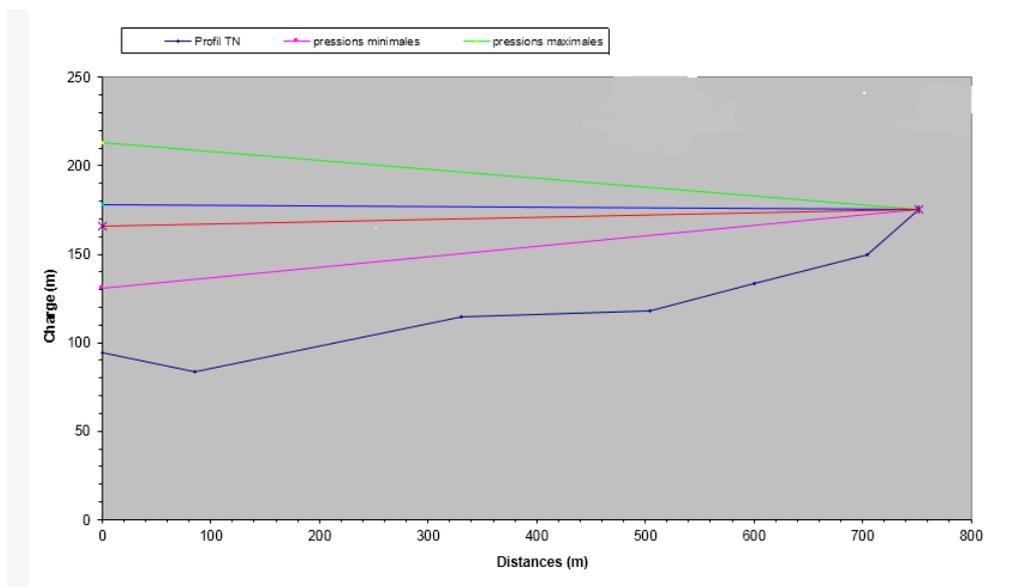


Figure (VI-6) : les enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire du tronçon S Tr-STR1.

## B) Calcul du réservoir d'air du tronçon STR3 → STR4

<b>Page des données sur la conduite STR3-SR4</b>	
Diamètre ( m )	<b>0,350</b>
Débit ( m <sup>3</sup> /s )	<b>0,133</b>
Epaisseur ( m )	<b>0,0077</b>
coefficient des matériaux (sans dimension)	<b>0,590</b>
H0 (hauteur géométrique) ( m )	<b>149</b>
Longueur (m)	<b>2440,0</b>
<b>Diamètre de la tubulure ( m )</b>	<b>0,175</b>
<b>Diamètre de la tuyère ( m )</b>	<b>0,092</b>
Vitesse ( m/s )	1,383
Section ( m <sup>2</sup> )	0,0962
pertes de charges ( m )	21,63
Hmt ( m )	170,63
aV0/g ( m )	161
Hmax ( m )	310,042
Hmin ( m )	-12,042
DT(s)	4,272
célérité de l'onde ( m/s )	1142
k (montée) (sans dimension )	17
m (sans dimension )	0,234
c (sans dimension )	<b>0,59</b>
V1 ( m/s )	23,65
Delta h1 ( m )	16,92
k' (descente) (sans dimension )	29
m' (sans dimension )	0,138
c' (sans dimension )	<b>0,62</b>
V2 ( m/s )	40,03
Delta h2 ( m )	132,34
a/g((m)/(m/s))	116,44

Les résultats des itérations du calcul du réservoir d'air pour le tronçon STR3 →STR4 sont bien détaillés dans le tableau. (Annexe 23)avec  $U_0=1.5 \text{ m}^3$ .l'épure de BERGERON est illustrée dans la figure ci-dessous.

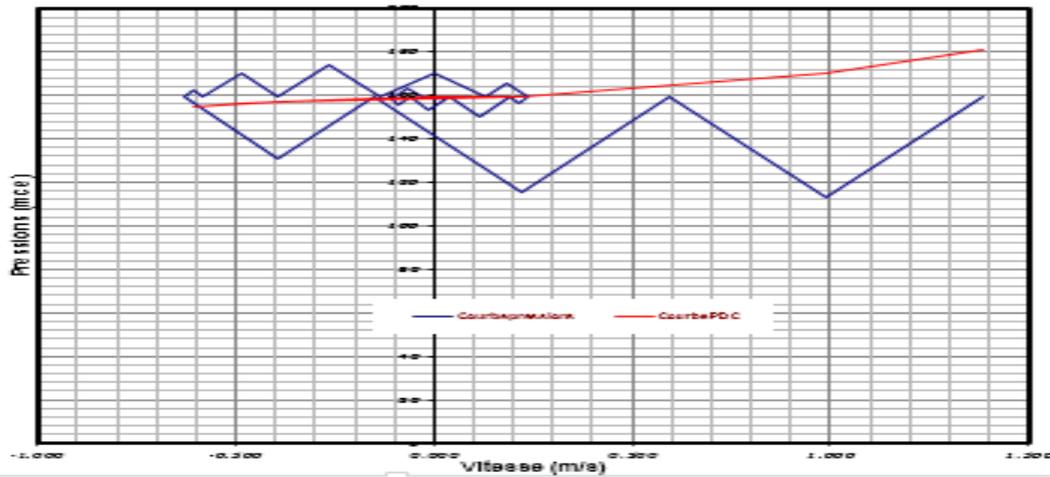


Figure (VI-7) : Epure de BERGERON du tronçon STR3-STR4.

• **Interprétations des résultats :**

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **53.32m**.  
Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **1.974m<sup>3</sup>**.
- Pendant la phase de la surpression, on a noté une surpression maximale de **21.62m**.  
Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **1.5m<sup>3</sup>**.

Pour qu'il reste une quantité d'eau dans le réservoir d'air à la fin de la dépression, on prendra un volume total  $U_t$ .

On a :  $U_{max}=2.17m^3$

$U_t = U_{max} \times 1.2$  donc  $U_t=2.60m^3$

On optera alors pour un réservoir de **3m<sup>3</sup>(3000l)**. (Annexe24)

La figure suivante représente le profil en long de STR3- STR4

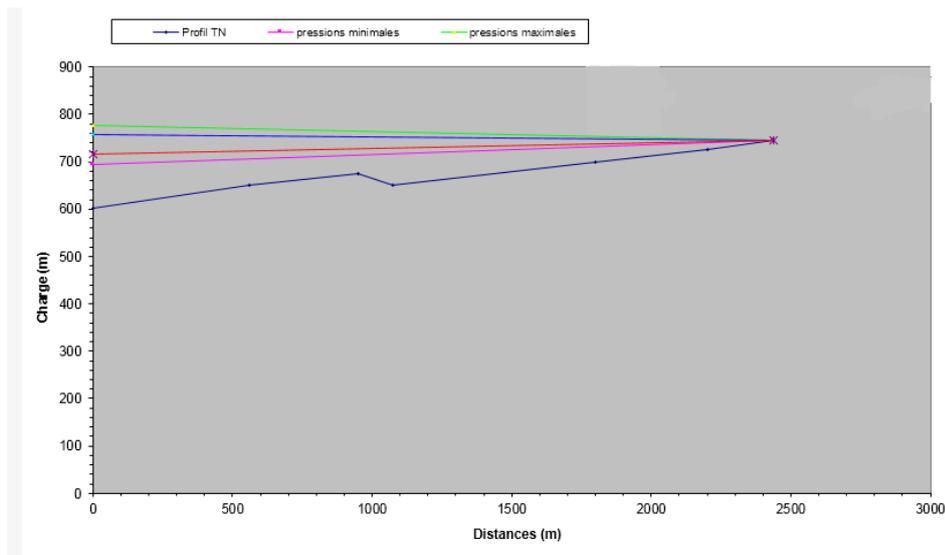


Figure (VI-8) : les enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire du tronçon STR3-STR4

## VI-2- Pose des conduites

Le rôle de l'ingénieur ou du technicien est de concevoir d'une manière précise les dimensions de la fouille que ce soit pendant la pose des conduites, pour la sécurité des ouvriers, ou après le remblais pour le bien fonctionnement du réseau.

### VI-2-1- Pose en tranchées

La pose en terre s'effectue dans des tranchées de largeur dépendante du diamètre de la conduite en respectant les dimensions présentées dans la figure (VI-7) ci-après [9] :

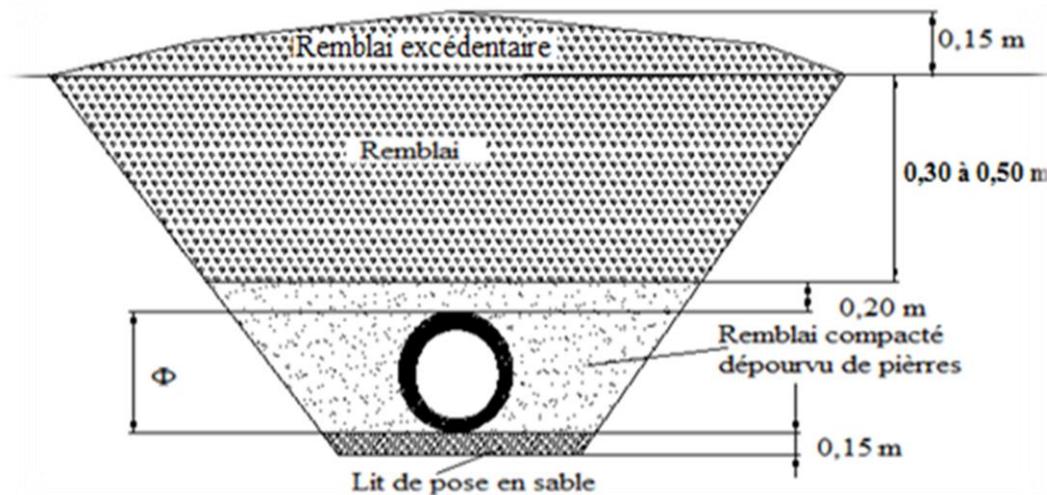


Figure (VI-9) : Coupe transversale d'une fouille.

### VI-2-2- Essai de pression

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai de pression à l'aide d'une pompe d'épreuve. Cet essai s'effectue par tronçons plus ou moins longs suivant les circonstances. La conduite est alors remplie d'eau en lui appliquant une pression de telle sorte qu'on dépasse la pression à laquelle la conduite sera soumise avec une majoration de 50%. La durée de l'épreuve est d'au moins 30 min. La variation de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars [9].

### VI-2-3- Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite. Il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance aux charges extérieures et intérieures de la conduite.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, bien damée pour éviter tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. Dans certain cas on se trouve exposé à des terrains agressifs, cela nous pousse à utiliser des remblais en terres chimiquement neutres.

### VI-2-4- Traverse des points spéciaux

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on se trouve dans pas mal de cas obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

#### A) Traversée d'une route

A cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse (Figure (VI-8)) de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations des charges et des surcharges [9].

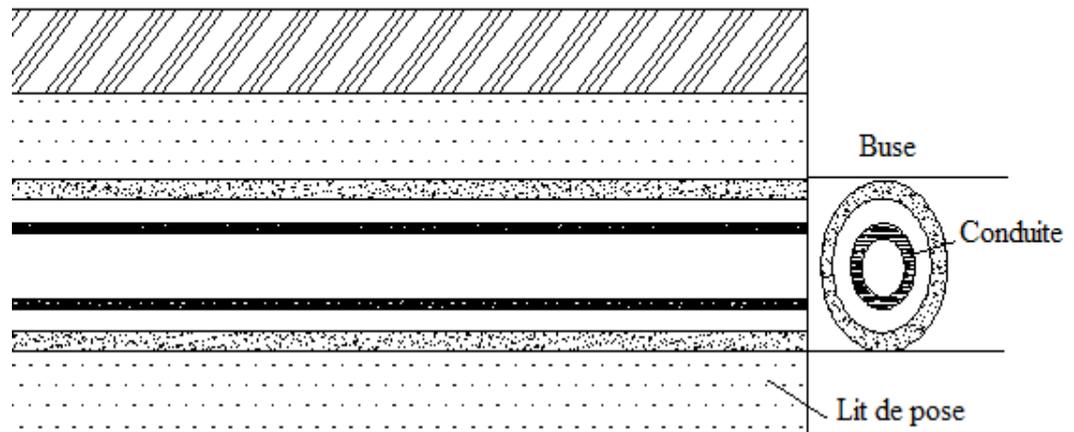


Figure (VI-1) : Traversée d'une route.

### B) Traversée d'une rivière ou d'un oued

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple) [4].

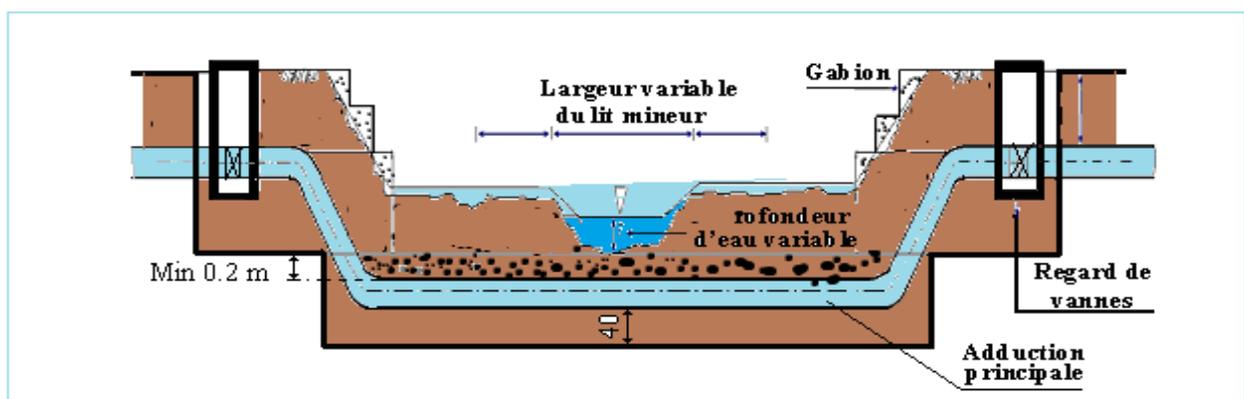


Figure (VI-11) : Pose de canalisation traversée une rivière.

### C) Traversée de la voie ferrée :

C'est presque le même principe que précédemment, la conduite sera introduite dans un fourreau de protection en béton arme préfabriqué, de diamètre égal à celui de la conduite augmenté de 30 cm ; ensuite on remblaye le dessus avec du gravier, permettant ainsi d'amortir les vibrations engendrée par le passage des terrains. Le tronçon sera isolé de part et d'autre de la traversée, par deux regards de visite, comportant des vannes.

### VI-2-5- Butées et ancrages des conduites

A cause de la poussée de l'eau, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboîtements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des

fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige. On peut distinguer [4]:

- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.
- Butée sur un branchement (Figure (V-10)).
- Butée sur un coude horizontal (Figure (V-11)).
- Butée sur un coude vertical (Figure (V-12)).

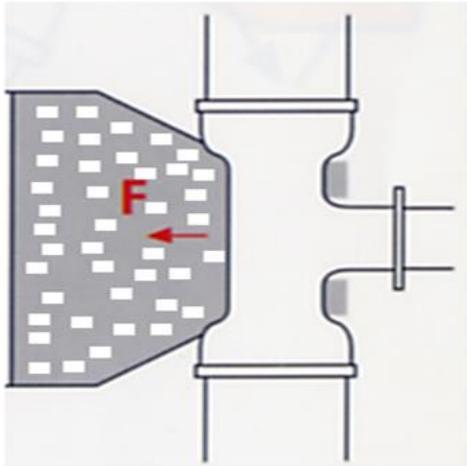


Figure (VI-12) : Butée sur un branchement.

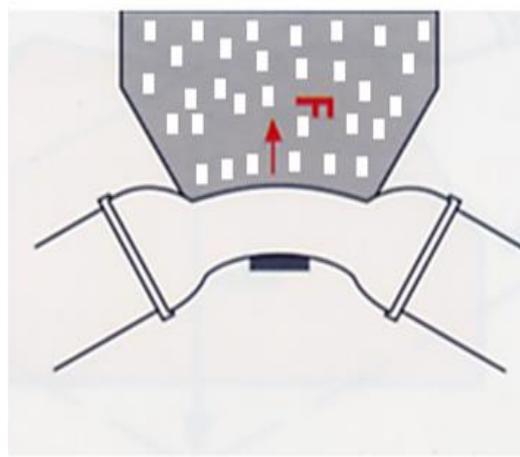


Figure (VI-13) : Butée sur au coude horizontal.

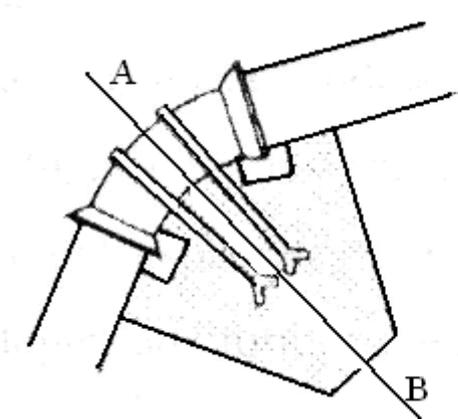
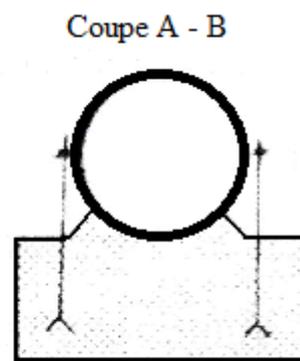


Figure (VI-13) : Butée sur un coude vertical.



#### VI-2-6- Désinfection des conduites

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique.

### **VI-3-Conclusion**

Après avoir vérifié les calculs de dépression et de surpression pour chaque tronçon, on a opté pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier soit par vanne à papillon ou par réservoir d'air.

Pour les conduites d'adduction par refoulement, on a calculé des réservoirs d'air pour protéger les tronçons (S Tr-STR1) et (STR3-STR4) avec des volumes sont respectivement  $1\text{m}^3$  et  $3\text{m}^3$ .

Pour les conduites d'adduction on à envisagé l'installation des vannes à fermeture lente.

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

**CONCLUSION  
GENERALE**

## *Conclusion Générale*

Le manque exorbitant en eau potable de la population de la commune de Beni Douala, provoque une crise énorme, c'est pour ça s'est avère nécessaire de renforcer l'alimentation par la réalisation d'une nouvelle chaine d'adduction provenant de la station de traitement du barrage de Taksebt.

Après avoir calculé le nombre d'habitants à l'horizon 2045, qui va atteindre 78624 habitants et estimé les différents besoins en eau à  $19657\text{m}^3/\text{j}$ . en tenant compte des ressources existants fournissent un débit journalière de  $6912\text{m}^3/\text{j}$ . alors Le déficit de  $12745.203\text{m}^3/\text{s}$  sera comblé par l'amenée des eaux à partir de barrage de Taksebt.

Pour cela nous avons proposé une nouvelle chaine d'adduction, pour alimenter la commune de Beni Douala et quelques villages de la commune de Tizi-Ntlata et Ouadhias. Cette adduction prend départ de la station de traitement du barrage de taksebt, passe par quatre stations reprise (STR1, STR2, STR3et STR4) pour qu'elle arrive au réservoir tête « DJAOUAD » de la commune de Beni Douala.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons utilisé la fonte ductile avec des diamètres économique et des vitesses adéquates, qui sont de 400mm pour les trois premiers tronçons (S Tr-STR1),(STR1-STR2)et(STR2-STR3) et de 350mm pour les deux autres tronçons (STR3-STR4)et (STR4-R1).Pour l'adduction gravitaire nous avons opté pour les conduites en PEHD avec des diamètres de: (220.4mm,66mm,79.2mm 96.8mm, 73.6mm, 96.8mm et 90mm).

Par la suite, nous avons opté pour les pompes multicellulaires à axe horizontal. Ces dernières qui sont adéquates au niveau de chaque station de reprise, pour acheminer l'eau.

En suite, dans le but de garantir une longévité des conduites, nous avons prévu une protection contre le phénomène de coup de bélier avec des réservoirs d'air de volume  $1\text{m}^3$ et  $3\text{m}^3$ , respectivement aux deux tronçons (S Tr-STR1) et (STR3-STR4), qui sont menacés par des dépressions important. Et on a envisagé l'installation des vannes à fermeture lente pour les tronçons gravitaire.

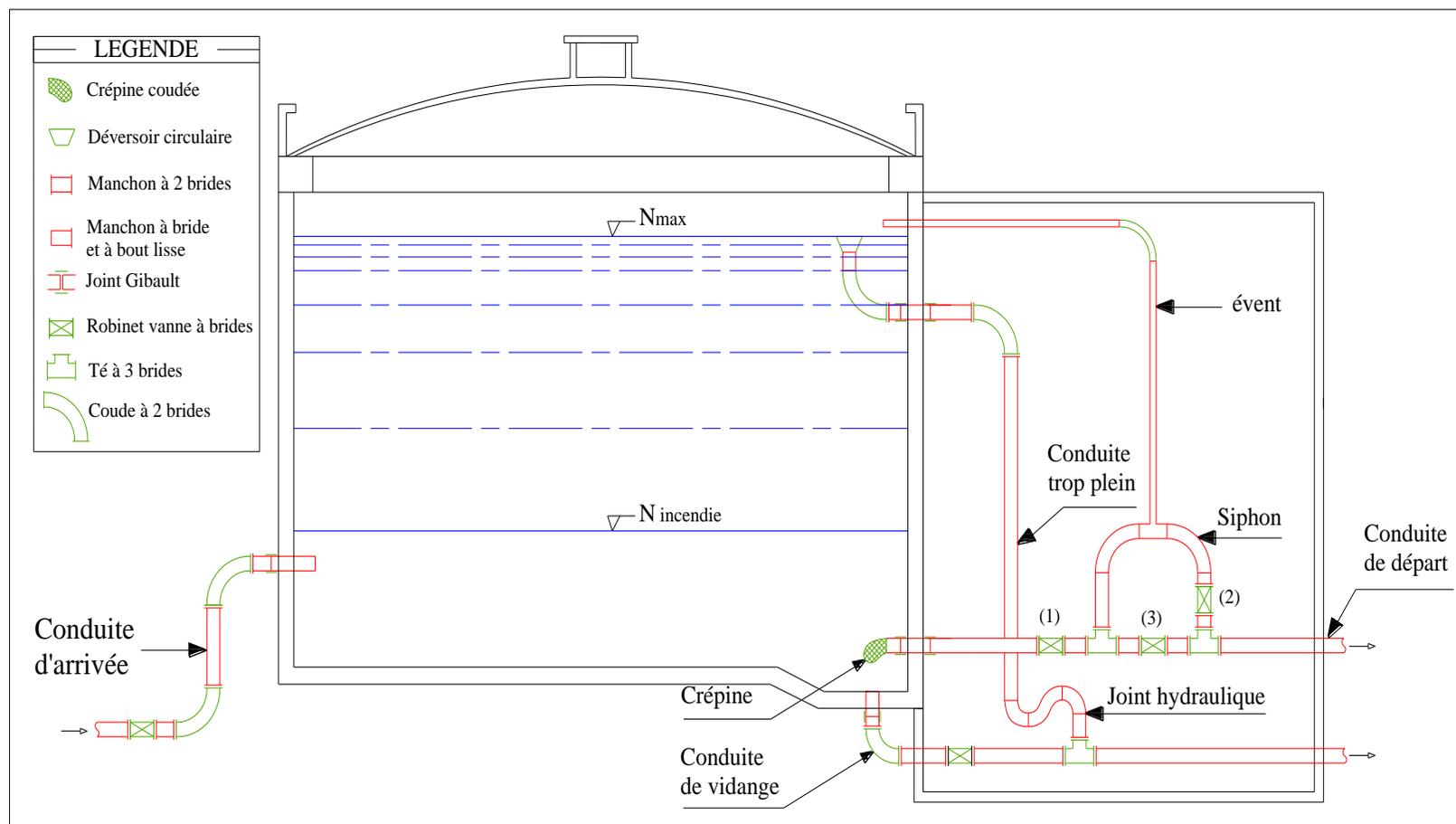
Enfin, ce projet de fin d'étude nous à permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises dans le domaine d'hydraulique durant notre cycle de formation et nous espérons avoir répondu a l'objectif du projet et que ce modeste travail, aidera les promotions à venir.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## Bibliographie

- [1] **Données** : Plans directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Beni douala, wilaya de Tizi-Ouzou, 2008.
- [2] **Données** : Annuaire statistique de la wilaya de Tizi-Ouzou, 2009.
- [3] **KHELLADI, N. et YAHIAOUI, F.** : «Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou a partir du barrage de Taksebt (Etude de l'adduction) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2011.
- [4] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine". Tome II, Edition Eyrolles, 1979.
- [5] **KENNOUCHE, S. et ZEMOURI, F.** : «Alimentation en eau potable d'Amalou à partir du barrage Tichey-Haf(wilaya de Bejaia )Etude d'adduction. ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2013.
- [6] **BONNIN, J.** : « Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.
- [7] **Données** : Bureau d'étude HYBACO, wilaya de Tizi-Ouzou.
- [8] **BONVIN, J.** : "Hydraulique urbaine". Tome I, Edition, 2005.
- [9] **BENDAHMANE, B. et OUBELAGHA, N** : «Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2007.
- [10] **HAMANI, S. et YAHIAOUI, S** : «Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia (wilaya de Sétif) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2011.
- [11] **Données** recueillie au niveau de la station de pompage de Taksebt.

# **ANNEXES**

*Annexe 01 : coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.*



## Annexe 03 : Détermination de la capacité de la station de reprise STR3.

Heure	Apports		Adduction vers R04		Adduction vers R05		Adduction vers R07		Adduction vers STR04		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	(m³/j)	%	(m³/j)	%	(m³/j)	%	(m³/j)	%	(m³/j)	%	%	%	%
00→01	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206		0,206
01→02	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	0,412
02→03	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	0,618
03→04	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	0,824
04→05	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	1,031
05→06	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	1,237
06→07	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	1,443
07→08	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	1,649
08→09	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	1,855
09→10	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	2,061
10→11	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	2,267
11→12	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	2,473
12→13	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	2,679
13→14	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	2,885
14→15	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	3,092
15→16	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	3,298
16→17	-	-	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	-	-	1,030	-	1,030	2,267
17→18	-	-	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	-	-	1,030	-	1,030	1,237
18→19	-	-	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	-	-	1,030	-	1,030	0,207
19→20	-	-	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	-	-	1,030	-	1,030	- 0,823
20→21	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	- 0,617
21→22	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	- 0,411
22→23	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	- 0,205
23→24	5	637,260	0,276	35,114	0,373	47,534	0,382	48,662	3,764	479,688	4,794	0,206	-	0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>12 745,203</b>	<b>6,612</b>	<b>842,745</b>	<b>8,951</b>	<b>1140,827</b>	<b>9,163</b>	<b>1167,878</b>	<b>75,273</b>	<b>9 593,753</b>	<b>99,999</b>	<b>4,122</b>	<b>4,121</b>	<b>-</b>

*Annexe 04 : Détermination de la capacité de la station de reprise STR4.*

Heure	Apports		Adduction vers R03		Adduction vers R01 (Djouad)		sorties	surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%	%
00→01	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,043
01 →02	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,087
02→03	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,130
03→04	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,174
04→05	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,217
05→06	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,261
06→07	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,304
07→08	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,348
08→09	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,391
09→10	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,435
10→11	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,478
11→12	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,522
12→13	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,565
13→14	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,609
14→15	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,652
15→16	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,696
16→17	-	—	0,217	20,833	—	—	0,217	—	0,217	0,478
17→18	-	—	0,217	20,833	—	—	0,217	—	0,217	0,261
18→19	-	—	0,217	20,833	—	—	0,217	—	0,217	0,044
19→20	-	—	0,217	20,833	—	—	0,217	—	0,217	-0,173
20→21	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	-0,129
21→22	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	-0,086
22→23	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	-0,042
23→24	5	479,688	0,217	20,833	4,739	454,688	4,957	0,043	—	0,001
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>9593,753</b>	<b>5,211</b>	<b>500</b>	<b>94,788</b>	<b>9093,753</b>	<b>99,999</b>	—	—	—

## Annexe 05 : Détermination de la capacité du réservoir R01(Djouad).

Heure	Apports		Adduction vers R02		Adduction vers le reste des villages		Surplus	déficit	Résidu		
	Forages de Bouaid	STR3	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	surplus	déficit	résidu
00→01	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	0,47
01→02	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	0,95
02→03	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	1,42
03→04	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	1,89
04→05	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	2,37
05→06	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	2,84
06→07	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	3,31
07→08	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	3,79
08→09	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	4,26
09→10	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	4,73
10→11	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	5,21
11→12	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	5,68
12→13	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	6,16
13→14	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	6,63
14→15	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	7,10
15→16	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	7,58
16→17	1,80	287,997	—	—	0,874	139,937	3,292	526,969	—	2,37	5,21
17→18	1,80	287,997	—	—	0,874	139,937	3,292	526,969	—	2,37	2,84
18→19	1,80	287,997	—	—	0,874	139,937	3,292	526,969	—	2,37	0,47
19→20	1,80	287,997	—	—	0,874	139,937	3,292	526,969	—	2,37	-1,89
20→21	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	-1,42
21→22	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	-0,95
22→23	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	-0,47
23→24	1,80	287,997	2,84	454,691	0,874	139,937	3,292	526,969	0,47	—	0,00
<b>total</b>	<b>1,80</b>	<b>6 912</b>	<b>56,82</b>	<b>9093,829</b>	<b>20,983</b>	<b>3358,487</b>	<b>79,017</b>	<b>12647,266</b>	<b>9,47</b>	<b>9,47</b>	

*Annexe 06 : Détermination de la capacité de réservoir R02.*

Heure	Apports		Distribution		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	surplus	déficit	résidu
00→01	4,167	139,937	1,5	50,377	2,667	—	2,667
01 →02	4,167	139,937	1,5	50,377	2,667	—	5,333
02→03	4,167	139,937	1,5	50,377	2,667	—	8,000
03→04	4,167	139,937	1,5	50,377	2,667	—	10,667
04→05	4,167	139,937	2,5	83,962	1,667	—	12,333
05→06	4,167	139,937	3,5	117,547	0,667	—	13,000
06→07	4,167	139,937	4,5	151,132	—	0,333	12,667
07→08	4,167	139,937	5,5	184,717	—	1,333	11,333
08→09	4,167	139,937	6,25	209,906	—	2,083	9,250
09→10	4,167	139,937	6,25	209,906	—	2,083	7,167
10→11	4,167	139,937	6,25	209,906	—	2,083	5,083
11→12	4,167	139,937	6,25	209,906	—	2,083	3,000
12→13	4,167	139,937	5	167,925	—	0,833	2,167
13→14	4,167	139,937	5	167,925	—	0,833	1,333
14→15	4,167	139,937	5,5	184,717	—	1,333	0,000
15→16	4,167	139,937	6	201,510	—	1,833	-1,833
16→17	4,167	139,937	6	201,510	—	1,833	-3,667
17→18	4,167	139,937	5,5	184,717	—	1,333	-5,000
18→19	4,167	139,937	5	167,925	—	0,833	-5,833
19→20	4,167	139,937	4,5	151,132	—	0,333	-6,167
20→21	4,167	139,937	4	134,340	0,167	—	-6,000
21→22	4,167	139,937	3	100,755	1,167	—	-4,833
22→23	4,167	139,937	2	67,170	2,167	—	-2,667
23→24	4,167	139,937	1,5	50,377	2,667	—	0,000
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>3358,494</b>	<b>100</b>	<b>3358,494</b>	<b>19,167</b>	<b>19,167</b>	—

*Annexe 07 : Détermination de la capacité de réservoir R03.*

Heure	Apports		Distribution		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
00→01	4,167	20,833	<b>0,900</b>	4,500	3,267	—	3,267
01 →02	4,167	20,833	0,900	4,500	3,267	—	6,533
02→03	4,167	20,833	0,900	4,500	3,267	—	9,800
03→04	4,167	20,833	1,000	5,000	3,167	—	12,967
04→05	4,167	20,833	1,350	6,750	2,817	—	15,783
05→06	4,167	20,833	3,850	19,250	0,317	—	<b>16,100</b>
06→07	4,167	20,833	5,200	26,000	—	- 1,033	15,067
07→08	4,167	20,833	6,200	31,000	—	- 2,033	13,033
08→09	4,167	20,833	5,500	27,500	—	- 1,333	11,700
09→10	4,167	20,833	5,850	29,250	—	- 1,683	10,017
10→11	4,167	20,833	5,000	25,000	—	- 0,833	9,183
11→12	4,167	20,833	6,500	32,500	—	- 2,333	6,850
12→13	4,167	20,833	7,500	37,500	—	- 3,333	3,517
13→14	4,167	20,833	6,700	33,500	—	- 2,533	0,983
14→15	4,167	20,833	5,350	26,750	—	- 1,183	- 0,200
15→16	4,167	20,833	4,650	23,250	—	- 0,483	- 0,683
16→17	4,167	20,833	4,500	22,500	—	- 0,333	- 1,017
17→18	4,167	20,833	5,500	27,500	—	- 1,333	- 2,350
18→19	4,167	20,833	6,300	31,500	—	- 2,133	- 4,483
19→20	4,167	20,833	5,350	26,750	—	- 1,183	- 5,667
20→21	4,167	20,833	5,000	25,000	—	- 0,833	- <b>6,500</b>
21→22	4,167	20,833	3,000	15,000	1,167	—	- 5,333
22→23	4,167	20,833	2,000	10,000	2,167	—	- 3,167
23→24	4,167	20,833	1,000	5,000	3,167	—	0,000
<b>Total</b>	<b>100,000</b>	<b>500,000</b>	<b>100,000</b>	<b>500,000</b>	22,60	22,60	

*Annexe 08 : Détermination de la capacité de réservoir R04.*

Heure	Apports		Distribution		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
00→01	4,167	35,114	0,9	7,585	3,267	–	3,267
01 →02	4,167	35,114	0,9	7,585	3,267	–	6,533
02→03	4,167	35,114	0,9	7,585	3,267	–	9,800
03→04	4,167	35,114	1	8,427	3,167	–	12,967
04→05	4,167	35,114	1,35	11,377	2,817	–	15,783
05→06	4,167	35,114	3,85	32,446	0,317	–	16,100
06→07	4,167	35,114	5,2	43,823	–	1,033	15,067
07→08	4,167	35,114	6,2	52,250	–	2,033	13,033
08→09	4,167	35,114	5,5	46,351	–	1,333	11,700
09→10	4,167	35,114	5,85	49,301	–	1,683	10,017
10→11	4,167	35,114	5	42,137	–	0,833	9,183
11→12	4,167	35,114	6,5	54,778	–	2,333	6,850
12→13	4,167	35,114	7,5	63,206	–	3,333	3,517
13→14	4,167	35,114	6,7	56,464	–	2,533	0,983
14→15	4,167	35,114	5,35	45,087	–	1,183	-0,200
15→16	4,167	35,114	4,65	39,188	–	0,483	-0,683
16→17	4,167	35,114	4,5	37,924	–	0,333	-1,017
17→18	4,167	35,114	5,5	46,351	–	1,333	-2,350
18→19	4,167	35,114	6,3	53,093	–	2,133	-4,483
19→20	4,167	35,114	5,35	45,087	–	1,183	-5,667
20→21	4,167	35,114	5	42,137	–	0,833	-6,500
21→22	4,167	35,114	3	25,282	1,167	–	-5,333
22→23	4,167	35,114	2	16,855	2,167	–	-3,167
23→24	4,167	35,114	1	8,427	3,167	–	0,000
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>842,745</b>	<b>100</b>	<b>842,745</b>	<b>22,600</b>	<b>22,600</b>	–

*Annexe 09 : Détermination de la capacité du réservoir R 05.*

Heure	apports		Adduction vers R06		Distribution vers AIT BOUALI		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	%	%
00→01	4,167	47,534	2.264	25.829	0,465	5,306	1.438	—	1.438
01 →02	4,167	47,534	2.264	25.829	0,465	5,306	1.438	—	2.875
02→03	4,167	47,534	2.264	25.829	0,465	5,306	1.438	—	4.313
03→04	4,167	47,534	2.264	25.829	0,547	6,243	1.355	—	5.668
04→05	4,167	47,534	2.264	25.829	1,477	16,855	0.425	—	6.093
05→06	4,167	47,534	2.264	25.829	2,572	29,340	—	0.669	5.424
06→07	4,167	47,534	2.264	25.829	2,928	33,398	—	1.025	4.399
07→08	4,167	47,534	2.264	25.829	3,201	36,519	—	1.298	3.101
08→09	4,167	47,534	2.264	25.829	2,462	28,091	—	0.560	2.541
09→10	4,167	47,534	2.264	25.829	2,298	26,219	—	0.396	2.146
10→11	4,167	47,534	2.264	25.829	3,010	34,334	—	1.107	1.039
11→12	4,167	47,534	2.264	25.829	4,213	48,068	—	2.311	-1.272
12→13	4,167	47,534	2.264	25.829	4,323	49,316	—	2.420	-3.692
13→14	4,167	47,534	2.264	25.829	3,475	39,640	—	1.572	-5.264
14→15	4,167	47,534	2.264	25.829	2,845	32,461	—	0.943	-6.207
15→16	4,167	47,534	2.264	25.829	2,627	29,964	—	0.724	-6.931
16→17	4,167	47,534	—	—	2,189	24,970	1.978	—	-4.953
17→18	4,167	47,534	—	—	2,353	26,843	1.814	—	-3.140
18→19	4,167	47,534	—	—	3,393	38,704	0.774	—	-2.365
19→20	4,167	47,534	—	—	3,119	35,583	1.048	—	-1.318
20→21	4,167	47,534	2.264	25.829	3,010	34,334	—	1.107	-2.425
21→22	4,167	47,534	2.264	25.829	1,642	18,728	0.261	—	-2.164
22→23	4,167	47,534	2.264	25.829	1,094	12,485	0.808	—	-1.355
23→24	4,167	47,534	2.264	25.829	0,547	6,243	1.355	—	0.000
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>1140,826</b>	<b>45,28</b>	<b>516,571</b>	<b>54,720</b>	<b>624,255</b>	14.131	14.131	—

*Annexe 10 : Détermination de la capacité de réservoir R06.*

Heure	Apports		Distribution		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	%	%
00→01	5.000	25.829	0,75	3,874	4.250	—	4.250
01 →02	5.000	25.829	0,75	3,874	4.250	—	8.500
02→03	5.000	25.829	1	5,166	4.000	—	12.500
03→04	5.000	25.829	1	5,166	4.000	—	16.500
04→05	5.000	25.829	3	15,497	2.000	—	18.500
05→06	5.000	25.829	5,5	28,411	—	0.500	18.000
06→07	5.000	25.829	5,5	28,411	—	0.500	17.500
07→08	5.000	25.829	5,5	28,411	—	0.500	17.000
08→09	5.000	25.829	3,5	18,080	1.500	—	18.500
09→10	5.000	25.829	3,5	18,080	1.500	—	20.000
10→11	5.000	25.829	6	30,994	—	1.000	19.000
11→12	5.000	25.829	8,5	43,909	—	3.500	15.500
12→13	5.000	25.829	8,5	43,909	—	3.500	12.000
13→14	5.000	25.829	6	30,994	—	1.000	11.000
14→15	5.000	25.829	5	25,829	—	0.000	11.000
15→16	5.000	25.829	5	25,829	—	0.000	11.000
16→17	—	—	3,5	18,080	—	3.500	7.500
17→18	—	—	3,5	18,080	—	3.500	4.000
18→19	—	—	6	30,994	—	6.000	-2.000
19→20	—	—	6	30,994	—	6.000	-8.000
20→21	5.000	25.829	6	30,994	—	1.000	-9.000
21→22	5.000	25.829	3	15,497	2.000	—	-7.000
22→23	5.000	25.829	2	10,331	3.000	—	-4.000
23→24	5.000	25.829	1	5,166	4.000	—	0.000
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>516,571</b>	<b>100</b>	<b>516,571</b>	30.500	30.500	—

*Annexe 11: Détermination de la capacité du réservoir R 07.*

Heure	apports		Adduction vers R08		Distribution vers AIT 1LI OUALI		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	%	%
00→01	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,200	2,341	0.303	—	0.303
01 →02	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,200	2,341	0.303	—	0.605
02→03	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,267	3,121	0.236	—	0.841
03→04	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,267	3,121	0.236	—	1.076
04→05	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,802	9,364	—	0.299	0.778
05→06	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,470	17,167	—	0.967	-0.189
06→07	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,470	17,167	—	0.967	-1.156
07→08	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,470	17,167	—	0.967	-2.123
08→09	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,935	10,924	—	0.432	-2.556
09→10	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,935	10,924	—	0.432	-2.988
10→11	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,604	18,728	—	1.101	-4.089
11→12	4,167	48,662	3.664	42.7875	2,272	26,531	—	1.769	-5.857
12→13	4,167	48,662	3.664	42.7875	2,272	26,531	—	1.769	-7.626
13→14	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,604	18,728	—	1.101	-8.727
14→15	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,336	15,606	—	0.833	-9.560
15→16	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,336	15,606	—	0.833	-10.09
16→17	4,167	48,662	—	—	0,935	10,924	3.231	—	-7.162
17→18	4,167	48,662	—	—	0,935	10,924	3.231	—	-3.931
18→19	4,167	48,662	—	—	1,604	18,728	2.563	—	-1.368
19→20	4,167	48,662	—	—	1,604	18,728	2.563	—	1.081
20→21	4,167	48,662	3.664	42.7875	1,604	18,728	—	1.101	0.095
21→22	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,802	9,364	—	0.299	-0.204
22→23	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,535	6,243	—	0.032	-0.236
23→24	4,167	48,662	3.664	42.7875	0,267	3,121	0.236	—	0.000
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>1167,878</b>	<b>73.274</b>	<b>855.75</b>	<b>26,726</b>	<b>312,128</b>	<b>12.901</b>	<b>12.901</b>	<b>—</b>

*Annexe 12 : Détermination de la capacité de réservoir R08.*

Heure	Apports		Distribution		surplus	déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	%	%
00→01	5.000	42.788	0,9	7,702	4.100	—	4.100
01 →02	5.000	42.788	0,9	7,702	4.100	—	8.200
02→03	5.000	42.788	0,9	7,702	4.100	—	12.300
03→04	5.000	42.788	1	8,558	4.000	—	16.300
04→05	5.000	42.788	1,35	11,553	3.650	—	19.950
05→06	5.000	42.788	3,85	32,946	1.150	—	21.100
06→07	5.000	42.788	5,2	44,499	—	0.200	20.900
07→08	5.000	42.788	6,2	53,057	—	1.200	19.700
08→09	5.000	42.788	5,5	47,066	—	0.500	19.200
09→10	5.000	42.788	5,85	50,061	—	0.850	18.350
10→11	5.000	42.788	5	42,788	—	0.000	18.350
11→12	5.000	42.788	6,5	55,624	—	1.500	16.850
12→13	5.000	42.788	7,7	65,893	—	2.700	14.150
13→14	5.000	42.788	6,7	57,335	—	1.700	12.450
14→15	5.000	42.788	5,35	45,783	—	0.350	12.100
15→16	5.000	42.788	4,45	38,081	0.550	—	12.650
16→17	—	—	4,5	38,509	—	4.500	8.150
17→18	—	—	5,5	47,066	—	5.500	2.650
18→19	—	—	6,3	53,912	—	6.300	-3.650
19→20	—	—	5,35	45,783	—	5.350	-9.000
20→21	5.000	42.788	5	42,788	—	0.000	-9.000
21→22	5.000	42.788	3	25,673	2.000	—	-7.000
22→23	5.000	42.788	2	17,115	3.000	—	-4.000
23→24	5.000	42.788	1	8,558	4.000	—	0.000
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>855.750</b>	<b>100</b>	<b>855,750</b>	<b>30.650</b>	<b>30.650</b>	

*Annexe 13 : Prix pour les conduites en PEHD PN10.*

<b>Référence</b>	<b>Diamètre Ext en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Qualité Produit</b>	<b>Pression Service</b>	<b>Prix TTC le DA/ml</b>
11 003 0201	20	2	PE80	10 Bars	35.22
11 003 0251	25	2	PE80	10 Bars	44.94
11 003 0321	32	2	PE100	10 Bars	63.83
11 003 0401	40	2.4	PE100	10 Bars	96.73
11 003 0501	50	3	PE100	10 Bars	149.04
11 003 0631	63	3.8	PE100	10 Bars	236.12
11 003 0751	75	4.5	PE100	10 Bars	335.26
11 007 0901	90	5.4	PE100	10 Bars	423.51
11 007 1101	110	6.6	PE100	10 Bars	630.94
11 007 1251	125	7.4	PE100	10 Bars	803.80
11 007 1601	160	7.5	PE100	10 Bars	1316.62
11 007 2001	200	11.9	PE100	10 Bars	259.92
11 007 2501	250	14.8	PE100	10 Bars	3197.92
11 007 3151	350	18.7	PE100	10 Bars	4910.52
11 007 4001	400	23.7	PE100	10 Bars	7879.02
11 007 5001	500	29.7	PE100	10 Bars	11790.79
11 007 6001	600	37.4	PE100	10 Bars	18673.20

*Annexe 14 : Prix pour les conduites en PEHD PN16.*

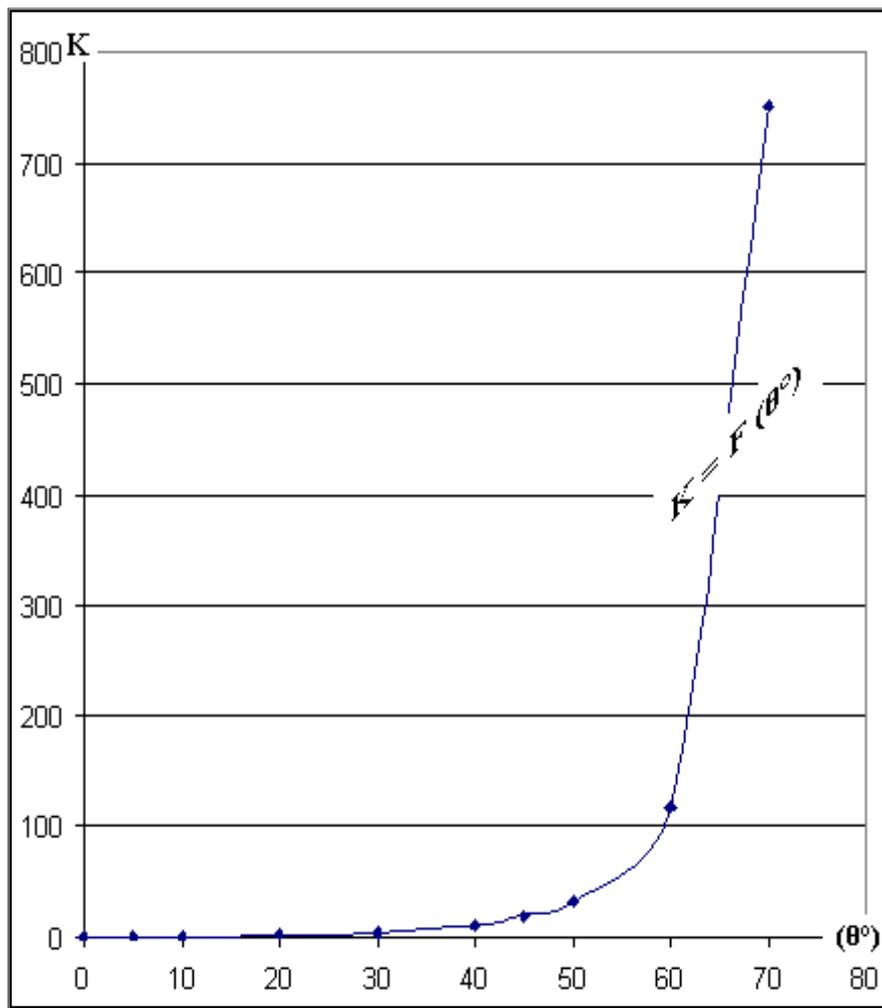
<b>Référence</b>	<b>Diamètre Ext en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Qualité Produit</b>	<b>Pression Service</b>	<b>Prix TTC le DA/ml</b>
11 008 0201	20	2	PE100	16 Bars	38.08
11 008 0251	25	2.3	PE100	16 Bars	55.96
11 008 0321	32	3	PE100	16 Bars	91.79
11 008 0401	40	3.7	PE100	16 Bars	142.13
11 008 0501	50	4.6	PE100	16 Bars	220.43
11 008 0631	63	5.8	PE100	16 Bars	348.74
11 008 0751	75	6.8	PE100	16 Bars	490.22
11 008 0901	90	8.2	PE100	16 Bars	617.50
11 008 1101	110	10	PE100	16 Bars	916.21
11 008 1251	125	11.4	PE100	16 Bars	1175.17
11 008 1601	160	14.6	PE100	16 Bars	1920.67
11 008 2001	200	18.2	PE100	16 Bars	3016.17
11 008 2501	250	22.7	PE100	16 Bars	4666.52
11 008 3151	350	28.6	PE100	16 Bars	7166.95
11 008 4001	400	36.3	PE100	16 Bars	11577.38
11 008 5001	500	45.4	PE100	16 Bars	17472.78
11 008 6001	630	57.25	PE100	16 Bars	27443.04

*Annexe 15 : Prix des conduites en fonte ductile.*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>PN (BAR)</b>	<b>Prix (DA)</b>	<b>Diamètre (mm)</b>	<b>PN (BAR)</b>	<b>Prix (DA)</b>
100	60	2800	350	45	8750
125	60	3000	400	45	11000
150	60	3300	450	45	15300
200	60	3800	500	45	19600
250	60	5750	600	30	20300
300	60	6500	700	30	24000

**Annexe 16 :** Evolution du coefficient de singularité  $K$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

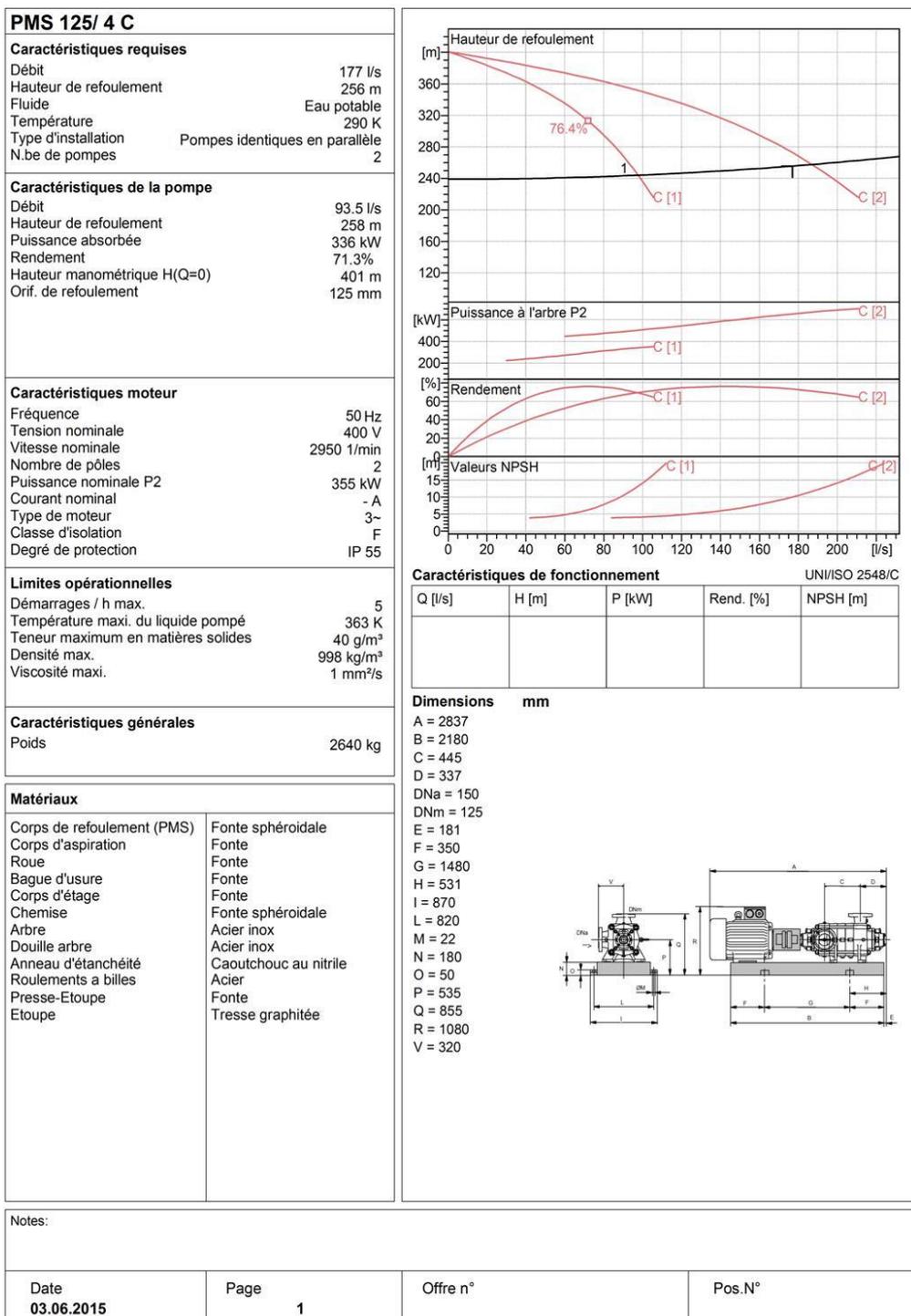
Angle d'inclinaison du papillon ( $\theta^\circ$ )	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70
<b>K</b>	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité  $K$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

## Annexe 17 : caractéristique de la pompe STR1-STR2.

Modena - Italy

 COMPANY  
 WITH QUALITY SYSTEM  
 CERTIFIED BY DNV  
 ISO 9001


Annexe 18 : caractéristique de la pompe STR2-STR3.



Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

<b>PM 125/ 3 C</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	177 l/s
Hauteur de refoulement	205 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	88.5 l/s
Hauteur de refoulement	205 m
Puissance absorbée	246 kW
Rendement	73.3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	301 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2170 kg
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 2612
- B = 2080
- C = 345
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 350
- G = 1380
- H = 531
- I = 870
- L = 820
- M = 22
- N = 180
- O = 50
- P = 535
- Q = 855
- R = 1080
- V = 320

Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
03.06.2015	1		

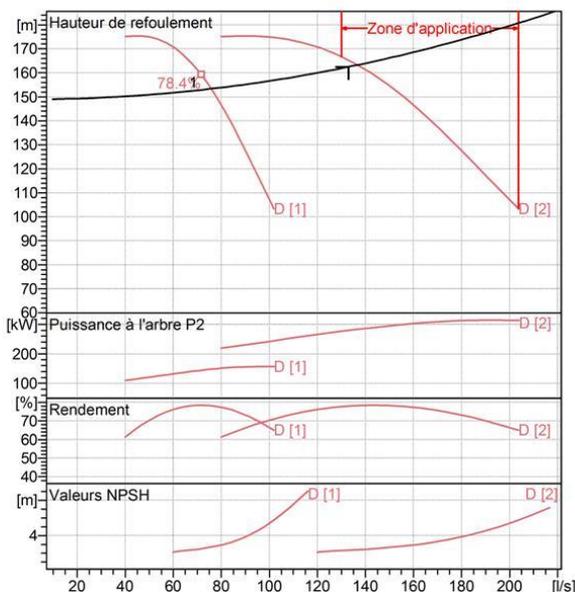
Annexe 19 : caractéristique de la pompe STR3-STR4.



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

<b>PM 150/ 7 D</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	133 l/s
Hauteur de refoulement	163 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	68.3 l/s
Hauteur de refoulement	163 m
Puissance absorbée	141 kW
Rendement	78.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	206 m
Orif. de refoulement	150 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2120 kg
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

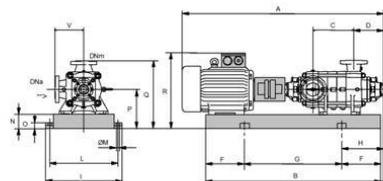


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 3010
- B = 2541
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1741
- H = 641
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



Notes:

Date 03.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

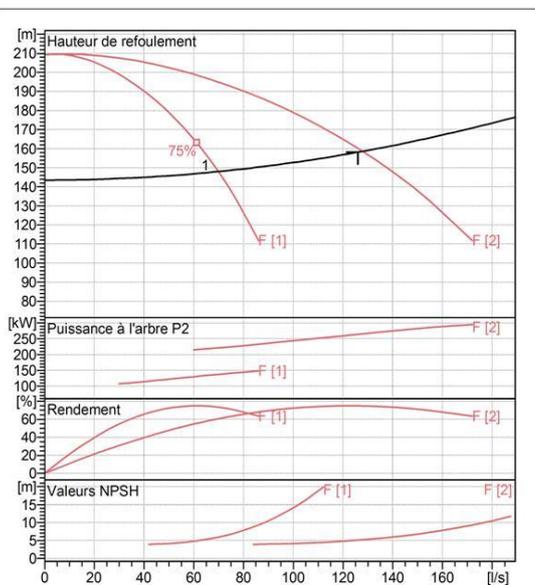
Annexe 20 : caractéristique de la pompe STR4-R1.



COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
— ISO 9001 —

<b>PM 125/ 3 F</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	126 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	64 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Puissance absorbée	133 kW
Rendement	74.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	209 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1770 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

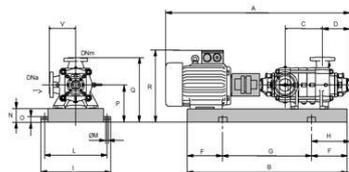


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

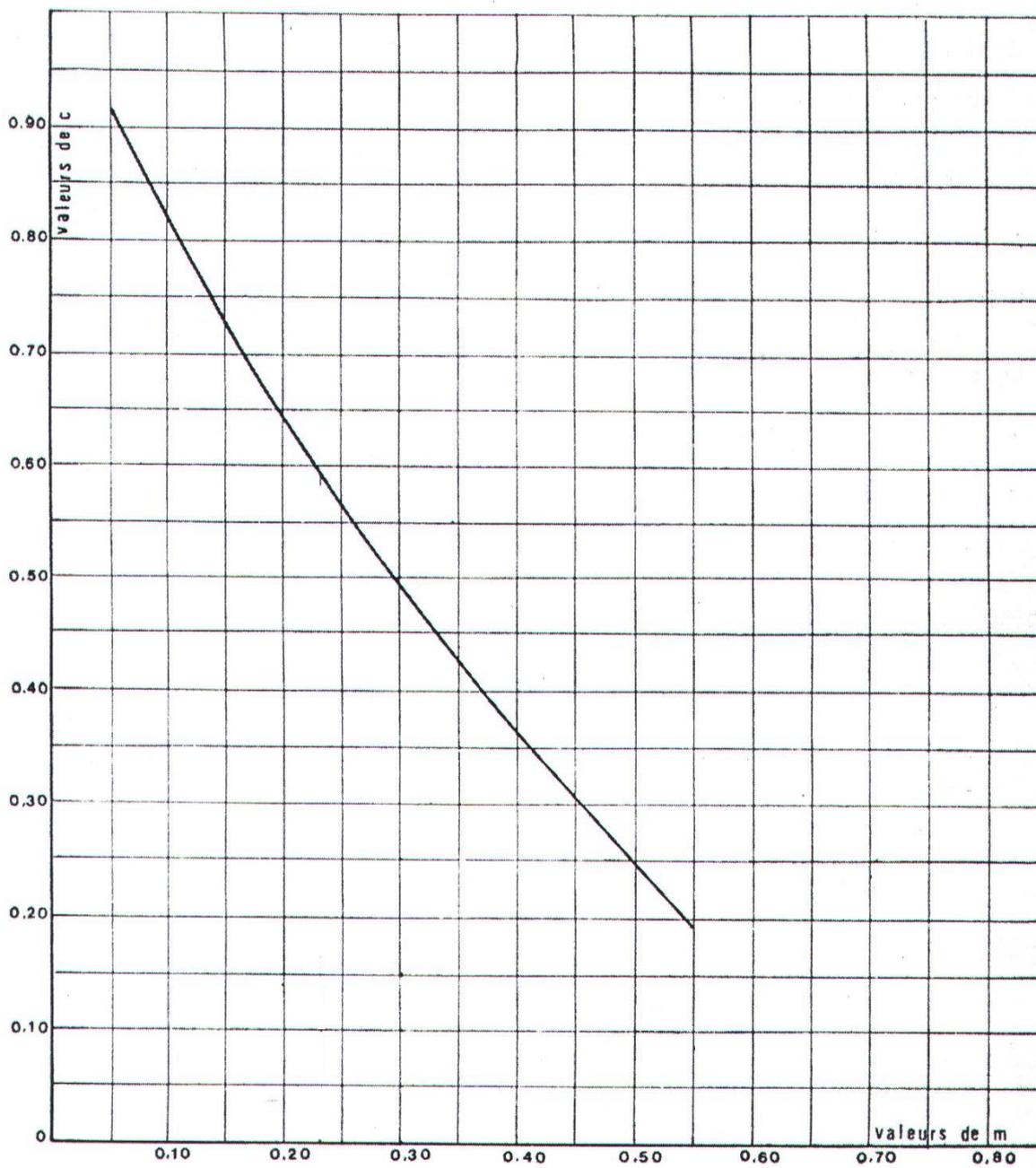
- A = 2480
- B = 1880
- C = 345
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 300
- G = 1280
- H = 481
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 795
- R = 982
- V = 320



Notes:

Date <b>03.06.2015</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe 21 : Coefficient de perte de charge « C » et « C' » dans une tuyère.



## Annexe 24 : Catalogue de gamme de réservoir d'air.

## Gamme eaux claires

Surpression - Régulation - Protection anti-bélier

## Hydrochoc

sortie coudée sous le fond - 100 à 2000 L

Le réservoir anti-bélier

**Hydrochoc** est un accumulateur hydropneumatique à vessie qui amortit les coups de bélier des régimes transitoires.

FABRICATION SELON CODAP



## PEINTURE

**Interne.** Primaire antirouille glycérophthalique, couleur ocre rouge, épaisseur 30 microns.

**Externe.** Laque monocouche résine uréthane, acrylique couleur orange, épaisseur 30 microns.



## VESSIE

Butyl interchangeable qualité alimentaire avec ACS (Attestation Conformité Sanitaire).



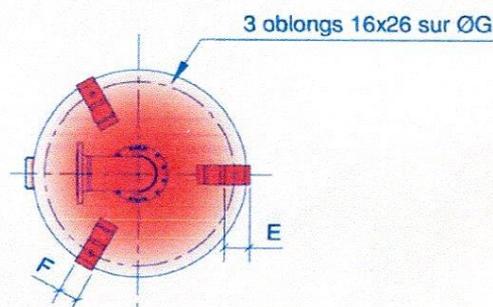
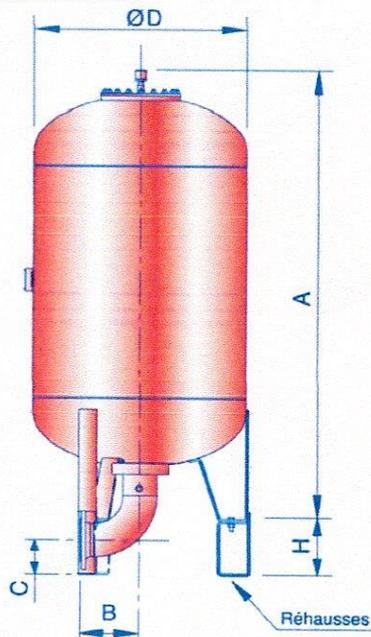
## GARANTIE

"Hors pièces d'usure et sous réserve des conditions normales d'utilisation."



## EMBALLAGE

Bull-pack pour les réservoirs. Carton pour les différents équipements et/ou pièces détachées.



Vue de dessous

Sortie DN	Référence	B	C	Pds sortie (KG)	H
50	R7900M00001	124	241	13	230
80	R7901M00001	172	213	15	230
100	R7910M00001	217	182	18	230
125	R7911M00001	259	147	23	230
150	R7912M00001	304	176	28	300

## Gamme 25/37,5 bars

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Code	Vol.	A (mm)	Ø D (mm)	E	F	G	Poids sans sortie (kg)
HC-100-25/37,5-V	100	807	630	54	50	560	116
HC-200-25/37,5-V	200	1132	630	54	50	560	159
HC-300-25/37,5-V	300	1457	630	54	50	560	202
HC-500-25/37,5-V	500	2107	630	54	50	560	288
HC-750-25/37,5-V	750	1912	850	80	80	755	439
HC-1000-25/37,5-V	1000	2412	850	80	80	755	549
HC-1500-25/37,5-V	1500	2495	1000	80	100	905	792
HC-2000-25/37,5-V	2000	3195	1000	80	100	905	1007

Annexe 23: tableau des résultats d'itérations de calcul du réservoir d'aire par la méthode de BERGERON pour le tronçon STR3-STR4.

	Uo = 1,5 (m3)				U cal = 0,754 (m3)					Pression Max = 113,441					pression Min = 55,973				Umaj = 1,500 (m3)				
<b>Intervalles de temps téta (s)</b>	0,000	1,337	2,674	4,011	5,347	6,684	8,021	9,358	10,695	12,032	13,369	14,705	16,042	17,379	18,716	20,053	21,390	22,726	24,063	25,400	26,737	29,411	30,748
<b>Variation du volume d'air( m3 )</b> $dU=S*VmT=0,1964*1,9*Vm=0,373*Vm$	0,00	0,169	0,085	-0,020	-0,086	-0,095	-0,068	-0,025	0,018	0,043	0,037	0,010	-0,018	-0,032	-0,026	-0,006	0,013	0,022	0,017	0,002	-0,012	-0,016	-0,011
<b>Volume d'Air (m3)</b>	0,500	0,669	0,754	0,734	0,647	0,552	0,484	0,459	0,478	0,521	0,558	0,568	0,550	0,517	0,491	0,485	0,498	0,521	0,537	0,539	0,528	0,511	0,501
<b>Pression dans le reservoir d'air(m d'eau)</b> $z=(Hg+&+10)*Uo^{1,4}/U^{1,4}$	100,040	66,490	56,289	58,498	69,664	87,026	104,553	112,650	106,610	94,550	85,849	83,682	87,649	95,407	102,493	104,354	100,482	94,525	90,457	90,033	92,809	96,931	99,809
<b>Vitesse dans la tubulure de branchement(m/s)</b> Montée $V1=17*Vf$ Descente $V2 =30*Vf$		14,464	2,808	11,822	17,927	14,971	8,485	0,205	3,887	4,850	2,740	1,084	5,306	5,862	3,059	0,525	2,187	2,355	1,040	1,137	2,862	2,712	0,944
<b>Perte de charge dans la tuyère( m )</b> Montée $dH1=(V1exp2*0,6)/(2*9,8)$ Descente $dH2=V2exp2*0,75/(2*9,8)$		6,346	0,239	11,552	26,561	18,526	5,951	0,003	0,458	0,713	0,228	0,097	2,327	2,840	0,773	0,008	0,145	0,168	0,033	0,107	0,677	0,608	0,074
<b>Pression dans la conduite avec pertes de charge(m d'eau)</b> Montée $Z - dH1$ Descente $Z + dH2$	100,040	60,144	56,050	70,050	96,225	105,552	110,504	112,653	106,152	93,836	85,622	83,779	89,976	98,247	103,267	104,346	100,336	94,357	90,424	90,140	93,486	97,539	99,883
<b>perte de charge de refoulement( m )</b>	4,040	2,090	0,082	0,492	1,124	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786	0,786
<b>Pression dans la conduite sans pertes de charge(m d'eau)</b> Montée $Z - dH1 - \&$ Descente $Z + dH2 + \&$	96,000	58,054	55,968	70,542	97,349	106,338	111,290	113,439	105,366	93,050	84,836	84,565	90,762	99,033	104,053	103,560	99,550	93,571	89,638	90,926	94,272	98,325	100,669
<b>Vitesse lue sur le graphique Vf ( m/s )</b>	1,174	0,844	0,164	-0,407	-0,618	-0,516	-0,292	-0,007	0,227	0,283	0,160	-0,037	-0,183	-0,202	-0,105	0,031	0,128	0,137	0,061	-0,039	-0,099	-0,093	-0,033
<b>Désignation du point</b>	1R	2P	4P	6P	8P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P
<b>Vitesse moyenne Vm ( m/s )</b>		1,009	0,504	-0,122	-0,512	-0,567	-0,404	-0,150	0,110	0,255	0,221	0,061	-0,110	-0,192	-0,154	-0,037	0,079	0,132	0,099	0,011	-0,069	-0,096	-0,063
<b>Vitesse finale choisie Vf (m/s) (à changer)</b>	1,17	0,84	0,16	-0,41	-0,62	-0,52	-0,29	-0,01	0,23	0,28	0,16	-0,04	-0,18	-0,20	-0,105	0,03	0,13	0,14	0,06	-0,04	-0,10	-0,09	-0,03
<b>Equation vérifiée (valeur cible)</b>		0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>vitesse au reservoir (m/s)</b>	1,174	0,513	-0,185	-0,629	-0,606	-0,426	-0,159	0,145	0,309	0,257	0,062	-0,137	-0,229	-0,175	-0,035	0,097	0,158	0,116	0,005	-0,083	-0,114	-0,073	0,008

<b>Vitesses (m/s)</b>	1,174	0,84	0,513	0,16	-0,185	-0,41	-0,629	-0,62	-0,606	-0,52	-0,426	-0,292	-0,159	-0,007	0,145	0,227	0,309	0,283	0,257	0,160	0,062	-0,037	-0,137
<b>Pressions (mce)</b>	96	58,054	96	55,968	96	70,542	96	97,349	96	106,338	96	111,290	96	113,439	96	105,366	96	93,050	96	84,836	96	84,565	96
<b>hauteur géométrique +Perte de charge(m)</b>	100,040	98,090	96,082	95,508	94,876	95,214	95,745	96,000	96,155	96,239	96,078	95,922	95,922	95,922	95,922	96,078	96,078	96,078	96,078	95,922	95,922	95,922	95,922

Annexe 22: tableau des résultats d'itérations de calcul du réservoir d'aire par la méthode de BERGERON pour le tronçon S Tr-STR1.

	Uo = 0,5 (m3)				U cal = 0,754 (m3)					Pression Max = 113,441					pression Min = 55,973					Umaj = 1,500 (m3)			
Intervalles de temps téta (s)	0,000	4,272	8,545	12,817	17,089	21,361	25,634	29,906	34,178	38,450	42,723	46,995	51,267	55,539	59,812	64,084	68,356	72,628	76,901	81,173	85,445	93,990	98,262
Variation du volume d'air( m3 ) dU=S*VmT=0,1964*1,9*Vm=0,373*Vm	0,000	0,474	0,196	-0,110	-0,244	-0,207	-0,092	0,032	0,104	0,087	0,011	-0,057	-0,073	-0,036	0,018	0,045	0,032	-0,001	-0,022	-0,022	-0,008	0,003	0,005
Volume d'Air (m3)	1,500	1,974	2,170	2,059	1,816	1,608	1,516	1,548	1,652	1,739	1,750	1,693	1,620	1,584	1,602	1,648	1,679	1,679	1,657	1,635	1,627	1,630	1,635
Pression dans le reservoir d'air(m d'eau) z=(Hg+&+10)*Uo^1,4/U^1,4	180,625	122,964	107,735	115,898	138,251	163,852	177,976	172,817	157,782	146,842	145,534	152,463	162,165	167,311	164,669	158,385	154,189	154,258	157,141	160,056	161,178	160,745	160,040
Vitesse dans la tubulure de branchement(m/s) Montée V1=17*Vf Descente V2 =30*Vf		15,819	0,457	16,315	18,033	11,205	1,791	3,737	4,920	2,323	2,361	5,698	4,587	0,451	1,774	1,985	0,671	1,210	1,898	1,147	0,000	0,260	0,167
Perte de charge dans la tuyère( m ) Montée dH1=(V1exp2*0,6)/(2*9,8) Descente dH2=V2exp2*0,75/(2*9,8)		7,578	0,006	21,999	26,878	10,377	0,265	0,423	0,733	0,163	0,461	2,684	1,739	0,017	0,095	0,119	0,014	0,121	0,298	0,109	0,000	0,002	0,001
Pression dans la conduite avec pertes de charge(m d'eau) Montée Z - dH1 Descente Z + dH2	180,625	115,386	107,729	137,897	165,129	174,229	178,241	172,394	157,049	146,679	145,995	155,147	163,904	167,327	164,573	158,266	154,176	154,379	157,439	160,164	161,178	160,743	160,039
perte de charge de refoulement( m )	21,625	9,710	0,008	3,639	4,418	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710	1,710
Pression dans la conduite sans pertes de charge(m d'eau) Montée Z - dH1- & Descente Z + dH2 + &	159,000	105,676	107,721	141,537	169,547	175,939	179,951	170,684	155,339	144,969	147,705	156,857	165,614	169,037	162,863	156,556	152,466	156,089	159,149	161,874	162,888	159,033	158,329
Vitesse lue sur le graphique Vf ( m/s )	1,383	0,925	0,027	-0,564	-0,623	-0,387	-0,062	0,219	0,288	0,136	-0,082	-0,197	-0,158	-0,016	0,104	0,116	0,039	-0,042	-0,066	-0,040	0,000	0,015	0,010
Désignation du point	1R	2P	4P	6P	8P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P	10P
Vitesse moyenne Vm ( m/s )		1,154	0,476	-0,268	-0,593	-0,505	-0,224	0,078	0,253	0,212	0,027	-0,139	-0,178	-0,087	0,044	0,110	0,078	-0,001	-0,054	-0,053	-0,020	0,008	0,012
Vitesse finale choisie Vf (m/s) (à changer)	1,38	0,93	0,03	-0,56	-0,62	-0,39	-0,06	0,22	0,29	0,14	-0,08	-0,20	-0,16	-0,02	0,104	0,12	0,04	-0,04	-0,07	-0,04	0,00	0,02	0,01
Equation vérifiée (valeur cible)		0,000	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	-0,092	0,000	0,000
vitesse au reservoir (m/s)	1,383	0,467	-0,414	-0,714	-0,532	-0,242	0,118	0,319	0,256	0,015	-0,179	-0,215	-0,102	0,071	0,137	0,095	-0,017	-0,067	-0,064	-0,015	0,015	0,016	0,004

Vitesses (m/s )	1,383	0,93	0,467	0,03	-0,414	-0,56	-0,714	-0,62	-0,532	-0,39	-0,242	-0,062	0,118	0,219	0,319	0,288	0,256	0,136	0,015	-0,082	-0,179	-0,197	-0,215
Pressions (mce )	159	105,676	159	107,721	159	141,537	159	169,547	159	175,939	159	179,951	159	170,684	159	155,339	159	144,969	159	147,705	159	156,857	159
hauteur géométrique +Perte de charge(m)	180,625	168,710	159,008	155,361	154,582	157,290	158,956	159,857	159,962	159,213	158,922	158,922	158,922	158,922	159,078	159,078	159,078	158,922	158,922	158,922	158,922	159,078	159,078

## Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établie les différentes étapes nécessaires pour le renforcement de la chaine d'adduction de Beni Douala et ces environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage de Taksebt, sur un horizon projeté de 30 ans.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau des différentes catégories d'usagers à l'horizon 2045.

Puis, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs, suivis d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites l'adduction.

Nous avons traités aussi la partie pompage, ou on à choisi les pompes adéquates à chaque tronçon. A la fin, nous avons optés pour des réservoirs d'air à but de protégé les tronçons contre le coup de bélier. Les normes qui régissent la pose des conduites ont été exposées.

**Mots clés :** renforcement ; adduction ; barrage de Taksebt ; réservoir ; des conduites, pompes ; coup de bélier

## Abstract

In order to prepare our project, we've established the necessity steps for strengthening the water supply system of Beni Douala and its surroundings, from the dam of taksebt.

After the presentation of the site of the project, we estimated all the needs in water of the different users for a horizon of 2045.

After that, we calculated the dimensions of the tanks, followed by a technico- economical study, so we can find the diameter of the canalization pipes.

We have treated the pumping part where we've selected the appropriate pumps for every section. At the end, we have chosen an vessel air to protect the suctions from the water hammer and the different standards which rules the laying of pipes were exposed.

**Key words:** strengthening; supply; dam of taksebt; tanks; pipes; pumps; water hammer

## ملخص :

في إطار هذا المشروع النهائي لدراسة قمنا بإنشاء مختلف الخطوات اللازمة لتعزيز سلسلة التزويد بمياه الشرب لبلدية بني دواله وضواحيها من سد تكسبت على افق 2045 بعد ان قدمنا موقع المشروع قدرنا الاحتياجات المائية لمختلف الفئات لمياه الشرب على مدى 30 سنة المستخدمة

بعد ذلك انتقلنا الى تحجيم خزانات المياه ثم تليها دراسة تقنية واقتصادية لإيجاد اقطار الانابيب التزويد بالمياه وبالتوازي قمنا بدراسة جزء الضخ لتحديد المضخات المائية المناسبة. وفي النهاية اخترنا خزانات الهواء الملائمة لحماية الانابيب ضد ظاهرة المطرقة المائية وعرضنا أيضا المعايير اللازمة لتركيب الانابيب

**الكلمات الرئيسية :** سلسلة التزويد; خزانات; سد تكسبت; مياه الشرب; الانابيب; المضخات المائية; خزانات الهواء; المطرقة المائية