

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



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**GRABSI Younes**

**ZERKAK Fatma**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

**INTITULE :**

**RACCORDEMENT EN EAU POTABLE DE LA  
COMMUNE DE KENDIRA (W BEJAIA) AU  
TRANSFERT DU BARRAGE DE TICHY-HAF**

Soutenu le **18 / 07 / 2021** devant le jury composé de :

- Président : **M<sup>r</sup> BEDJOU, A.**
- Promoteur : **M<sup>r</sup> MERAH, F.**
- Examineur : **M<sup>r</sup> BERREKSI, A.**

## *Remerciements*

*Nous remercions Dieu Le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce travail.*

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promoteur M<sup>r</sup> MERAH.F pour ces orientations et le temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.*

*On exprime une reconnaissance toute particulière à M<sup>r</sup> BADJA Abdelhakim pour ses conseils, son aide, son appui et pour nous avoir orienté et sa disponibilité, on lui exprime notre gratitude et un grand respect.*

*Nous remercions M<sup>r</sup> RAMDANI le subdivisionnaire de la subdivision de Barbacha pour son accueil, qui a mis à notre disposition tous les documents et données pour réaliser ce travail.*

*Nos remercions l'ensemble du personnel du service technique de l'APC de Kendira en particulier.*

*Nous sincères remerciements s'adressent également aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail, tous les enseignants de département d'Hydraulique qui ont donné de leur savoir.*

*Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui contribué de près ou de loin à la mise en œuvre de ce modeste travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère, pour ses sacrifices, son amour et son aide,  
et à qui sa prière était le secret de mon succès.*

*Mon très cher père, pour ses conseils et son soutien matériel, et  
à qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir.*

*Que dieu, le tout puissant, les préserve et les accorde santé,  
longue vie et bonheur*

*A mon cher frère : Abdelsalam.*

*A mes chères sœurs : Saloua, Sabrina, Zina et Lemia.*

*A mes amies Siham et Sylia.*

*A mon binôme et à sa famille.*

*A mes ami(e)s sans exception.*

*A tous les étudiants de département d'hydraulique en  
particulier notre promo 2021.*

***FATMA***

# Dédicaces

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

***A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tous ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.***

***A ma très chère mère, la femme la plus chère de ma vie, à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son amour et son soutien matériel et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenue aujourd'hui.***

***Je vous aime et que Dieu vous protège.***

***A toute ma grande famille (mes frères et mes sœurs)***

***A mon binôme et à sa famille***

***A mes très chers amis : Kaci, Azzeddine, Lyazid, Hocine, Issam, Islam MALAOU, Islam NUAL, Yanis, Boussad, Aymen, Rougi et Houssem.***

***A tous les étudiants de département hydraulique en particulier notre promo 2021.***

***A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leurs cœurs.***

**YOUNES**

# Sommaire

<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>I. Présentation du site et estimation des besoins en eau</b>	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du site	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Situation topographique	3
I.2.3. Situation climatique	3
I.2.3.1. Température	3
I.2.3.2. Pluviométrie	4
I.2.3.3. Humidité	4
I.2.3.4. Le vent	4
I.2.4. Situation démographique	4
I.2.5. Situation hydraulique	5
I.3. Estimation des besoins en eau	6
I.3.1. Estimation de la population	6
I.3.2. Norme de consommation	7
I.3.3. Calcul des besoins	8
I.3.3.1. Besoins domestique	8
I.3.3.2. Besoins administratifs	9
I.3.3.3. Besoins scolaires	9
I.3.3.4. Besoins commerciaux	9
I.3.3.5. Besoins sanitaires	10
I.3.3.6. Besoins socioculturels	10
I.3.3.7. Besoins de sport et loisir	10
I.3.4. La consommation moyenne journalière	11
I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	12
I.3.6. Calcul du débit maximum journalier	12
I.3.7. Calcul du débit maximum horaire (débit de pointe)	13
I.4. Conclusion	15

## **II. Les réservoirs**

II.1. Introduction	16
II.2. Caractéristiques du réservoir	16
II.3. Fonction et utilités des réservoirs	16
II.4. Emplacement du réservoir	16
II.5. Classification des réservoirs	17
II.5.1. Selon la forme	17
II.5.2. Selon la situation de lieu	17
II.5.3. Selon le matériau de construction	17
II.5.4. Selon leur mode de fermeture	17
II.5.5. Selon l'usage	17
II.6. Choix des types des réservoirs	18
II.7. Equipements de réservoir	18
II.7.1. Conduite d'adduction	18
II.7.2. Conduite de distribution	19
II.7.3. Conduite de trop plein	19
II.7.4. Conduite de vidange	19
II.7.5. Conduite de by-pass	20
II.7.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	20
II.7.6.1. Système à deux prises	20
II.7.6.2. Système à siphon	21
II.8. Capacité du réservoir	21
II.8.1. Méthode analytique	22
II.8.1.1. Le volume maximal de stockage	22
II.8.1.2. Détermination de la valeur de P(%)	22
II.8.1.3. Volume total du réservoir	23
II.8.1.4. Forme du réservoir	23
II.8.2. Méthode graphique	24
II.9. Dimensionnement des stations de reprise	24
II.10. Détermination des capacités des réservoirs	24
II.10.1. Dimensionnement du réservoir principal RP	24
II.10.2. Dimensionnement du réservoir de la zone 01 (R1)	26
II.10.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 02 (R2)	28

II.10.4. Dimensionnement du réservoir de la zone 03 (R3)	30
II.10.5. Dimensionnement du réservoir de la zone 03 (R4)	32
II.10.6. Dimensionnement du réservoir de la zone 05 (R5)	34
II.11. Dimensionnement de la station de reprise SR1 et SR2	36
II.12. Conclusion	36

### **III. L'adduction**

III.1. Introduction	38
III.2. Type d'adduction	38
III.2.1. Adduction gravitaire	38
III.2.2. Adduction par refoulement	38
III.2.3. Adduction mixte	39
III.3. Choix du tracé	39
III.4. choix de type de conduite	39
III.4.1. Conduite en PEHD	40
III.4.2. Conduite en fonte	40
III.5. Description de schéma d'adduction	41
III.6. Les équipements utilisés	43
III.6.1. Robinet vanne	43
III.6.2. Ventouse	43
III.6.3. Vidange	43
III.6.4. Les clapets	44
III.6.5. Vanne papillon	44
III.7. Etude techno-économique	44
III.7.1. Calcul du diamètre économique de la conduite	45
III.7.2. Calcul de la vitesse	46
III.7.3. Calcul des pertes de charge	46
III.7.3.1. Pertes de charge linéaires	46
III.7.3.2. Pertes de charge singulières	48
III.7.3.3. Pertes de charge totales	48
III.7.4. Calcul la hauteur manométrique totale	48
III.7.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe	48
III.7.6. Calcul l'énergie consommée par la pompe	49

III.7.7. Calcul des frais d'exploitation	49
III.7.8. Calcul des frais d'amortissement	49
III.7.9. Calcul du bilan	50
III.8. Calcul des diamètres économiques pour les conduites	50
III.8.1. Partie adduction par refoulement	50
III.8.1.1. Tronçon SR1-SR2	50
III.8.1.2. Tronçon SR2-RP	51
III.8.2. Partie adduction gravitaire	52
III.8.2.1. Tronçon PK-SR1	52
III.8.2.2. Tronçon RP-R1	53
III.8.2.2. Tronçon RP-R2	54
III.8.2.4. Tronçon RP-R3	55
III.8.2.5. Tronçon RP-R4	56
III.8.2.6. Tronçon RP-R5	57
III.9. Conclusion	58

## **IV. Les pompes**

IV.1. Introduction	59
IV.2. Type des pompes	59
IV.2.1. Les pompes volumétriques	59
IV.2.2. Les turbo pompes	59
IV.3. Choix du type de la pompe	60
IV.4. Les courbes caractéristiques de la pompe	60
IV.4.1. Le débit (Q)	60
IV.4.2. La hauteur manométrique totale (Hmt)	61
IV.4.3. La vitesse de rotation (N)	61
IV.4.4. Les puissances	61
IV.4.5. Le rendements	61
IV.5. Point de fonctionnement d'une pompe	62
IV.6. Recherche du point de fonctionnement	63
IV.6.1. Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage	63
IV.6.2. Deuxième variante : Vannage ou création des pertes de charge	63
IV.6.3. Troisième variante : Rognage de la roue	64



IV.6.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation de la pompe	64
IV.7. Couplage des pompes	65
IV.7.1. Couplage en série	65
IV.7.2. Couplage en parallèle	65
IV.8. Etude de la cavitation	66
IV.9. Choix du type des pompes pour différentes stations	68
IV.9.1. La station de reprise SR1	68
IV.9.2. La station de reprise SR2	70
IV.10. Conclusion	73

## **V. Coup de bélier**

V.1. Introduction	75
V.2. Définition	75
V.3. Les causes et les conséquences de coup de bélier	75
V.3.1. Causes de coup de bélier	75
V.3.2. Conséquences de coup de bélier	75
V.4. Analyse physique de phénomène	75
V.5. Protection des conduites contre le coup de bélier	76
V.5.1. Volant d'inertie	76
V.5.2. Soupapes de décharges	77
V.5.3. Les ventouses	77
V.5.4. Réservoir d'air	77
V.5.5. Cheminée d'équilibre	78
V.6. Etude de coup de bélier	78
V.6.1. La valeur de coup de bélier	79
V.6.2. Calcul les valeurs de coup de bélier pour les différents tronçons	80
V.7. Conclusion	82
<b>Conclusion générale</b>	83
<b>Bibliographie</b>	84

# Liste des figures

<b>Figure (I.1) :</b> Situation géographique de la commune de Kendira.	2
<b>Figure (I.2) :</b> Délimitation de la commune de Kendira.	3
<b>Figure (I.3) :</b> Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude.	17
<b>Figure (II.1) :</b> Le schéma de la conduite d'adduction.	18
<b>Figure (II.2) :</b> Le schéma de la conduite de distribution.	19
<b>Figure (II.3) :</b> Le schéma de la conduite de vidange.	19
<b>Figure (II.4) :</b> Le schéma de la conduite de by-pass.	20
<b>Figure (II.5) :</b> Système de deux prises.	21
<b>Figure (II.6) :</b> Le système à siphon.	21
<b>Figure (III.1) :</b> Adduction gravitaire.	38
<b>Figure (III.2) :</b> Adduction par refoulement.	39
<b>Figure (III.3) :</b> Schéma général d'adduction.	42
<b>Figure (III.4) :</b> Robinet vanne.	43
<b>Figure (III.5) :</b> Ventouse.	43
<b>Figure (III.6) :</b> Clapet anti-retour.	44
<b>Figure (III.7) :</b> Vanne papillon.	44
<b>Figure (IV.1) :</b> Types de la roue des pompes turbo pompes.	59
<b>Figure (IV.2) :</b> La courbe caractéristique de la pompe.	60
<b>Figure (IV.3) :</b> Point de fonctionnement d'une pompe.	62
<b>Figure (IV.4) :</b> Couplage en série d'une pompe centrifuge.	65
<b>Figure (IV. 5) :</b> Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.	66
<b>Figure (IV.6) :</b> Cas d'aspiration en charge.	67
<b>Figure (IV.7) :</b> Cas d'aspiration en dépression.	67
<b>Figure (IV.8) :</b> La courbe caractéristique de la pompe SR1.	69
<b>Figure (IV.9) :</b> La courbe caractéristique de la pompe SR2.	70
<b>Figure (IV.10) :</b> Recherche graphique des points de la courbe caractéristique pour la pompe SR2.	72
<b>Figure (V.1) :</b> Réservoir d'air.	77
<b>Figure (V.2) :</b> Variation de volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.	78
<b>Figure (V.3) :</b> Cheminée d'équilibre.	78

# Liste des tableaux

<b>Tableau (I.1) :</b> La température de la commune de Kendira.	3
<b>Tableau (I.2) :</b> Caractéristiques pluviométriques annuelles (1970-2006) de la commune de Kendira.	4
<b>Tableau (I.3) :</b> Evolution démographique et la densité d'habitation de Kendira.	4
<b>Tableau (I.4) :</b> Estimation de la population de la commune de Kendira.	6
<b>Tableau (I.5) :</b> Estimation de la population de neuf villages de la commune de Kendira pour l'année 2051.	7
<b>Tableau (I.6) :</b> Norme de consommation domestique.	7
<b>Tableau (I.7) :</b> Besoins en eau domestique de neuf localités de la commune de Kendira.	8
<b>Tableau (I.8) :</b> Besoins administratifs.	9
<b>Tableau (I.9) :</b> Besoins scolaires.	9
<b>Tableau (I.10) :</b> Besoins commerciaux.	9
<b>Tableau (I.11) :</b> Besoins sanitaire.	10
<b>Tableau (I.12) :</b> Besoins socioculturels.	10
<b>Tableau (I.13) :</b> Besoins de sport et loisir.	11
<b>Tableau (I.14):</b> Estimation des débits moyens journaliers pour les divers horizons.	11
<b>Tableau (I.15) :</b> La majoration de la consommation moyenne journalière pour divers horizons.	12
<b>Tableau (I.16):</b> Le débit maximum journalier et le débit minimum journalier pour divers horizon.	13
<b>Tableau (I.17) :</b> variation de valeur de $\beta_{\max}$ .	14
<b>Tableau (I.18) :</b> Détermination des valeurs des coefficients $K_{\max.h}$ en fonction du nombre d'habitants.	14
<b>Tableau (I.19) :</b> Le débit horaire maximum à différents horizon.	14
<b>Tableau (II.1) :</b> Dimensionnement du réservoir principal RP.	25
<b>Tableau (II.2) :</b> Dimensionnement de réservoir (R1) de la zone 01.	27
<b>Tableau (II.3) :</b> Dimensionnement de réservoir (R2) de la zone 02.	29
<b>Tableau (II.4) :</b> Dimensionnement de réservoir (R3) de la zone 03.	31
<b>Tableau (II.5) :</b> Dimensionnement de réservoir (R4) de la zone 04.	33
<b>Tableau (II.6) :</b> Dimensionnement de réservoir (R5) de la zone 05.	35
<b>Tableau (II.7) :</b> Les capacités des réservoirs à projeté de la commune de Kendira.	37
<b>Tableau (III.1) :</b> Calcul le Hmt du tronçon SR1-SR2.	51
<b>Tableau (III.2) :</b> calcul les frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-SR2.	51
<b>Tableau (III.3) :</b> Calcul de bilan du tronçon SR1-SR2.	51
<b>Tableau (III.4) :</b> Calcul le Hmt du tronçon SR2-RP.	52
<b>Tableau (III.5) :</b> calcul les frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-RP.	52

<b>Tableau (III.6) :</b> Calcul de bilan du tronçon SR2-RP.	52
<b>Tableau (III.7) :</b> Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-SR1.	53
<b>Tableau (III.8) :</b> Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R1.	54
<b>Tableau (III.9) :</b> Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R2.	55
<b>Tableau (III.10) :</b> Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R3.	56
<b>Tableau (III.11) :</b> Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R4.	57
<b>Tableau (III.12) :</b> Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R5.	58
<b>Tableau (III.13) :</b> Le diamètre retrouvé de chaque tronçon.	58
<b>Tableau (IV.1) :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	68
<b>Tableau (IV.2) :</b> Recherche des points de la courbe caractéristique pour la pompe SR2.	72
<b>Tableau (IV.3) :</b> Tableau récapitulatif de choix des pompes.	74
<b>Tableau (V.1) :</b> Calcul les valeurs maximales du coup de bélier des tronçons au refoulement.	80
<b>Tableau (V.2) :</b> Calcul les valeurs maximales du coup de bélier des tronçons gravitaires.	81
<b>Tableau (V.3) :</b> Calcul du temps de fermeture des vanner.	81

## Liste des symboles et abréviations

**A** : L'amortissement annuel (annuité).  
 **$\alpha$**  : La célérité de l'onde (m/s).  
**B** : la valeur de coup de bélier (m).  
**B<sub>L</sub>** : Bilan (DA).  
**Ca** : la côte du plan d'aspiration (m).  
**C<sub>p</sub>** : La cote de l'axe de la pompe (m).  
**C<sub>R</sub>** : Cote de radier (m).  
**C<sub>TP</sub>** : Cote trop plein (m).  
**D** : Diamètre de la conduite (m).  
**D<sub>1</sub>** : Diamètre de la roue avant le rognage (m).  
**D<sub>2</sub>** : Diamètre de la roue après le rognage (m).  
**D<sub>1</sub>** : Le diamètre donnée par BONNIN (m).  
**D<sub>2</sub>** : Le diamètre donnée par BRESS (m).  
**D<sub>max</sub>** : Le diamètre maximal de la conduite (m).  
**D<sub>min</sub>** : Le diamètre minimal de la conduite (m).  
**D<sub>r</sub>** : Diamètre du réservoir (m).  
**E** : Energie consommée par la pompe (KWh).  
**e** : Epaisseur de la conduite (mm).  
**e<sub>u</sub>** : Prix unitaire du KWh fixé à (4.67 DA) par SONALGAZ.  
**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA).  
**F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA).  
**g** : Accélération de la pesanteur égale à 9.81 (m/s<sup>2</sup>).  
**H** : Hauteur d'eau dans le réservoir (m).  
**H<sub>0</sub>** : La pression absolue de la conduite (m).  
**H<sub>1</sub>** : La hauteur manométrique totale du point désiré (m).  
**H<sub>a</sub>** : Hauteur d'aspiration (m).  
**H<sub>D</sub>** : La hauteur disponible (m).  
**H<sub>d</sub>** : La valeur de la dépression (m).  
**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m).  
**H<sub>inc</sub>** : Hauteur de l'eau d'incendie (m).  
**H<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires (m).  
**H<sub>mt</sub>** : Hauteur totale manométrique (m).  
**H<sub>s</sub>** : La valeur de la surpression (m).  
**H<sub>t</sub>** : Pertes de charge totale (m).  
**H<sub>v</sub>** : Perte de charge dans la vanne (m).  
**H'** : La hauteur crée par la pompe pour le débit désiré (m) ;  
**h** : Perte de charge engendré par le vannage (m).  
**i** : Taux d'anuité égale à 8%.  
**J** : Pertes de charge unitaires (m/ml).  
**J<sub>a</sub>** : Perte de charge à l'aspiration (m).  
**J<sub>v</sub>** : Tension de vapeur d'eau pompée (à T=20°C, J<sub>v</sub>=0.24 m).  
**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.  
**K<sub>c</sub>** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.  
**K<sub>f</sub>** : Coefficient de fuite prise égale à 1.2.  
**K<sub>max,h</sub>** : Coefficient de variation horaire.  
**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximal.  
**K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimal.  
**L** : Longueur de la conduite (m).

**m** : Coefficient de rognage.  
**N** : La vitesse de rotation de la pompe (tr/min).  
**N<sub>i</sub>** : nombre de consommateur.  
**NPSH<sub>d</sub>** : La charge minimale disponible à l'aspiration (m).  
**NPSH<sub>r</sub>** : La charge nette minimale à l'aspiration (m).  
**N'** : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min).  
**n** : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré (30ans).  
**PN** : pression nominale (bar).  
**P<sub>0</sub>** : Population de l'année de référence.  
**P<sub>a</sub>** : La puissance absorbée par la pompe (KW).  
**P<sub>max</sub>** : Résidu maximal dans le réservoir (%).  
**P<sub>n</sub>** : Population future à l'horizon considéré.  
**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).  
**Q** : débit refoulé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).  
**Q<sub>1</sub>** : Le débit au point de fonctionnement désiré (m<sup>3</sup>/s).  
**Q<sub>2</sub>** : Le débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage (m<sup>3</sup>/s).  
**Q<sub>3</sub>** : Le débit au point homologue de P<sub>3</sub>.  
**Q<sub>equi</sub>** : le débit des besoins domestiques journaliers en (m<sup>3</sup>/j).  
**Q<sub>dom</sub>** : le débit des équipements journaliers en (m<sup>3</sup>/j).  
**Q<sub>maj,h</sub>** : Débit majoré horaire (m<sup>3</sup>/h).  
**Q<sub>maj,j</sub>** : Débit majoré journalier (m<sup>3</sup>/j).  
**Q<sub>max,h</sub>** : Débit maximum horaire (m<sup>3</sup>/h).  
**Q<sub>max,j</sub>** : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).  
**Q<sub>max,j</sub>** : Débit minimum journalier (m<sup>3</sup>/j).  
**Q<sub>moy,j</sub>** : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).  
**R<sub>e</sub>** : Le nombre de RENOULDS.  
**R<sub>max</sub><sup>+</sup>** : Résidu maximum positif;  
**R<sub>max</sub><sup>-</sup>** : Résidu maximum négatif.  
**r** : Le pourcentage de rognage (%).  
**S<sub>r</sub>** : Surface de réservoir (m<sup>2</sup>).  
**V** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;  
**V<sub>0</sub>** : vitesse de l'eau en régime permanent (m/s).  
**V<sub>e</sub>** : le volume d'eau entrant dans le réservoir (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>inc</sub>** : Volume incendie (120 m<sup>3</sup>).  
**V<sub>Max</sub>** : Volume maximal de stockage (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>max</sub>** : La vitesse maximale de l'écoulement est de 1.5 m/s.  
**V<sub>min</sub>** : La vitesse minimale de l'écoulement est de 0.5 m/s.  
**V<sub>S,R</sub>** : Volume de la station de reprise (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>tot</sub>** : Volume total de réservoir (m<sup>3</sup>).  
**V<sub>t</sub>** : Volume total de réservoir projeté (m<sup>3</sup>).  
**t'** : Temps de fermeture de vanne (s).  
**T<sub>1</sub>** : Le nouveau temps de pompage (h).  
**T<sub>2</sub>** : Le temps de pompage prévu (h).  
**T'** : Température de l'eau (C°).  
**T<sub>A</sub>** : Taux d'accroissement prise égale à 2% ; selon l'APC.  
**T<sub>c</sub>** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.  
**λ** : Coefficient de frottement de DARCY.  
**ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).  
**η** : Rendement de la pompe (%).  
**θ** : l'angle d'ouverture de la vanne (°).

$\xi$  : coefficient de perte de charge dans la vanne.

$\beta_{max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

$\alpha_{max}$  : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort. Il varie entre 1.2 et 1.4.

# **Introduction générale**



## **Introduction générale**

« L'eau n'est pas nécessaire à la vie, elle est la vie ». Antoine de Saint-Exupéry. Cette phrase a résumé l'importance de l'eau pour les êtres vivants.

La disponibilité d'eau est une condition nécessaire au développement de l'être humain, à la santé, à la prospérité des activités comme l'agriculture, à la production d'énergie et à l'industrie.

Le manque d'eau est l'un des problèmes majeurs du monde d'aujourd'hui à cause des changements climatiques, la pollution, l'accroissement démographique et la mauvaise utilisation des ressources en eau.

Actuellement, les localités de la commune de Kendira sont alimentées en eau potable à partir des sources d'eau. Ces dernières sont devenues insuffisantes pour couvrir les besoins de la population à cause de la croissance démographique et du niveau de vie qui demandent plus de quantités d'eau pour la consommation.

Le problème de manque d'eau de la commune de Kendira a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable afin de satisfaire les besoins à long terme.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude, qui consiste au raccordement de la commune de Kendira au transfert du barrage de Tichy-Haf (Wilaya de Bejaia).

Ce mémoire de fin d'études est présenté sous forme de six chapitres :

- Le premier chapitre sera consacré à la présentation générale du site de la commune de Kendira ;
- Le deuxième chapitre présentera l'estimation des besoins actuels et à long terme (2051) de la commune ;
- Dans le troisième chapitre, nous effectuerons le dimensionnement des réservoirs et les stations de reprise ;
- Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des différents tronçons de l'adduction, à l'aide d'une étude techno-économique pour déterminer les diamètres les plus économiques ;
- Le cinquième chapitre se portera sur les choix des pompes. Ce dernier est effectué pour les différentes stations de reprise à l'aide du catalogue numérique CAPRARI.
- On terminera notre travail par une de protection des conduites par la vérification du phénomène de coup de bélier sur le réseau d'adduction.

# **Chapitre I :**

## **Présentation du site et estimation des besoins en eau**

## I.1. Introduction

Avant tout projet d'adduction, la présentation du site est nécessaire et obligatoire pour connaître toutes les caractéristiques de lieu et les facteurs qui influent sur la conception de projet.

L'objectif principal à atteindre dans ce chapitre est de présenter la zone d'étude pour connaître toutes les caractéristiques de lieu et de collecter toutes les données et les informations de la zone d'étude qui nous servent à estimer les besoins en eau et déterminer l'évolution de la population qui nous permet de calculer la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages hydraulique nécessaires.

## I.2. Présentation de site

### I.2.1. Situation géographique

La commune de Kendira est située au sud central de la Wilaya de Béjaia, et distant de 54 km du chef-lieu de Wilaya. Elle est traversée par la route nationale RN75. La commune occupe une superficie globale de 45,56 km<sup>2</sup> [1].

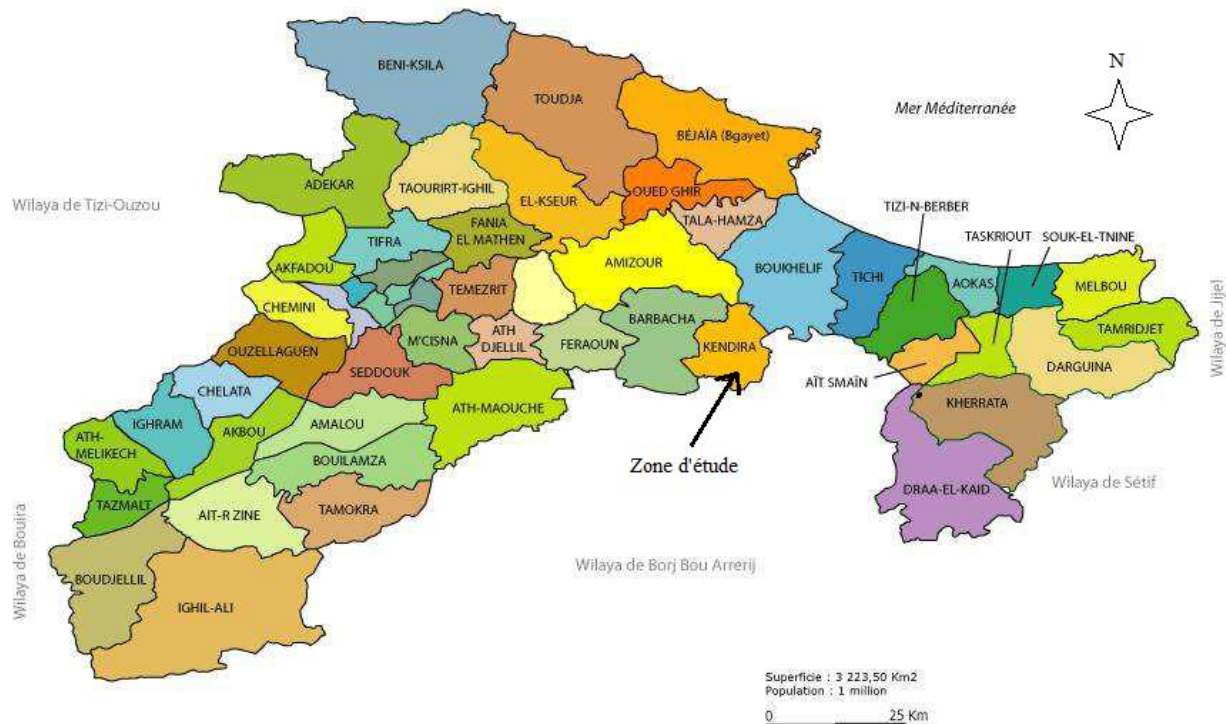
La commune de Kendira est limitée comme suit (Figure (I.2)) :

Au nord : par les communes de Boukhelifa et d'Amizour (W. Béjaia) ;

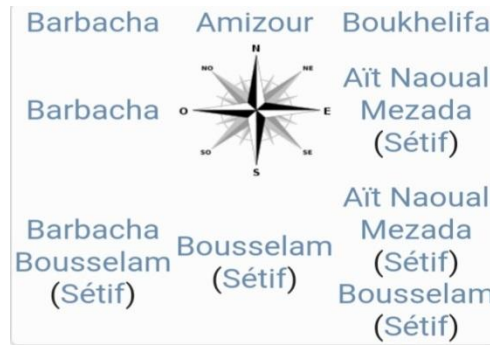
Au Sud : par la commune de Bousselam (W. Sétif) ;

A l'Est : par les communes de Boukhelifa (W. Béjaia) et de Aït Noual M'zada (W. Sétif) ;

A l'Ouest : par la commune de Barbacha.



**Figure (I-1) : Situation géographique de la commune de Kendira, wilaya de Béjaia.**



**Figure (I.2) :** Délimitation de la commune de Kendira [13].

### I.2.2. Situation topographique

Les coordonnées géographiques pour le centre de Kendira sont 36°53'27" de latitude, 5°01'37" de longitude et 1111 m d'altitude.

La zone d'étude est caractérisée par la prépondérance d'un relief montagneux très accidenté se rattachant à la partie occidentale de la chaîne des Babors. Elle présente de fortes pentes, sous des altitudes variant entre 500 et 1657 mètre.

### I.2.3. Situation climatique

La commune de Kendira possède un climat sec en été et rude en hiver.

#### I.2.3.1. Température

Sur l'année la température moyenne annuelle est 18.6°C. Les mois les plus chauds sont les mois d'été. De Juin à Octobre les températures moyennes varient de 20°C à 26°C. En hiver, les températures moyennes mensuelles ne franchissent pas la barre des 10°C.

Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de -4°C et 47.6°C.

La répartition mensuelle des températures est donnée dans le tableau suivant [12] :

**Tableau(I.1) :** La température de la commune de Kendira.

Mois	Température Moyenne (C °)	Température moyenne (C °) (min/max)	Record des températures (C °) (min/max)
Janvier	11	7 / 16	-1 / 27
Février	12	8 / 17	-4 / 32
Mars	13	9 / 18	0 / 37
Avril	15	11 / 20	2 / 35
Mai	18	14 / 23	5 / 37
Juin	22	17 / 26	7 / 42
Juillet	25	20 / 29	13 / 44
Août	26	21 / 30	11 / 47
Septembre	13	19 / 28	11 / 42
Octobre	20	16 / 25	8 / 40
Novembre	15	11 / 21	1 / 37
Décembre	13	9 / 18	-2 / 33

### I.2.3.2. Pluviométrie

Les précipitations tombent à près de 79% en six mois entre Octobre et Mars, durant lesquels, il pleut de 10 à 17 jours par mois, à l'échelle annuelle [12].

**Tableau (I.2) : Caractéristiques pluviométriques annuelles (1970-2006) de la commune de Kendira.**

Mois	jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	P.an (mm)
<b>P.M (mm)</b>	112.2	88.2	83.0	68.2	40.2	12.9	6.6	10.6	46.0	77.7	97.1	131.1	774
<b>Repart (%)</b>	15	11	11	9	5	2	1	1	6	10	13	17	100
<b>Min</b>	9.3	0.0	0.8	14.6	0.3	0.0	0.0	0.0	1.0	0.9	2.8	10.1	436
<b>Max</b>	310	230	248	221	160	50.2	107	47.0	133	262	242	386	1268

### I.2.3.3. Humidité

L'humidité relative varie de 47.1% pendant le mois de Novembre à 50.5% au mois de Janvier, la moyenne annuelle étant de 48.7%.

L'humidité absolue (ou la tension de vapeur) suit la même tendance que l'humidité relative, elle passe d'une valeur de près de 8.0 (mm de mercure) en Janvier et Février à 18.2 au mois d'Aout; la moyenne annuelle étant de 12.1 mm de Hg [1].

### I.2.3.4. Le vent

La vitesse moyenne du vent stable est de 17.6 km par an et atteint des pointes de plus de 80.0 km/h (83.6 km/h le 29/11/1984).

En termes de direction, le vent souffle dans la matinée, plus fréquemment d'Ouest en Est. En milieu et en fin de journée, il souffle à partir de toutes les directions, excepté le Nord et le Sud [1].

## I.2.4. Situation démographique

Selon les renseignements donnés par la subdivision d'hydraulique de Barbacha et les services techniques de l'APC de Kendira la région d'étude compte une population de 6700 habitants (selon le RGPH 2020). Le taux d'accroissements de la population est de 2% [1].

Le tableau suivant donne l'évolution démographique et la densité d'habitation de la commune de Kendira.

**Tableau(I.3) : Evolution démographique et la densité d'habitation de Kendira.**

Commune	Population	Superficies (km <sup>2</sup> )	Densité (hab/km <sup>2</sup> )
	2021		
KENDIRA	6700	45.56	199

### **I.2.5. Situation hydraulique**

La majeure partie des localités de la zone d'étude s'alimentent à partir des sources d'eau Tala Imazighen, Tala yedmimène, Tala Outhofou et Ichrahene avec un débit de 5 l/s environ alors que les besoins de la population de la commune est de l'ordre de 15.6 l/s.

C'est par les infrastructures hydrauliques citées ci-après que la totalité de la population est alimentée en eau potable [1] :

- Réservoirs: 10
- Station de refoulement: 01
- Sources captées et non captées: 79
- Puits et forages: 207
- Fontaines publiques: 03
- Oued: 02
- Forages: 20

### I.3. Estimation des besoins en eau

Après avoir présenté le site de projet on va collecter les données de la zone d'étude qui nous servent à estimer les besoins en eau domestiques, sanitaires, socio-culturel,...etc.

#### I.3.1. Estimation de la population

D'après le service technique de l'APC de Kendira, la population de la région étudiée est 6700 habitants en 2020.

On détermine la population future par la loi des accroissements donnée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T_A)^n \quad (I.1)$$

Avec :

$P_n$  : Population future à l'horizon considéré.

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

$T_A$  : Taux d'accroissement pris égal à 2% [1].

$n$  : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré (30 ans).

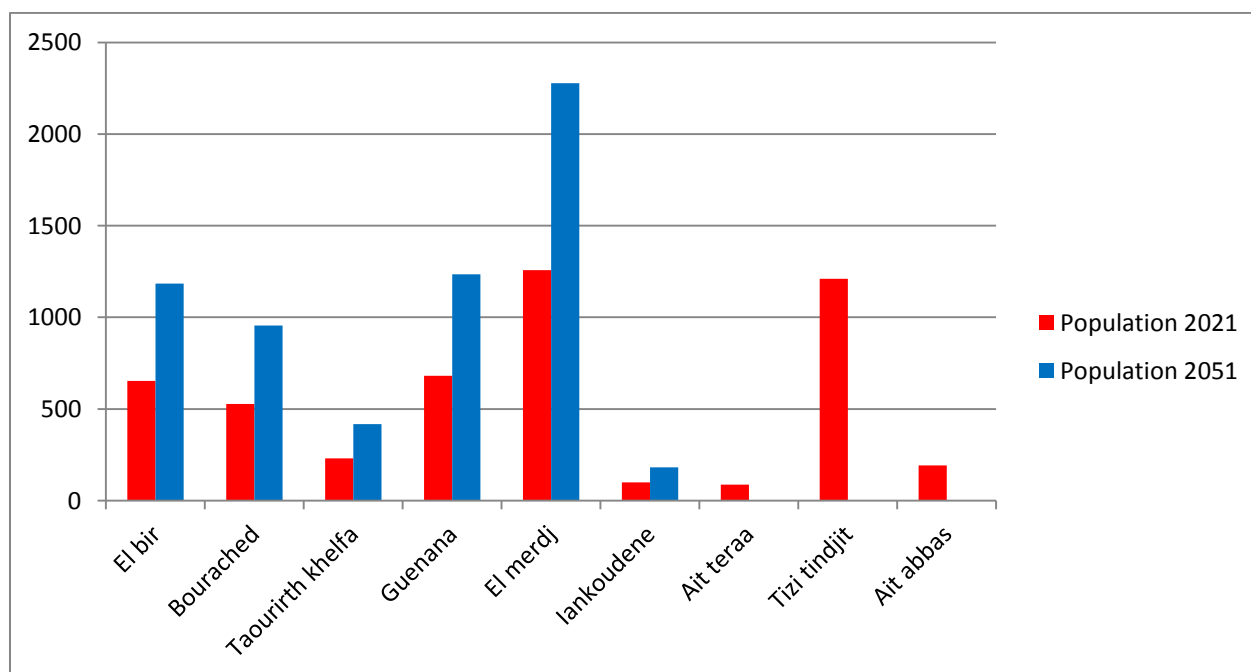
**Tableau (I.4) :** Estimation de la population de la commune de Kendira [1].

Localité	2021
El bir	654
Bourached	527
Taourirth khelfa	231
Guenana	681
El merdj	1257
Iankoudene	100
Ait teraa	88
Ihebachen	484
Tizi tindjit	1211
Afroune cheikh	325
Afroune zekka	363
Tagherset-Iguerfioune	334
Ait abbas	193
Ait melika	252
<b>Totale</b>	<b>6700</b>

- Ce projet consiste à étudier la chaine de l'adduction en eau potable des neuf villages de la commune de Kendira avec un renforcement à partir du barrage de Tichy-Haf.

**Tableau (I.5) :** Estimation de la population de neuf villages de la commune de Kendira pour l'année 2051.

Localité	Taux %	Horizon	
		2021	2051
El bir	2	654	1185
Bourached	2	527	955
Taouririth khelfa	2	231	418
Guenana	2	681	1234
El merdj	2	1257	2277
Iankoudene	2	100	181
Ait teraa	2	88	159
Tizi tindjit	2	1211	2196
Ait abbas	2	193	350
<b>Total</b>		<b>4942</b>	<b>8955</b>



**Figure (I.3) :** Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude.

### I.3.2. Norme de consommation

La population détermine la consommation domestique à adopter. Elle se caractérise par l'unité de consommation (litre ou m<sup>3</sup>) par jour par habitant [6].

**Tableau (I.6) :** Norme de consommation domestique.

Nombre d'habitant	Consommation (l/j/habitant)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
> 100 000	300 à 400



La commune de Kendira est une région rurale, on opte pour la valeur de 150 l/jour/habitant comme une dotation domestique.

### I.3.3. Calcul de besoin

Pour déterminer la consommation moyenne journalière, on doit calculer les besoins en eau potable des équipements existant : domestiques, administratifs, scolaires, sanitaires,...etc.

La consommation moyenne se détermine par la formule suivant [6] :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{N_i \cdot D}{1000} \quad (\text{I.2})$$

Avec :

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

$N_i$  : nombre de consommateur ;

$D$  : dotation moyenne journalière (l/j/hab).

#### I.3.3.1. Besoins domestiques

Les besoins en eau domestiques de neuf localités de la commune de Kendira sont estimés dans le tableau (I.7).

**Tableau (I.7) : Besoins en eau domestique des localités de la commune de Kendira.**

Localité	Horizon	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab)	Consommation ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
El bir	2021	654	150	98.10
	2051	1185	150	177.75
Bourached	2021	527	150	79.05
	2051	955	150	143.25
Taourirth Khelfa	2021	231	150	34.65
	2051	418	150	62.70
Guenana	2021	681	150	102.15
	2051	1234	150	185.10
El merdj	2021	1257	150	188.55
	2051	2277	150	341.55
Iankoudene	2021	100	150	15
	2051	181	150	27.15
Ait teraa	2021	88	150	13.20
	2051	159	150	23.85
Tizi tindjit	2021	1211	150	181.65
	2051	2194	150	329.40
Ait abbas	2021	193	150	28.95
	2051	350	150	52.50
<b>Total</b>	2021	4942	150	<b>741.3</b>
	2051	8955	150	<b>1343.25</b>

### I.3.3.2. Besoins administratifs

Les résultats des besoins administratifs sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau (I.8) : Besoins administratifs.**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Agence postale	Employés	03	15	0.045
Siege APC	Employés	100	15	1.500
<b>Total</b>				<b>1.545</b>

### I.3.3.3. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont répartis dans le tableau suivant :

**Tableau(I.9) : Besoins scolaires.**

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Bourached	01 Ecole primaire	Elève	143	15	2.145
El merdj	01 Ecole primaire	Elève	167	15	2.400
Tizi tindjit	01 Ecole primaire	Elève	140	15	2.100
	01 C.E.M	Elève	260	15	3.900
<b>Total</b>					<b>10.545</b>

### I.3.3.4. Besoins commerciaux

Ce tableau nous donne les résultats des besoins commerciaux :

**Tableau (I.10) : Besoins commerciaux.**

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
El bir	01 Usine de carrelage	Employée	15	10	0.150
	02 Commerces	Surface	100	05	0.500
Bourached	01 Café	Client/j	25	10	0.250
	02 Commerces	Surface	100	05	0.500
	01 Usine eau minéral	employés	15	10	0.150
Taourirth khelfa	01 Commerce	Surface	20	05	0.100
Iankoudene	10 Café	Client/j	20	10	0.200
	01 Station de service lavage	Client/j	10	20	0.200
Guenana	01 Commerces	Surface	25	05	0.125
El merdj	02 Café	Client/j	50	10	0.500
	08 Commerces	Surface	240	05	2.100
	01 Boulangerie	Surface	60	05	0.300
Tizi tindjit	04 Café	Client/j	100	10	1.000
	09 Commerces	Surface	560	05	2.800
	01 Boulangerie	Surface	50	05	0.250

	02 Restaurant	Client/j	100	10	1.000
	02 Boucherie	Surface	70	05	0.350
	01 station de service lavage	Client/j	10	20	0.200
	03 Salons de coiffure	Client/j	30	05	1.500
	02 Cybercafé	Surface	25	05	0.125
	01 CASAP	Employée	08	10	0.080
<b>Total</b>					<b>12.380</b>

#### I.3.3.5. Besoins sanitaires

Le tableau suivant nous donne les résultats des besoins sanitaires :

*Tableau (I.11) : Besoins sanitaire.*

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Bourached	01 Salle de soins	m <sup>2</sup>	360	05	1.800
El merdj	01 Salle de soins	m <sup>2</sup>	270	05	1.350
Tizi tindjit	01 Polyclinique	m <sup>2</sup>	500	05	2.500
<b>Total</b>					<b>5.650</b>

#### I.3.3.6. Besoins socioculturels

Les résultats des besoins socio-culturels sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau (I.12) : Besoins socioculturels.*

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
El bir	Maison d'activités	m <sup>2</sup>	100	05	0.500
	01 Mosquée	Fidèle	40	10	0.400
Bourached	01 Mosquée	Fidèle	60	10	0.600
Taourirh khelfa	01 Mosquée	Fidèle	20	10	0.200
Guenana	01 Mosquée	Fidèle	40	10	0.400
El merdj	01 Mosquée	Fidèle	60	10	0.600
Ait teraa	01 Mosquée	Fidèle	05	10	0.050
Tizi tindjit	01 Mosquée	Fidèle	70	10	0.700
	Maison de jeunes	Surface	400	05	2.000
	Bibliothèque	Surface	160	05	0.800
	Salle des fêtes	Surface	320	05	1.600
Ait abbas	01 Mosquée	Fidèle	20	10	0.200
<b>Total</b>					<b>8.050</b>

#### I.3.3.7. Besoins de sport et loisir

Les besoins de sport et loisir sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau (I.13) : Besoins de sport et loisir.**

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
EL bir	Terrain de proximité	Sportif	20	10	0.200
El merdj	Voute sportive	Sportif	80	10	0.800
Tizi tindjit	Salle de sport	Surface	230	05	1.150
	Stade	Sportif	200	10	2.000
	Terrain de proximité	Sportif	20	10	0.200
<b>Total</b>					<b>4.350</b>

#### I.3.4. La consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier pour les divers horizons est la somme des besoins domestiques et les besoins des équipements administratifs, scolaires, commerciaux, sanitaires, socioculturels et sport et loisir, on applique la formule suivante:

$$Q_{moy,j} = Q_{domestiques} + Q_{equipments} \quad (I.3)$$

Pour estimer les besoins des équipements projetés, on applique la formule suivante:

$$\frac{Q_{equi\ 2021}}{Q_{dom\ 2021}} = \frac{Q_{equi\ 2051}}{Q_{dom\ 2051}} \quad (I.4)$$

Avec :

Q<sub>moy,j</sub> : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j) ;

Q<sub>equi</sub> : Débit des besoins domestiques journaliers en (m<sup>3</sup>/j) ;

Q<sub>dom</sub> : Débit des équipements journaliers en (m<sup>3</sup>/j).

Le tableau suivant nous donne les résultats :

**Tableau (I.14): Estimation des débits moyens journaliers pour divers horizons.**

Zone	Localité	Q <sub>domestique</sub> (m <sup>3</sup> /j)		Q <sub>equipement</sub> (m <sup>3</sup> /j)		Q <sub>equi</sub> + Q <sub>dom</sub> (m <sup>3</sup> /j)	
		2021	2051	2021	2051	2021	2051
<b>01</b>	Tizi tindjit	181.650	329.400	25.800	46.785	207.45	376.185
	Ait abbas	28.950	52.50	0.200	0.363	29.150	52.863
<b>02</b>	Guenana	102.150	185.100	0.525	0.951	102.675	186.051
<b>03</b>	El merdj	188.550	341.550	8.050	14.582	196.600	356.132
	Ait teraa	13.200	23.850	0.050	0.090	13.250	23.940
	Iankoudene	15.000	27.150	0.400	0.724	15.400	27.874
<b>04</b>	Bourached	79.050	143.250	5.445	9.867	84.495	153.117
	Taourirth khelfa	34.650	62.700	0.300	0.543	34.950	63.243
<b>05</b>	El bir	98.100	177.750	1.750	3.171	99.850	180.671
<b>Total</b>		<b>741.3</b>	<b>1343.25</b>	<b>42.52</b>	<b>77.076</b>	<b>783.820</b>	<b>1420.326</b>

### I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

On estimera une majoration de 20% des besoins totaux journaliers pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière et pour combler les fuites qui sont dues soit :

- Aux fuites de système dans le réseau d'adduction.
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain, d'éventuels accidents et la qualité d'entretien.
- A la consommation non quantifiée (illégale).
- Aux fuites chez les consommateurs (les robinets).

La majoration de la consommation moyenne journalière est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{maj,j} = K_f \times (Q_{equi} + Q_{dom}) \quad (I.5)$$

Avec :

$Q_{maj,j}$  : Débit majoré journalier ( $m^3/j$ ) ;

$Q_{equi}$  : Débit des équipements ( $m^3/j$ ) ;

$Q_{dom}$  : Débit domestique ( $m^3/j$ ) ;

$K_f$  : Coefficient de fuite prise égale à 1.2.

Les résultats sont répartis comme suit :

*Tableau (I.15) : La majoration de la consommation moyenne journalière pour divers horizons.*

Zones	Localité	$Q_{dom} + Q_{equi} (m^3/j)$		$K_f$	$Q_{maj,j} (m^3/j)$	
		2021	2051		2021	2051
<b>01</b>	Tizi tindjit	207.450	376.185	1.2	248.940	451.422
	Ait abbas	29.150	52.863	1.2	34.980	63.436
<b>02</b>	Guenana	102.675	186.051	1.2	123.210	223.261
<b>03</b>	El merdj	196.600	356.132	1.2	235.920	427.358
	Ait teraa	13.250	23.940	1.2	15.900	28.728
	Iankoudene	15.400	27.874	1.2	18.480	33.449
<b>04</b>	Bourached	84.495	153.117	1.2	101.394	183.740
	Taourirth khelfa	34.950	63.243	1.2	41.940	75.892
<b>05</b>	El bir	99.850	180.671	1.2	119.820	217.805
<b>Total</b>		<b>783.820</b>	<b>1420.076</b>	<b>1.2</b>	<b>940.584</b>	<b>1705.091</b>

### I.3.6. Calcul du débit maximum journalier

La consommation d'eau journalière varie d'un jour à un autre. Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{max,j}$ ) tel que :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{maj,j}} \quad (I.6)$$

D'où :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{maj,j} \quad (I.7)$$

Et

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{maj,j} \quad (I.8)$$

Avec :

$Q_{\max,j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;

$Q_{\min,j}$  : Débit minimum journalier ( $m^3/j$ ) ;

$Q_{maj,j}$  : Débit majoré journalier ( $m^3/j$ ) ;

$K_{\max,j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ;

$K_{\min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal, sa valeur est comprise entre 0.7 et 0.9 ;

Dans notre étude, on prendra :  $K_{\max,j} = 1.2$  et  $K_{\min,j} = 0.8$ .

Le tableau suivant nous donne les résultats de débit maximum journalier pour chaque village :

**Tableau (I.16):** Le débit maximum journalier et le débit minimum journalier pour divers horizons.

Zones	Localité	$Q_{maj,j}$ ( $m^3/j$ )		$Q_{\max,j}$ ( $m^3/j$ )		$Q_{\min,j}$ ( $m^3/j$ )	
		2021	2051	2021	2051	2021	2051
<b>01</b>	Tizi tindjit	248.940	451.422	298.728	541.706	199.152	361.138
	Ait abbas	34.980	63.436	41.976	76.123	27.984	50.749
<b>02</b>	Guenana	123.210	223.261	147.852	267.913	98.568	178.609
<b>03</b>	El merdj	235.920	427.358	283.104	512.83	188.736	341.886
	Iankoudene	18.480	33.449	22.176	40.139	14.784	26.758
	Ait teraa	15.900	28.728	19.08	34.474	12.720	22.982
<b>04</b>	Bourached	101.394	183.740	121.673	220.488	81.115	146.992
	Taourirth khelfa	41.940	75.892	50.328	91.070	33.552	60.714
<b>05</b>	El bir	119.820	217.805	143.784	261.366	95.856	174.244
<b>Total</b>		<b>940.584</b>	<b>1705.091</b>	<b>1128.701</b>	<b>2046.109</b>	<b>752.467</b>	<b>1364.072</b>

### I.3.7. Calcul du débit maximum horaire (débit de pointe)

Le débit maximum horaire est soumis à des variations horaires. Elles sont caractérisées par le coefficient de variation horaire ( $K_{\max,h}$ ) qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir,  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$ , tel que :

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{maj,h}} \quad (I.9)$$

D'où:

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{maj,h} \quad (I.10)$$

Avec:

$Q_{\max,h}$  : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ ) ;

$Q_{maj,h}$  : Débit majoré horaire ( $m^3/h$ ) ;

$K_{\max,h}$  : Coefficient de variation horaire.

- Le débit majoré horaire :

$$Q_{maj,h} = \frac{Q_{maj,j}}{24} \quad (I.11)$$

- Le coefficient de variation horaire ( $K_{\max,h}$ ) varie en fonction de  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$ , tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (I.12)$$

Avec :

$\alpha_{\max}$  : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort. Il varie entre 1.2 et 1.4, on prend  $\alpha_{\max}=1.3$  ;

$\beta_{\max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, il est donné par le tableau (I.17).

**Tableau (I.17) : Variation de la valeur de  $\beta_{\max}$ .**

Nombre d'habitant $\times 10^3$	<1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10.0	20.0	30.0
$\beta_{\max}$	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

On trouve les valeurs de  $\beta_{\max}$  et les résultats du coefficient de  $K_{\max.h}$  qui sont répartis dans le tableau suivant :

**Tableau (I.18) : Détermination des valeurs des coefficients  $K_{\max.h}$  en fonction du nombre d'habitants.**

Zones	Localité	Population		$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$		$K_{\max.h}$	
		2021	2051		2021	2051	2021	2051
01	Tizi tindjit	1211	2196	1.3	1.92	1.66	2.50	2.16
	Ait abbas	193	350	1.3	2	2	2.60	2.60
02	Guenana	681	1234	1.3	2	1.9	2.60	2.47
03	El merdj	1257	2277	1.3	1.9	1.65	2.47	2.15
	Iankoudene	100	181	1.3	2	2	2.60	2.60
	Ait teraa	88	159	1.3	2	2	2.60	2.60
04	Bourached	527	955	1.3	2	2	2.60	2.60
	Taourirth khelfa	231	418	1.3	2	2	2.60	2.60
05	El bir	654	1185	1.3	2	2	2.60	2.60
Total		4942	8955	1.3	1.45	1.33	1.89	1.73

Les débits horaires à différents horizons sont regroupées dans le tableau (I.19) ci-dessous :

**Tableau (I.19) : Le débit horaire maximum à différents horizon.**

Zones	Localité	$K_{\max.h}$		$Q_{\max.h} (m^3/h)$		$Q_{\max.h} (m^3/h)$	
		2021	2051	2021	2051	2021	2051
01	Tizi tindjit	2.5	2.16	10.373	18.809	25.931	40.628
	Ait abbas	2.6	2.6	1.458	2.643	3.790	6.872
02	Guenana	2.6	2.47	5.134	9.303	13.348	22.977
03	El merdj	2.47	2.15	9.830	17.807	24.280	38.284
	Iankoudene	2.15	2.6	0.770	1.394	2.002	3.624
	Ait teraa	2.6	2.6	0.663	1.197	1.723	3.112
04	Bourached	2.6	2.6	4.225	7.656	10.984	19.905
	Taourirth khelfa	2.6	2.56	1.747	3.162	4.544	8.222
05	El bir	2.6	2.6	4.993	9.075	12.982	23.595
Total				39.193	71.046	99.584	167.219

## **I.4. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté la zone d'étude et défini les données nécessaires concernant notre zone étude du point de vue géographique, topographique, climatique, hydraulique et les ressources en eau actuelles.

Après nous avons estimé les besoins en eau potable de la commune de Kendira et nous avons déterminé le débit maximum journalier actuel ( $1128.701 \text{ m}^3/\text{j}$ ) et le débit maximum journalier futur ( $2046.109 \text{ m}^3/\text{j}$ ), avec un nombre de population de 8955 habitants pour l'année 2051.

Ces données permettront de dimensionner les différents ouvrages de transport de stockage d'eau.



# **Chapitre II : Les réservoirs**

## II.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous pression.

Le réservoir est un équipement très important dans le réseau d'alimentation en eau. Il représente un intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution et contribue à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation.

Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage, et déterminer les volumes de stockage qui représentent les réservoirs pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution.

## II.2. Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent d'être choisis pour leurs :

- **Résistance** : Le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.
- **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites d'eau et les fissurations.
- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, Ils doivent être construits aux matériaux résistants contre le contact de l'eau.

## II.3. Fonction et utilités des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution, les principales fonctions du réservoir sont décrites ci-dessous :

- Assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé ;
- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;
- Stockage de la réserve d'incendie.

## II.4. Emplacement du réservoir

Les réservoirs doivent être placés soit au centre de l'agglomération, soit en altitude. L'emplacement des réservoirs est déterminé par la nature de terrain et les données topographiques et le consommateur le plus critique de l'agglomération desservie.

Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau ;

- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- Pour des raisons économiques ; il est préférable que le remplissage se fait gravitaire, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- Il faut tenir compte des extensions futures de l'agglomération.

## **II.5. Classification des réservoirs**

Il existe plusieurs types de réservoirs, on peut les classer selon les paramètres suivants [6] :

### **II.5.1. Selon la forme**

Généralement, dans la pratique on retrouve ces trois formes suivantes:

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- Carrés.

### **II.5.1. Selon la situation de lieu**

Les réservoirs sont classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoirs en terrés ;
- Réservoirs semi-enterrés ;
- Réservoirs surélevés.

### **II.5.3. Selon le matériau de construction**

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé, ordinaire ou précontraint.

### **II.5.4. Selon leur mode de fermeture**

On distingue :

- Les réservoirs couverts ;
- Les réservoirs non couverts.

### **II.5.5. Selon l'usage**

On distingue :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;

- Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

## II.6. Choix des types de réservoirs

Cette étude consiste à dimensionner un réservoir de stockage d'eau pour satisfaire les consommateurs de la région dans le futur. Le relief de la zone d'étude étant accidenté et tenant compte de l'emplacement disponible, notre choix se porte sur les réservoirs semi enterré circulaire qui présentent les avantages suivants :

- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Des frais de construction économique ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Une étude architecturale simplifiée.

## II.7. Equipements de réservoir

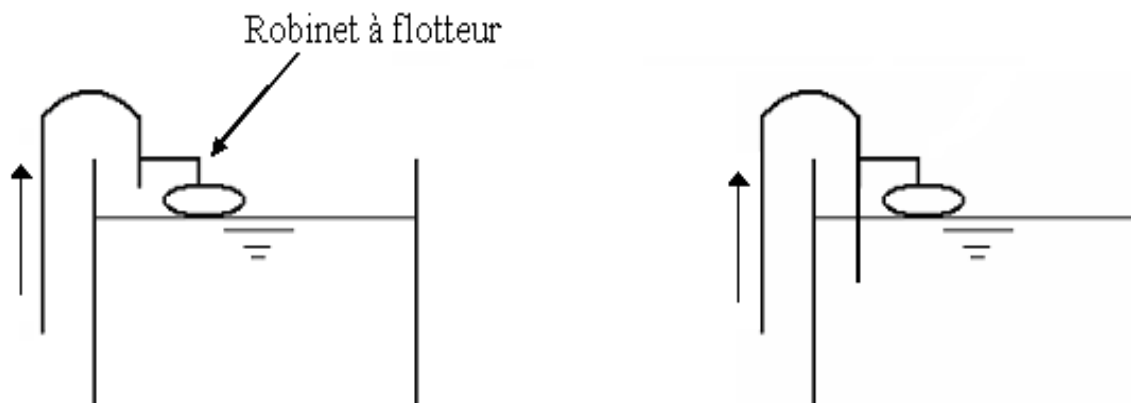
Un réservoir doit être équipé par :

- Une conduite d'adduction ;
- Une conduite de distribution ;
- Une conduite de trop plein ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de by-pass ;
- Un système de matérialisation de la réserve d'incendie.

### II.7.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir. Elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve, soit par l'obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou bien par un dispositif permettant l'arrêt de la pompe si l'adduction s'effectue par refoulement [9].

Le schéma de la conduite d'adduction est dans la figure (II.1) ci-dessous :

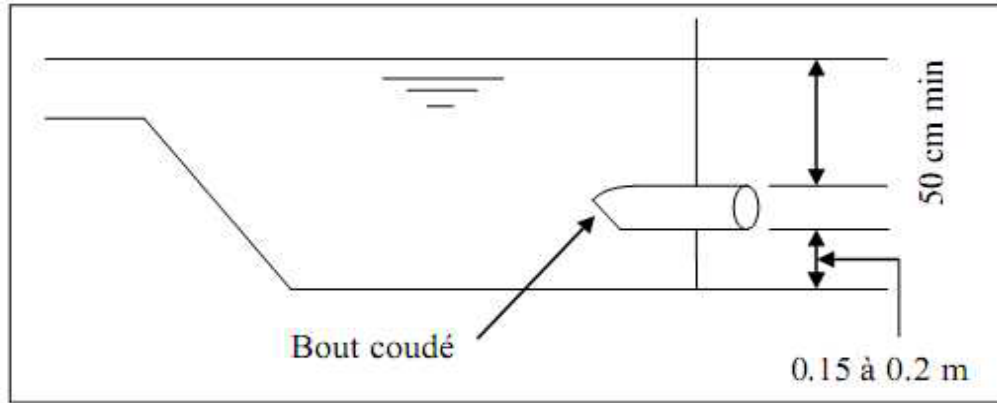


**Figure (II.1) :** Schéma de la conduite d'adduction [9].

### II.7.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution sera installée à l'opposé de la conduite d'arrivée à environ 15 à 20 cm au-dessus de radier pour éviter l'introduction dans la distribution, des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve [4].

On présente la conduite de distribution dans la figure (II.2) ci-dessous :



**Figure(II.2) :** Schéma de la conduite de distribution [5].

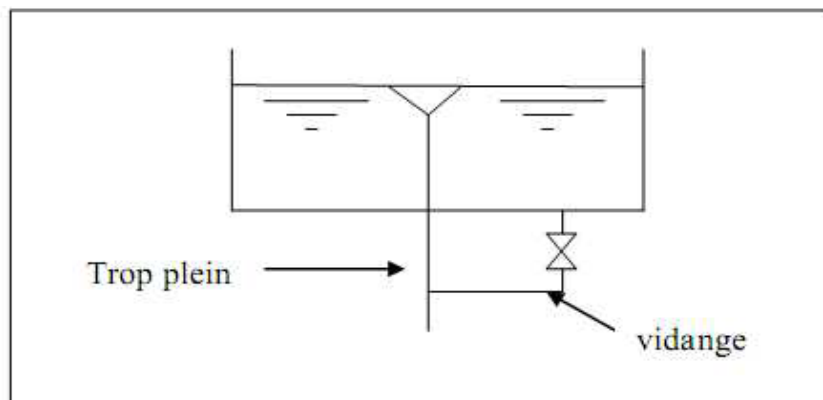
### II.7.3. Conduite de trop plein

Cette conduite est destinée à éviter le débordement de réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage [7].

On ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante afin d'éviter la pollution ou des intrusions des insectes qui pourraient pénétrer dans le réservoir (Figure (II.3)).

### II.7.4. Conduite de vidange

On utilise la conduite de vidange lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. Cette conduite part du point bas du réservoir et se raccorde généralement à la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne. (Figure (II.3)).

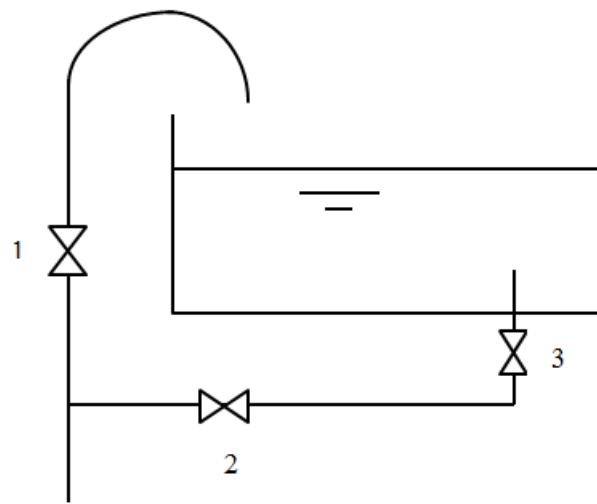


**Figure (II.3) :** Schéma de la conduite de vidange [5].

### II.7.5. Conduite de by-pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour nettoyage ou inspection. Elle s'effectue selon le schéma de la Figure (II.4):

- 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 (II.4) :** Schéma de la conduite de by-pass [5].

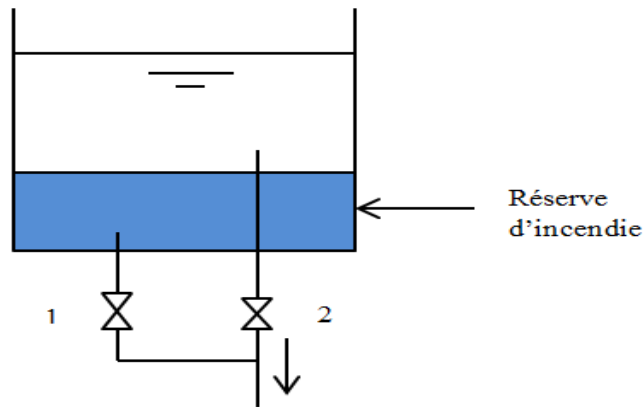
### II.7.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution [2], on utilise 2 types de procédés :

#### II.7.6.1. Système à deux prises

Ce système est rarement utilisé car la réserve d'incendie est maintenue constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée.

- En temps normal : La vanne d'incendie (1) est fermée et la vanne de distribution (2) est ouverte.
- En cas d'incendie : (1) est ouverte. (Figure (II.5))

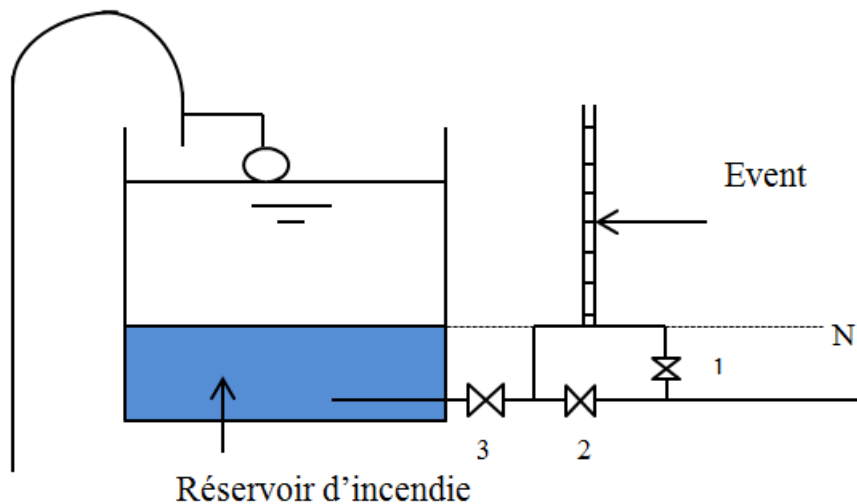


*Figure (II.5) : Système à deux prises [5].*

#### II.7.6.2. Système à siphon

Le système à siphon représente une meilleure solution pour éviter la distribution de la réserve incendie. Ce système est muni d'un évent un siphon qui interdit l'utilisation au-dessous du niveau N tant que la vanne (2) (vanne d'incendie) n'est pas ouverte. Cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

- En service normal, on ouvre 1 et 3, et on ferme 2 ;
- En cas d'incendie, on ouvre 2. (Figure(II.6))



*Figure(II.6) : Système à siphon [5].*

## II.8. Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant. C'est-à-dire, d'une part, du régime de distribution (consommation maximale journalière de l'agglomération), et d'autre part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction et station de reprise). Pour déterminer la capacité de réservoir, on utilise :

- La méthode analytique ;
- La méthode graphique.

### II.8.1. Méthode analytique

Cette méthode consiste à calculer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée en fonction de la différence entre l'apport et la distribution. La valeur maximale et la valeur absolue sera le  $P_{\max}$  (%) du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait généralement 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 des pannes éventuelles et l'entretien au niveau de la station de pompage. Et aussi on doit tenir compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONEGAS où le prix d'énergie est élevé.

#### II.8.1.1. Le volume maximal de stockage

Le volume maximal de stockage pour la consommation est déterminé par la formule suivant :

$$V_{\max} = P_{\max} \times Q_{\max,j} / 100 \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$V_{\max}$  : Volume maximal de stockage ( $\text{m}^3$ ) ;

$Q_{\max,j}$  : Débit maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir (%).

#### II.8.1.2. Détermination de la valeur de $P$ (%)

-Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max,h}$  qui correspondent à chaque population desservie. Le tableau de distribution du débit journalier (Annexe 02) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.

-On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.

-On détermine la différence pour chaque heure entre l'apport et la consommation. Cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe. On calcule ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale, en valeur absolue, sera le pourcentage du volume de stockage.

Tel que :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;

$R_{\max}^+$  : Résidu maximum positif;

$R_{\max}^-$  : Résidu maximum négatif.



### II.8.1.3. Volume total du réservoir

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{Max}} + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

$V_{\text{tot}}$  : Volume total de réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{\text{Max}}$  : Volume maximal de stockage ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{\text{inc}}$  : Volume d'incendie ( $120 \text{ m}^3$ ).

### II.8.1.4. Forme du réservoir

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à  $10000 \text{ m}^3$ . De ce fait, on choisira une section circulaire pour les réservoirs projetés du réseau.

#### ▪ Détermination du diamètre du réservoir :

On a :

$$V_T = S_r \times H \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$$S_r = D_r^2 \times \frac{\pi}{4} \quad (\text{II.5})$$

Donc :

$$V_T = D_r^2 \times \frac{\pi}{4} \times H \quad (\text{II.6})$$

$$\Rightarrow D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$S_r$  : Surface de réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;

$V_T$  : Volume totale du réservoir projeté ( $\text{m}^3$ ) ;

$D_r$  : Diamètre du réservoir (m) ;

$H$  : Hauteur d'eau dans le réservoir (m).

#### ▪ Détermination de la hauteur d'eau d'incendie :

On a :

$$V_{\text{incendie}} = S_r \times H_{\text{incendie}} \quad (\text{II.8})$$

$$\Rightarrow H_{\text{inc}} = (4 \times V_{\text{inc}}) / (\pi \times D_r) \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$H_{inc}$  : Hauteur de l'eau d'incendie (m) ;

$V_{inc}$  : Volume d'incendie dans le réservoir ( $m^3$ ) ;

$D_r$  : Diamètre du réservoir (m).

### II.8.2. Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des variations horaire de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

## II.9. Dimensionnement des stations de reprise

La station de reprise est un ouvrage composé d'un réservoir et d'une station de pompage. Le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 d'heure).

$$V_{SR} = \frac{Q_{max.j} \times T_c}{20}$$

(III.10)

Avec :

$V_{SR}$  : Volume de la station de reprise ( $m^3$ ) ;

$Q_{max.h}$  : Débit entrant dans la station ( $m^3/h$ ) ;

$T_c$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.

## II.10. Détermination des capacités des réservoirs

### II.10.1. Dimensionnement du réservoir principal RP

Le réservoir principal est alimenté par refoulement à partir de la SR2 (Annexe 01). Il servira gravitairement les réservoirs qui assurent la distribution des villages de la zone d'étude avec un débit maximal journalier  $2046.109 m^3/j$  et une population de 8955 habitants.

Donc :

$$\alpha_{max} = 1.3$$

$$\beta_{max} = 2 ;$$

Alors :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2.6 \text{ on prend } K_{max.h} = 2.5.$$

**Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir principal RP.**

Heure	Apport %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
<b>0-1</b>	5	4.16	0.84	-	0.84
<b>01-02</b>	5	4.16	0.84	-	1.68
<b>02-03</b>	5	4.16	0.84	-	2.52
<b>03-04</b>	5	4.16	0.84	-	3.36
<b>04-05</b>	5	4.16	0.84	-	4.20
<b>05-06</b>	5	4.16	0.84	-	5.04
<b>06-07</b>	5	4.16	0.84	-	5.88
<b>07-08</b>	5	4.16	0.84	-	6.72
<b>08-09</b>	5	4.17	0.83	-	7.55
<b>09-10</b>	5	4.17	0.83	-	8.38
<b>10-11</b>	5	4.17	0.83	-	9.21
<b>11-12</b>	5	4.17	0.83	-	10.04
<b>12-13</b>	5	4.17	0.83	-	10.87
<b>13-14</b>	5	4.17	0.83	-	11.70
<b>14-15</b>	5	4.17	0.83	-	12.53
<b>15-16</b>	5	4.17	0.83	-	13.36
<b>16-17</b>	5	4.17	0.83	-	14.19
<b>17-18</b>	5	4.17	0.83	-	15.02
<b>18-19</b>	5	4.17	0.83	-	15.85
<b>19-20</b>	5	4.17	0.83	-	<b>16.68</b>
<b>20-21</b>	0	4.17	-	-4.17	12.51
<b>21-22</b>	0	4.17	-	-4.17	8.34
<b>22-23</b>	0	4.17	-	-4.17	4.17
<b>23-24</b>	0	4.17	-	-4.17	0
<b>Total</b>	100	100	16.68	-16.68	-

D'après le tableau (II.1) on a :

$$P_{\max} = 16.68 \%$$

$$V_{\max} = 16.68 \times 2046.109 / 100 = 341.291 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{341.291 \text{ m}^3}$$

Donc, on obtient :

$$V_{\text{tot}} = 341.291 + 120 = \mathbf{461.291 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de  $500 \text{ m}^3$ , donc on va projeter un réservoir de  $500 \text{ m}^3$ .

▪ **Le diamètre du réservoir :**

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5, on prend  $H = 4 \text{ m}$  ;

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}}$$

Avec :  $V = 600 \text{ m}^3$

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times 500)}{(\pi \times 4)}} = 12.62 \text{ m} ; \quad \mathbf{D_r = 13 \text{ m}}$$

▪ **La hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = (4 \times V_{\text{inc}}) / (\pi \times D_r^2)$$

$$H_{\text{inc}} = (4 \times 120) / (\pi \times 13^2) = \mathbf{0.90 \text{ m}}$$

### II.10.2. Dimensionnement du réservoir de la zone 01 (R1)

Le réservoir R1 est alimenté gravitairement par le réservoir principal (annexe 01). Il assure la distribution vers les villages Tizi Tindjit et Ait Abbas avec un débit maximum journalier de  $617.829 \text{ m}^3/\text{j}$  et une population de 2546 habitants.

Donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 ;$$

$$\beta_{\max} = 1.6 ;$$

Alors :

$$K_{\max, h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.08 \text{ on prend } K_{\max, h} = 2.$$

**Tableau (II.2) : Dimensionnement de réservoir (R1) de la zone 01.**

Heure	Apport %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
<b>0-1</b>	4.16	0,75	3.41	-	3.41
<b>01-02</b>	4.16	0,75	3.41	-	6.82
<b>02-03</b>	4.16	1	3.16	-	9.98
<b>03-04</b>	4.16	1	3.16	-	13.14
<b>04-05</b>	4.16	3	1.16	-	<b>14.30</b>
<b>05-06</b>	4.16	5,5	-	-1.34	12.96
<b>06-07</b>	4.16	5,5	-	-1.34	11.62
<b>07-08</b>	4.16	5,5	-	-1.34	10.28
<b>08-09</b>	4.17	3,5	0.67	-	10.95
<b>09-10</b>	4.17	3,5	0.67	-	11.62
<b>10-11</b>	4.17	6	-	-1.83	9.79
<b>11-12</b>	4.17	8,5	-	-4.33	5.46
<b>12-13</b>	4.17	8,5	-	-4.33	1.13
<b>13-14</b>	4.17	6	-	-1.83	-0.7
<b>14-15</b>	4.17	5	-	-0.83	-1.53
<b>15-16</b>	4.17	5	-	-0.83	-2.36
<b>16-17</b>	4.17	3,5	0.67	-	-1.69
<b>17-18</b>	4.17	3,5	0.67	-	-1.02
<b>18-19</b>	4.17	6	-	-1.83	-2.85
<b>19-20</b>	4.17	6	-	-1.83	-4.68
<b>20-21</b>	4.17	6	-	-1.83	<b>-6.51</b>
<b>21-22</b>	4.17	3	1.17	-	-5.34
<b>22-23</b>	4.17	2	2.17	-	-3.17
<b>23-24</b>	4.17	1	3.17	-	0
<b>Total</b>	100	100	23.49	-23.49	-

D'après le tableau (II.2) on a :

$$P_{\max}=|14.3|+|-6.51|= 20.81\%$$

$$V_{\max}=20.81 \times 617.829/100= 128.570 \text{ m}^3$$

$$V_{\max}= \mathbf{128.570 \text{ m}^3}$$

Donc, on obtient :

$$V_{\text{tot}}=128.570+120= \mathbf{248.570 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de  $250 \text{ m}^3$ , alors que la capacité totale du réservoir existant est  $150 \text{ m}^3$ . Donc on va projeter un réservoir de  $100 \text{ m}^3$  jumelé avec celui existant.

▪ **Le diamètre du réservoir :**

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5, on prend  $H= 4 \text{ m}$  ;

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}}$$

Avec :  $V= 100 \text{ m}^3$

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times 100)}{(\pi \times 4)}} = 5.64 \text{ m} ; \quad \mathbf{D_r = 6 \text{ m}}$$

### II.10.3. Dimensionnement du réservoir de la zone 02 (R2)

Le réservoir R2 est alimenté gravitairement par le réservoir principal (annexe 01). Il assure la distribution vers les villages Guenana et Ait saadouna avec un débit maximum journalier de  $267.913 \text{ m}^3/\text{j}$  et une population de 1234 habitants.

Donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 ;$$

$$\beta_{\max} = 1.9 ;$$

Alors :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.47 \text{ on prend } K_{\max.h} = 2.5.$$

**Tableau (II.3) : Dimensionnement de réservoir (R2) de la zone 02.**

Heure	Apport %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
<b>0-01</b>	4.16	0.6	3.56	-	3.56
<b>01-02</b>	4.16	0.6	3.56	-	7.12
<b>02-03</b>	4.16	1.2	2.96	-	10.08
<b>03-04</b>	4.16	2	2.16	-	12.24
<b>04-05</b>	4.16	3.5	0.66	-	12.90
<b>05-06</b>	4.16	3.5	0.66	-	<b>13.56</b>
<b>06-07</b>	4.16	4.5	-	-0.34	13.22
<b>07-08</b>	4.16	10.2	-	-6.04	7.18
<b>08-09</b>	4.17	8.8	-	-4.63	2.55
<b>09-10</b>	4.17	6.5	-	-2.33	0.22
<b>10-11</b>	4.17	4.1	0.07	-	0.29
<b>11-12</b>	4.17	4.1	0.07	-	0.36
<b>12-13</b>	4.17	3.5	0.67	-	1.03
<b>13-14</b>	4.17	3.5	0.67	-	1.70
<b>14-15</b>	4.17	4.7	-	-0.53	1.17
<b>15-16</b>	4.17	6.2	-	-2.03	-0.86
<b>16-17</b>	4.17	10.4	-	-6.23	-7.09
<b>17-18</b>	4.17	9.4	-	-5.23	-12.32
<b>18-19</b>	4.17	7.3	-	-3.13	<b>-15.45</b>
<b>19-20</b>	4.17	1.6	2.57	-	-12.88
<b>20-21</b>	4.17	1.6	2.57	-	-10.31
<b>21-22</b>	4.17	1	3.17	-	-7.14
<b>22-23</b>	4.17	0.6	3.57	-	-3.57
<b>23-24</b>	4.17	0.6	3.57	-	0
<b>Total</b>	100	100	30.49	-30.49	-

D'après le tableau (II.3) on a :

$$P_{\max}=|13.56|+|-15.45|= 29.01\%$$

$$V_{\max}=29.01 \times 267.913 / 100 = 77.721 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{77.721 \text{ m}^3}$$

Donc, on obtient :

$$V_{\text{tot}} = 77.721 + 120 = \mathbf{197.721 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de  $200 \text{ m}^3$ , donc on va projeter un réservoir de  $200 \text{ m}^3$ .

▪ **Le diamètre du réservoir :**

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5, on prend  $H = 4 \text{ m}$  ;

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}}$$

Avec :  $V = 200 \text{ m}^3$

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times 200)}{(\pi \times 4)}} = 7.98 \text{ m} ; \quad \mathbf{D_r = 8 \text{ m}}$$

▪ **La hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = (4 \times V_{\text{inc}}) / (\pi \times D_r^2)$$

$$H_{\text{inc}} = (4 \times 120) / (\pi \times 8^2) = \mathbf{2.39 \text{ m}}$$

#### II.10.4. Dimensionnement du réservoir de la zone 03 (R3)

Le réservoir R3 est alimenté gravitairement par le réservoir principal (annexe 01). Il assure la distribution vers les villages El merdj et Ait teraa et Iankoudene avec un débit maximum journalier de  $587.443 \text{ m}^3/\text{j}$  et une population de 2617 habitants.

Donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 ;$$

$$\beta_{\max} = 1.6 ;$$

Alors :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.08 \text{ on prend } K_{\max.h} = 2.$$



**Tableau (II.4) : Dimensionnement de réservoir (R3) de la zone 03.**

Heures	Apports %	Distribution%	Surplus %	Déficit %	Résidu %
<b>0-1</b>	4.16	0.75	3.41	-	3.41
<b>01-02</b>	4.16	0.75	3.41	-	6.82
<b>02-03</b>	4.16	1	3.16	-	9.98
<b>03-04</b>	4.16	1	3.16	-	13.14
<b>04-05</b>	4.16	3	1.16	-	<b>14.30</b>
<b>05-06</b>	4.16	5.5	-	-1.34	12.96
<b>06-07</b>	4.16	5.5	-	-1.34	11.62
<b>07-08</b>	4.16	5.5	-	-1.34	10.28
<b>08-09</b>	4.17	3.5	0.67	-	10.95
<b>09-10</b>	4.17	3.5	0.67	-	11.62
<b>10-11</b>	4.17	6	-	-1,83	9.79
<b>11-12</b>	4.17	8.5	-	-4,33	5.46
<b>12-13</b>	4.17	8.5	-	-4,33	1.13
<b>13-14</b>	4.17	6	-	-1,83	-0.70
<b>14-15</b>	4.17	5	-	-0,83	-1.53
<b>15-16</b>	4.17	5	-	-0,83	-2.36
<b>16-17</b>	4.17	3.5	0.67	-	-1.69
<b>17-18</b>	4.17	3.5	0.67	-	-1.02
<b>18-19</b>	4.17	6	-	-1.83	-2.85
<b>19-20</b>	4.17	6	-	-1.83	-4.68
<b>20-21</b>	4.17	6	-	-1.83	<b>-6.51</b>
<b>21-22</b>	4.17	3	1.17	-	-5.34
<b>22-23</b>	4.17	2	2.17	-	-3.17
<b>23-24</b>	4.17	1	3.17	-	0
<b>Total</b>	100	100	23.49	-23.49	-

D'après le tableau (II.4) on a :

$$P_{\max}=|14.3|+|-6.51|= 20.81\%$$

$$V_{\max}=20.81 \times 587.433/100= 122.244 \text{ m}^3$$

$$V_{\max}= \mathbf{122.244 \text{ m}^3}$$

Donc, on obtient :

$$V_{\text{tot}}=122.244+120= \mathbf{242.244 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de  $250 \text{ m}^3$ , donc on va projeter un réservoir de  $250 \text{ m}^3$ .

▪ **Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5, on prend  $H= 4 \text{ m}$  ;

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}}$$

Avec :  $V= 250 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt{\frac{(4 \times 250)}{(\pi \times 4)}} = \mathbf{8.92 \text{ m}} ; \quad D_r = \mathbf{9 \text{ m}}$$

▪ **La hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}}= (4 \times V_{\text{inc}}) / (\pi \times D_r^2)$$

$$H_{\text{inc}}= (4 \times 120) / (\pi \times 9^2) = \mathbf{1.89 \text{ m}}$$

### II.10.5. Dimensionnement du réservoir de la zone 04 (R4)

Le réservoir R4 est alimenté gravitairement par le réservoir principal (annexe 01). Il assure la distribution vers les villages Bourached et Taourirth khelfa avec un débit maximum journalier de  $311.558 \text{ m}^3/\text{j}$  et une population de 1373 habitants.

Donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 ;$$

$$\beta_{\max} = 1.55 ;$$

Alors :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.41 \text{ on prend } K_{\max.h} = 2.5.$$

**Tableau (II.5) : Dimensionnement de réservoir (R4) de la zone 04.**

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
<b>0-01</b>	4,16	0.6	3.56	-	3.56
<b>01-02</b>	4.16	0.6	3.56	-	7.12
<b>02-03</b>	4.16	1.2	2.96	-	10.08
<b>03-04</b>	4.16	2	2.16	-	12.24
<b>04-05</b>	4.16	3.5	0.66	-	12.90
<b>05-06</b>	4.16	3.5	0.66	-	<b>13.56</b>
<b>06-07</b>	4.16	4.5	-	-0.34	13.22
<b>07-08</b>	4.16	10.2	-	-6.04	7.18
<b>08-09</b>	4.17	8.8	-	-4.63	2.55
<b>09-10</b>	4.17	6.5	-	-2.33	0.22
<b>10-11</b>	4.17	4.1	0.07	-	0.29
<b>11-12</b>	4.17	4.1	0.07	-	0.36
<b>12-13</b>	4.17	3.5	0.67	-	1.03
<b>13-14</b>	4.17	3.5	0.67	-	1.70
<b>14-15</b>	4.17	4.7	-	-0.53	1.17
<b>15-16</b>	4.17	6.2	-	-2.03	-0.86
<b>16-17</b>	4.17	10.4	-	-6.23	-7.09
<b>17-18</b>	4.17	9.4	-	-5.23	-12.32
<b>18-19</b>	4.17	7.3	-	-3.13	<b>-15.45</b>
<b>19-20</b>	4.17	1.6	2.57	-	-12.88
<b>20-21</b>	4.17	1.6	2.57	-	-10.31
<b>21-22</b>	4.17	1	3.17	-	-7.14
<b>22-23</b>	4.17	0.6	3.57	-	-3.57
<b>23-24</b>	4.17	0.6	3.57	-	0
<b>Total</b>	100	100	30.49	-30.49	-

D'après le tableau (II.5) on a :

$$P_{\max} = |13.56| + |-15.45| = 29.01\%$$

$$V_{\max} = 29.01 \times 311.558 / 100 = 90.382 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{90.382 \text{ m}^3}$$

Donc, on obtient :

$$V_{\text{tot}} = 90.382 + 120 = \mathbf{210.382 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de  $250 \text{ m}^3$ , donc on va projeter un réservoir de  $250 \text{ m}^3$ .

▪ **Le diamètre du réservoir :**

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5, on prend  $H = 4 \text{ m}$  ;

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}}$$

Avec :  $V = 250 \text{ m}^3$

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times 250)}{(\pi \times 4)}} = \mathbf{8.92 \text{ m}} ; \quad \mathbf{D_r = 9 \text{ m}}$$

▪ **La hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = (4 \times V_{\text{inc}}) / (\pi \times D_r^2)$$

$$H_{\text{inc}} = (4 \times 120) / (\pi \times 8.92^2) = \mathbf{1.89 \text{ m}}$$

### II.10.6. Dimensionnement du réservoir de la zone 05 (R5)

Le réservoir R5 est alimenté gravitairement par le réservoir principal (annexe 01). Il assure la distribution vers le village El bir avec un débit maximum journalier de  $261.366 \text{ m}^3/\text{j}$  et une population de 1185 habitants.

Donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3 ;$$

$$\beta_{\max} = 2 ;$$

Alors :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2.6 \text{ on prend } K_{\max.h} = 2.5.$$

**Tableau (II.6) : Dimensionnement de réservoir (R5) de la zone 05.**

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
<b>0-1</b>	4.16	0.6	3.56	-	3.56
<b>01-02</b>	4.16	0.6	3.56	-	7.12
<b>02-03</b>	4.16	1.2	2.96	-	10.08
<b>03-04</b>	4.16	2	2.16	-	12.24
<b>04-05</b>	4.16	3.5	0.66	-	12.90
<b>05-06</b>	4.16	3.5	0.66	-	<b>13.56</b>
<b>06-07</b>	4.16	4.5	-	-0.34	13.22
<b>07-08</b>	4.16	10.2	-	-6.04	7.18
<b>08-09</b>	4.17	8.8	-	-4.63	2.55
<b>09-10</b>	4.17	6.5	-	-2.33	0.22
<b>10-11</b>	4.17	4.1	0.07	-	0.29
<b>11-12</b>	4.17	4.1	0.07	-	0.36
<b>12-13</b>	4.17	3.5	0.07	-	1.03
<b>13-14</b>	4.17	3.5	0.07	-	1.70
<b>14-15</b>	4.17	4.7	-	-0.53	1.17
<b>15-16</b>	4.17	6.2	-	-2.03	-0.86
<b>16-17</b>	4.17	10.4	-	-6.23	-7.09
<b>17-18</b>	4.17	9.4	-	-5.23	-12.32
<b>18-19</b>	4.17	7.3	-	-3.13	<b>-15.45</b>
<b>19-20</b>	4.17	1.6	2.57	-	-12.88
<b>20-21</b>	4.17	1.6	2.57	-	-10.31
<b>21-22</b>	4.17	1	3.17	-	-7.14
<b>22-23</b>	4.17	0.6	3.57	-	-3.57
<b>23-24</b>	4.17	0.6	3.57	-	0
<b>Total</b>	100	100	30.49	-30.49	-

Dans ce tableau (II.6) on a :

$$P_{\max} = |13.56| + |-15.45| = 29.01$$

$$V_{\max} = 29.01 \times 261.366 / 100 = 75.822 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{75.822 \text{ m}^3}$$

Donc, on obtient :

$$V_{\text{tot}} = 75.822 + 120 = \mathbf{195.822 \text{ m}^3}$$

Le volume total est de  $200 \text{ m}^3$ , alors que la capacité totale de réservoir existant est de  $50 \text{ m}^3$ .  
Donc on va projeter un réservoir de  $150 \text{ m}^3$  jumelé avec le réservoir existant.

▪ **Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5, on prend  $H = 4 \text{ m}$  ;

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times V)}{(\pi \times H)}}$$

Avec :  $V = 150 \text{ m}^3$

$$D_r = \sqrt{\frac{(4 \times 150)}{(\pi \times 4)}} = \mathbf{6.91 \text{ m}} ; \quad D_r = \mathbf{7 \text{ m}}$$

▪ **La hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = (4 \times V_{\text{inc}}) / (\pi \times D_r^2)$$

$$H_{\text{inc}} = (4 \times 120) / (\pi \times 7^2) = \mathbf{3.12 \text{ m}}$$

## II.11. Dimensionnement des stations de reprise SR1 et SR2

Le refoulement à partir du point de piquage jusqu'à SR2, s'effectue par l'intermédiaire de station de reprise SR1. Leur volume de stockage est fonction du temps de fermeture complète des vannes de réglage es tronçons précédent ; ce temps est estimé à un quart d'heure. Le débit entrant dans les stations de reprise est de  $2046.109 \text{ m}^3/\text{j}$ . (annexe 01)

$$V_{\text{SR1}} = V_{\text{SR2}} = \frac{Q_{\max.j} \times t}{20} = \frac{2046.109 \times 0.25}{20}$$

$$V_{\text{SR1}} = V_{\text{SR2}} = \mathbf{25.576 \text{ m}^3}$$

Le volume calculé est de  $25.576 \text{ m}^3$ , la capacité normalisée du réservoir est de  $50 \text{ m}^3$ .

## II.12. Conclusion

Après avoir dimensionné les réservoirs de stockage (réservoir) et de transits (station de reprise), on conclut que la commune de Kendira dispose des ouvrages de stockage qui ne sont pas suffisant pour la consommation à l'horizon 2051. Les nouveaux réservoirs seront jumelés aux existants. Les réservoirs à projeter sont représentés dans le tableau (II.7) suivant :

**Tableau (II.7) : Les capacités des réservoirs à projeté de la commune de Kendira.**

Nom	Capacité des réservoirs existants (m <sup>3</sup> )	Capacité des réservoirs projetés (m <sup>3</sup> )
SR1	/	50
SR2	/	50
RP	/	500
R1	150	100
R2	/	200
R3	/	250
R4	/	250
R5	50	150

Après ce dimensionnement, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adduction qui sera bien détaillée dans le prochain chapitre.

# **Chapitre III :**

## **L'adduction**



### III.1. Introduction

L'adduction est définie comme l'ensemble des installations qui s'occupent du transport des eaux depuis les zones de captage (source, barrage, forage, puits...etc.) jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoir, bête d'eau...etc.).

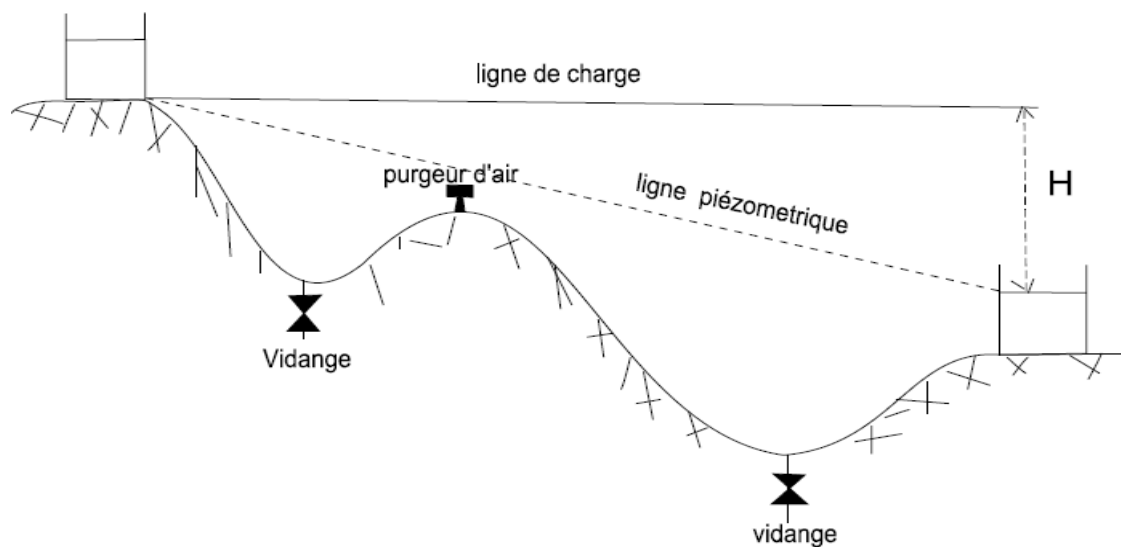
Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique des conduites d'adduction pour choisir le matériau et les diamètres optimaux pour nos différents tronçons.

### III.2. Type d'adduction

En fonction du relief de la région à alimenter, on distingue trois types d'adduction, à savoir :

#### III.2.1. Adduction gravitaire

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du point de consommation. L'eau transportée sous pression sous l'influence des seules forces dues à la gravité.



*Figure (III.1) : Adduction gravitaire [8].*

#### III.2.2. Adduction par refoulement

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire pour créer des pressions dans les conduites du réseau d'adduction.

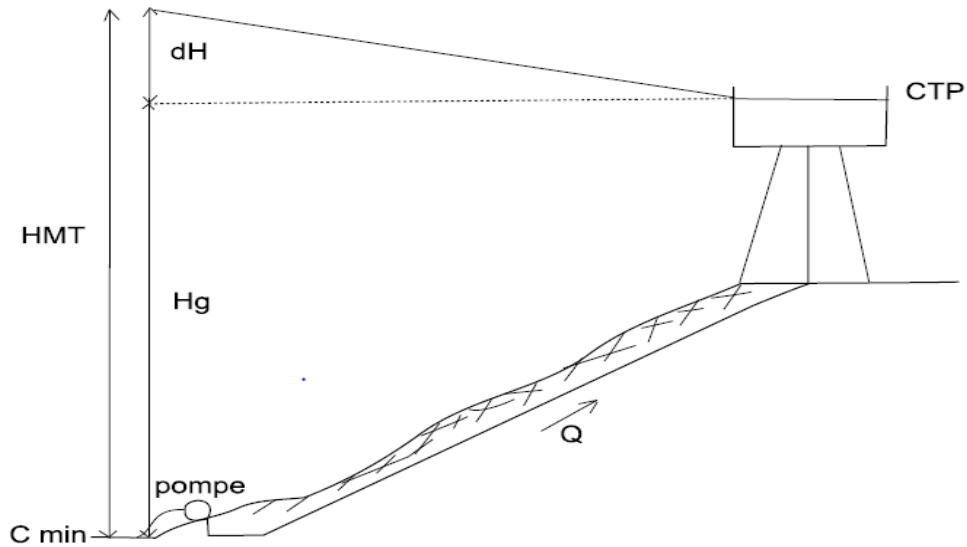


Figure (III.2) : Adduction par refoulement [8].

### III.2.3. Adduction mixte

L'adduction mixte est rencontrée lorsqu'un réservoir intermédiaire recevant l'eau par refoulement (ou gravitairement), et que cette eau est envoyée gravitairement (ou refoulée) vers un réservoir situé plus bas.

### III.3. Choix du tracé

Pour faire un bon choix de tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre technique et économique, qui sont :

- Chercher un profil en long le plus régulier pour éviter les contres pentes qui induisent des éclatements des conduites, à cause de la création des poches d'air ;
- Le tracé doit être le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation ;
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (voies ferrée, route, oued...etc.) ;
- Eviter les zones d'habitations et les zones agricoles ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées ;
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération gravitairement.

### III.4. choix de type de conduite

Une conduite est constituée d'un ensemble de tuyaux assemblés les uns aux autres.

Les matériaux de conduites les plus utilisés dans les réseaux d'eau potable sont :

- Conduite en acier,

- Conduite en fonte (ductile, grise),
- Conduite en PVC (Chlorure de polyvinyle),
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Le choix du type des conduites à utiliser repose sur certains critères qu'on doit respecter qui sont :

- Le diamètre économique ;
- La pression à supporter ;
- Les pertes de charge ;
- La nature de terrain ;
- La durée de vie ;
- Le prix de revient et la disponibilité sur le marché (le coût de transport).

Pour le cas de ce projet nous avons opté pour le PEHD et la fonte, vu les avantages qu'elles présentent :

#### **III.4.1. Conduite en PEHD**

- ***Les avantages***

Les avantages des conduites en PEHD sont [7] :

- Une durée de vie importante (50 ans à une température de 20 °C);
  - Pose beaucoup plus souple ;
  - Une bonne résistance; chimique, aux chocs et aux ultraviolets ;
  - La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causés par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent ;
  - Conditions de pose simple et adapté au relief accidenté ;
  - Rapidité et maîtrise des opérations de réparation par le personnel d'exploitation ;
  - Résistance au coup de bélier.
- ***Les inconvénients***
  - Nécessite une grande technicité pour la jonction.

#### **III.4.2. Conduite en fonte**

- ***Les avantages***

- Résistance aux pressions élevées et aux forces intérieures ;
  - Très rigide et solide ;
  - Une longévité considérable, à condition qu'elles soient bien entretenue ;
  - Disponible sur le marché national ;
  - Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;
  - La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux qui ne dépassent pas 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- ***Les inconvénients***
  - Sensibles au déboitement et fragile ;

- Lourds et très chers.

### III.5. Description de schéma d'adduction

Le point de démarrage du système d'adduction est le point de piquage (PK) situé à une côte terrain 692.88 m à partir de transfert Tichi-Haf Barbacha de la conduite principale.

L'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de 23.68 l/s jusqu'à la nouvelle station de reprise projetée (SR1), située à une côte de 774.52 m d'une longueur de 650 m. Cette station sera équipée d'une bache d'eau d'une capacité de 50 m<sup>3</sup>. Ensuite l'eau sera refoulée vers la deuxième station de reprise projetée (SR2), située à une côte de 1005.83 m avec une longueur de 1775 m et un débit de 28.42 l/s, Cette station sera équipée d'une bache d'eau d'une capacité de 50 m<sup>3</sup>. La reprise est assurée encore par refoulement vers le réservoir principal projeté (RP) de Kendira situé à une côte de 1132.5 m qui a une longueur de 3860 m, un débit égale à 28.42 l/s et une capacité de 500 m<sup>3</sup>. Le réservoir principal alimente gravitairement les différents réservoirs qui assurent la distribution vers les différents villages de la commune.

Cette chaîne d'adduction principale est équipée par des conduites en fonte.

Le schéma général d'adduction est illustré sur la figure (III.3) :

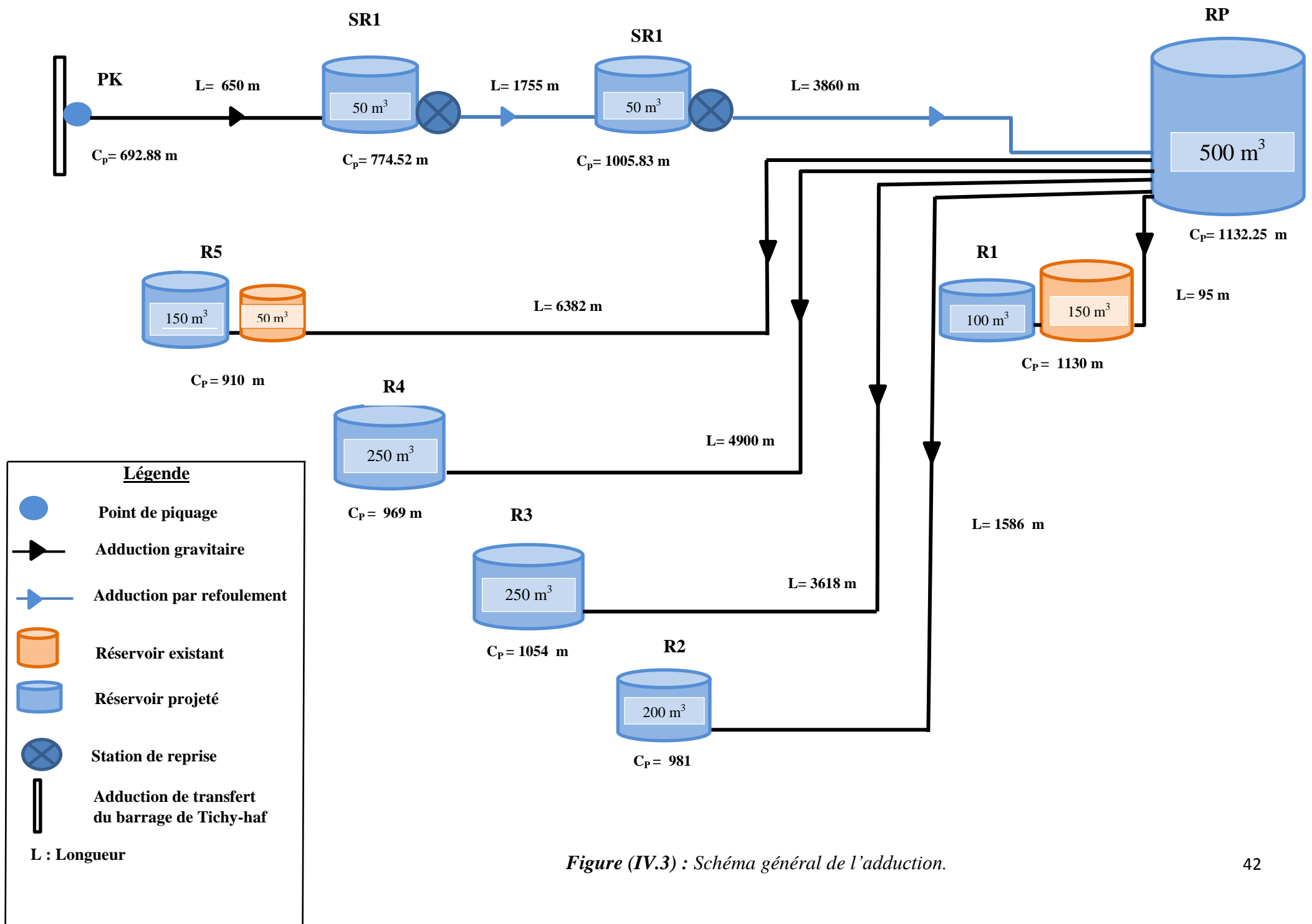


Figure (IV.3) : Schéma général de l'adduction.

## III.6. Les équipements utilisés

### III.6.1. Robinet vanne

Appareil 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 réparation ou autres [8].



*Figure (III.4) : Robinet vanne.*

### III.6.2. Ventouse

Appareil mis en place aux points hauts des conduites du réseau et servant à l'évacuation de l'air occlus, qui s'accumule en ces points. Ces ventouses, nous permettent l'évacuation de l'air qui s'accumule dans la conduite sans pertes inutiles en eau [8].



*Figure (III.5) : Ventouse [8].*

### III.6.3. Vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins. Ces robinets doivent être facilement accessibles pour faciliter les tâches.

### III.6.4. Les clapets

Ce sont des dispositifs qui ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. 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 (III.6) : Clapet anti-retour [8].*

### III.6.5. Vanne papillon

Appareil de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible, il s'agit d'un élément de conduit traversé par un axe déporté entraînant, en reptation, un disque obturateur appelé papillon [8].



*Figure (III.7) : Vanne papillon [8].*

## III.7. Etude techno-économique

Une étude techno-économique est indispensable pour choisir le diamètre le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, en effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever les pertes de charge seront plus importantes. Pour le choix des diamètres, on doit respecter les critères suivants [7] :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses accessibles, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.

- Les frais d'investissement (frais d'amortissement + frais d'exploitation) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Les paramètres qui interviennent dans des calculs des conduites sont : le débit (Q), le diamètre (D), la vitesse (V), la longueur (L) et les pertes de charge (J).

### III.7.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

#### a. Cas de refoulement

Le diamètre économique des conduites de refoulement est déterminé approximativement par les deux formules suivantes [3] :

- **Formule de BONNIN :**

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

- **Formule de BRESS :**

$$D_2 = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

**D<sub>1</sub>** : Le diamètre donné par BONNIN (m) ;

**D<sub>2</sub>** : Le diamètre donné par BRESS (m) ;

**Q** : débit refoulé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et une vitesse d'écoulement compris entre **0.5 m/s** et **1.5 m/s**.

#### b. Cas gravitaire

Le diamètre économique des conduites gravitaires est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement compris entre **V<sub>min</sub>** et **V<sub>max</sub>** [10] :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{III.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

**D<sub>min</sub>** : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;

**D<sub>max</sub>** : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;

**V<sub>min</sub>** : La vitesse minimale de l'écoulement est de 0.5 m/s ;



**V<sub>max</sub>** : La vitesse maximale de l'écoulement est de 1.5 m/s ;

**Q** : Le débit refoulé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).

#### IV.7.2. Calcul de la vitesse

La vitesse de l'eau dans la conduite est donnée par la formule suivante [10] :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

**V** : La vitesse d'écoulement (m/s) ;

**Q** : Le débit refoulé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

**D** : Diamètre de la conduite (m).

#### III.7.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (Vanne, coudes, clapets,...etc.). Elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

##### III.7.3.1. Pertes de charge linéaires

Elles se déterminent par la formule DARCY-WEISBBACH [6] :

$$H_L = J \times L \quad (\text{III.6})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

**H<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires (m) ;

**L** : Longueur de la conduite (m) ;

**J** : Pertes de charge unitaires (m/ml) ;

**λ** : Coefficient de frottement de DARCY, qui dépend de la rugosité relative et le régime d'écoulement ;

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

**D** : Diamètre de la conduite (m) ;

**g** : Accélération de la pesanteur égale à 9.81 (m/s²).

▪ **Calcul du coefficient des pertes de charge  $\lambda$**

Pour le calculer aux différents régimes, on applique les deux formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADZI [6] :

$$\lambda = \left( 1.4 - 0.86 \times \ln\left(\frac{K}{D}\right) \right)^{-2} \quad (\text{III.8})$$

- **Régime de transition**

Il est donné par la formule de COLEBROOK [6] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log\left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{III.9})$$

Avec :

**$\lambda$**  : Coefficient de frottement de DARCY ;

**D** : Diamètre de la conduite (m) ;

**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les conduites en fonte ductile :

$$K = 0.15 \text{ mm}$$

- Pour les conduites en PEHD :

$$K = 0.01 \text{ mm si } D \leq 200 \text{ mm ;}$$

$$K = 0.02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm.}$$

**Re** : Le nombre de Reynolds est donné par la formule suivante [6] :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.10})$$

**$\nu$**  : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS [6] :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337T + 0.000221T^2} \quad (\text{III.11})$$

**T** : Température de l'eau,

Pour T= 20 °C,  $\nu = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Avec: 1 stocks =  $10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$

### III.7.3.2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières (ou accidentelles) sont des pertes de pression provoquées par le passage du fluide dans des obstacles et accessoires comme des vannes, coudes, raccords, sortie de réservoir...etc. Dans la pratique, ces pertes de charge sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires [6] :

$$H_S = 0.15 \times H_L \quad (\text{III.12})$$

Avec :

$H_S$  : Pertes de charge singulières (m) ;

$H_L$  : Pertes de charge linéaires (m).

### III.7.3.3. Pertes de charge totales

Les pertes de charge totales représentent la somme des pertes de charge linéaires ( $H_L$ ) et singulières ( $H_S$ ) :

$$H_t = H_L + H_S = 1.15 \times H_L \quad (\text{III.13})$$

### III.7.4. Calcul la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la différence de pression du liquide la franchissant en mètre colonne de liquide (mcl). Elle résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{III.14})$$

Avec :

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

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

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

### III.7.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance électrique absorbée au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe. Elle est exprimée par la formule suivante [6] :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

$P_a$  : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

$Q$  : Débit à transiter ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

**g** : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m) ;

**η** : Rendement de la pompe en % (on prend 75%).

### III.7.6. Calcul l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcul comme suit [6] :

$$E = P_a \times T \times 365 \quad (\text{III.16})$$

Avec :

**E** : Energie consommée pendant une année (KWh) ;

**P<sub>a</sub>** : Puissance de pompage (KW) ;

**T** : Le temps de pompage par jour (T=20 h).

### III.7.7. Calcul des frais d'exploitation

Ils se calculent comme suit [6] :

$$F_{\text{exp}} = E \times e_u \quad (\text{III.17})$$

Avec :

**F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA) ;

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

**e<sub>u</sub>** : Prix unitaire du KWh fixé à (4.67 DA) par SONELGAZ.

### III.7.8. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent par la formule suivante [6] :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.18})$$

Avec :

**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA) ;

**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;

**L** : Longueur de la conduite (m) ;

**A** : L'amortissement annuel (annuité).

#### ▪ Calcul de l'amortissement annuel

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

Avec :

**i** : Taux d'anuité égale à 8% ;

**n** : Nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (n=30 ans).

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 \quad ; \quad A = 0.088827433$$

### III.7.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante [6] :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

**B<sub>L</sub>** : Bilan (DA);

**F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA);

**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA).

## III.8. Calcul des diamètres économiques pour les conduites

### III.8.1. Partie adduction par refoulement

#### III.8.1.1. Tronçon SR1-SR2

##### ▪ Caractéristiques du tronçon

$$Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1775 \text{ m}$$

$$\text{Côte du radier de la SR1 : } C_R = 774.52 \text{ m}$$

$$\text{Côte trop-plein de la SR2 : } C_{TP} = 1005.83 \text{ m}$$

La hauteur géométrique  $H_g$  :

$$H_g = C_{TP} - C_R = 1005.83 - 774.52 = 231.31 \text{ m}$$

##### ▪ Calcul du diamètre

- BONNIN :  $D_1 = 0.167 \text{ m}$

- BRESS :  $D_2 = 0.250 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 300 mm. Le matériau utilisé est la fonte ductile (PN 40), on trouve le prix unitaire de ces conduites dans l'annexe 03 :

**Tableau (III.1) : Calcul le Hmt du tronçon SR1-SR2.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	Hmt (m)
<b>0.200</b>	<b>0.028</b>	<b>0.892</b>	<b>178343.9</b>	<b>0.02</b>	<b>1775</b>	<b>8.273</b>	<b>231.31</b>	<b>239.583</b>
0.250	0.028	0.571	142675.2	0.02	1775	3.536	231.31	234.021
0.300	0.028	0.396	118896.0	0.02	1775	1.089	231.31	232.399

**Tableau (III.2) : calcul les frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-SR2.**

D(m)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>exp</sub> (DA)	P <sub>u</sub> (DA/ml)	A	F <sub>amor</sub> (DA)
<b>0.200</b>	<b>89.444</b>	<b>652943.065</b>	<b>3049244.116</b>	<b>5663.86</b>	<b>0.089</b>	<b>894748.284</b>
0.250	86.010	627872.668	2932165.358	7461.72	0.089	1178765.22
0.300	86.762	633365.902	2957818.762	8948.09	0.089	1413574.52

**Tableau (III.3) : Calcul de bilan du tronçon SR1-SR2.**

D (m)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	F <sub>amortissement</sub> (DA)	Bilan (m)
<b>0.200</b>	<b>3049244.116</b>	<b>894748.284</b>	<b>3943992.4</b>
0.250	2932165.358	1178765.22	4157220.2
0.300	2957818.762	1413574.52	4371393.28

D'après les résultats du tableau (III.3) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 200** mm avec une vitesse acceptable de **0.892 m/s**.

#### **III.8.1.2. Tronçon SR2-RP**

##### **▪ Caractéristiques du tronçon**

$$Q = 0.028 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3860 \text{ m}$$

$$\text{Côte du radier de la SR2 : } C_R = 1005.83 \text{ m}$$

$$\text{Côte trop-plein de RT : } C_{TP} = 1132.25 \text{ m}$$

La hauteur géométrique H<sub>g</sub> :

$$H_g = C_{TP} - C_R = 1132.25 - 1005.83 = 126.42 \text{ m}$$

##### **▪ Calcul du diamètre**

- BONNIN : D = 0.167 m
- BRESS : D = 0.250 m

Les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 300 mm. Le matériau utilisé est la fonte ductile (PN 40), on trouve le prix unitaire de ces conduites dans l'annexe 03 :

**Tableau (III.4) : Calcul le Hmt du tronçon SR2-RP.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	Hmt (m)
<b>0.200</b>	<b>0.028</b>	<b>0.892</b>	<b>178343.749</b>	<b>0.020</b>	<b>3860</b>	<b>17.990</b>	<b>126.42</b>	<b>144.410</b>
0.250	0.028	0.571	142675.159	0.020	3860	7.789	126.42	132.315
0.300	0.028	0.396	118895.966	0.020	3860	2.369	126.42	128.789

**Tableau (III.5) : calcul les frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-RP.**

D(m)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>exp</sub> (DA)	P <sub>u</sub> (DA/ml)	A	F <sub>amor</sub> (DA)
<b>0.200</b>	<b>53.913</b>	<b>393566.713</b>	<b>1837956.548</b>	<b>5663.86</b>	<b>0.089</b>	<b>1945762.460</b>
0.250	49.398	360602.814	1684015.142	7461.72	0.089	2563399.290
0.300	48.081	350993.275	1639138.595	8948.09	0.089	3074026.84

**Tableau (III.6) : Calcul de bilan du tronçon SR2-RP.**

D (m)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	F <sub>amortissement</sub> (DA)	Bilan (m)
<b>0.200</b>	<b>1837956.548</b>	<b>1945762.460</b>	<b>3783719.01</b>
0.250	1684015.142	2563399.290	4247414.43
0.300	1639138.595	3074026.84	4713165.43

D'après les résultats du tableau (III.6) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 200** mm avec une vitesse acceptable de **0.892 m/s**.

### III.8.2. Partie adduction gravitaire

#### III.8.2.1. Tronçon PK-SR1

##### ■ Caractéristiques du tronçon

$$Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 650 \text{ m}$$

$$\text{Côte ue radier de la PK : } C_R = 692.88 \text{ m}$$

$$\text{Côte trop-plein de la SR1 : } C_{TP} = 774.52 \text{ m}$$

$$\text{Pression du point de piquage (PK) : } P_{PK} = 13 \text{ bars} = 130 \text{ m}$$

La hauteur géométrique H<sub>g</sub> :

$$H_g = P_{PK} + C_R - C_{TP} = 130 + 692.88 - 774.52 = 48.36 \text{ m}$$

##### ■ Calcul du diamètre

- D<sub>min</sub> = 0.140 m
- D<sub>max</sub> = 0.241 m

Les diamètres normalisés sont : 160, 200 et 250 mm. Le matériau utilisé est PEHD (PN 10).

**Tableau (III.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-SR1.**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L (m)</b>	<b>H<sub>t</sub> (m)</b>	<b>H<sub>g</sub> (m)</b>	<b>H<sub>v</sub> (m)</b>
<b>0.160</b>	<b>0.141</b>	<b>0.023</b>	<b>1.474</b>	<b>207796.901</b>	<b>0.016</b>	<b>650</b>	<b>9.390</b>	<b>48.36</b>	<b>38.970</b>
0.200	0.1762	0.023	0.944	166284.694	0.017	650	3.274	48.36	45.086
0.250	0.2204	0.023	0.603	132937.219	0.018	650	1.132	48.36	47.228

Pour que l'eau arrive à la station de reprise (SR1), il faut que **H<sub>T</sub> < H<sub>g</sub>**.

D'après les résultats du tableau (III.7) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 160** mm, car H<sub>t</sub>= 9.390 m < H<sub>g</sub>= 48.36 m, avec une vitesse acceptable de **1.474 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite, la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne de type papillon.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne H<sub>v</sub> (m) :**

$$H_v = H_d - H_t \quad (III.21)$$

$$H_v = 48.360 - 9.390 \quad ; \quad H_v = 38.970 \text{ m}$$

- **Calcul de coefficient de perte de charge ξ dans la vanne :**

$$\xi = H_v \times \frac{2g}{V^2} \quad (III.22)$$

$$\xi = 38.970 \times \frac{2 \times 9.81}{1.474^2} ; \quad \xi = 351.912$$

- **Calcul l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de ξ (Annexe 06), on trouve :

$$\theta = 63.70^\circ$$

### III.8.2.2. Tronçon RP-R1

- **Caractéristiques du tronçon**

$$Q = 0.0071 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 95 \text{ m}$$

La hauteur disponible H<sub>D</sub> :

$$H_D = 2.5 \text{ m}$$



▪ **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.0776 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.134 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 et 160 mm. Le matériau utilisé est PEHD (PN 10).

**Tableau (III.8) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R1.**

$D_{\text{ext}}$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	Re	$\Lambda$	L (m)	$H_t$ (m)	$H_D$ (m)	$H_v$ (m)
0.090	0.0792	0.007	1.422	112622.400	0.018	95	2.559	2.5	-0.059
<b>0.110</b>	<b>0.0968</b>	<b>0.007</b>	<b>0.952</b>	<b>92119.808</b>	<b>0.019</b>	<b>95</b>	<b>0.990</b>	<b>2.5</b>	<b>1.510</b>
0.125	0.1102	0.007	0.734	80918.307	0.019	95	0.675	2.5	1.825
0.160	0.141	0.007	0.449	63242.535	0.020	95	0.207	2.5	2.293

D'après les résultats du tableau (III.8) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 110** mm, car  $H_t = 0.990 \text{ m} < H_D = 2.5 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **0.952 m/s**.

▪ **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $H_v$  (m) :**

$$H_v = 2.500 - 0.990; \quad H_v = 1.510 \text{ m}$$

▪ **Calcul de coefficient de perte de charge  $\xi$  dans la vanne :**

$$\xi = 1.510 \times \frac{2 \times 9.81}{0.952^2}; \quad \xi = 31.120$$

▪ **Calcul l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de  $\xi$  (Annexe 06), on trouve :

$$\theta = 49.47^\circ$$

### III.8.2.2. Tronçon RP-R2

▪ **Caractéristiques du tronçon**

$$Q = 0.0031 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1586 \text{ m}$$

La hauteur disponible  $H_D$  :

$$H_D = 151.5 \text{ m}$$

▪ **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.0513 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.0888 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 63, 75 et 90 mm. Le matériau utilisé est PEHD (PN 20).

**Tableau (III.9) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R2.**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>t</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>D</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>v</sub></b> <b>(m)</b>
0.063	0.0488	0.0031	1.657	80861.6	0.020	1586	136.443	151.5	15.057
<b>0.075</b>	<b>0.0582</b>	<b>0.0031</b>	<b>1.165</b>	<b>67803.0</b>	<b>0.020</b>	<b>1586</b>	<b>56.553</b>	<b>151.5</b>	<b>94.947</b>
0.090	0.0698	0.0031	0.810	56538.0	0.021	1586	23.935	151.5	127.565

D'après les résultats du tableau (III.9) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 75 mm**, car  $H_t = 56.553 \text{ m} < H_D = 151.5 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **1.165 m/s**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $H_v$  (m) :**

$$H_v = 151.500 - 56.553 ; \quad H_v = 94.947 \text{ m}$$

- **Calcul de coefficient de perte de charge  $\xi$  dans la vanne :**

$$\xi = 94.947 \times \frac{2 \times 9.81}{1.657^2} ; \quad \xi = 1372.55$$

- **Calcul l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de  $\xi$  (Annexe 06), on trouve :

$$\theta = 79.58^\circ$$

#### **III.8.2.4. Tronçon RP-R3**

- **Caractéristiques du tronçon**

$$Q = 0.0068 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 3618 \text{ m}$$

La hauteur disponible  $H_D$  :

$$H_D = 81.5 \text{ m}$$

- **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.076 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.132 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 et 160 mm. Le matériau utilisé est PEHD (PN 20).

**Tableau (III.10) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R3.**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>t</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>D</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>v</sub></b> <b>(m)</b>
0.090	0.0698	0.0068	1.778	124103.444	0.018	3618	172.879	81.5	-91.379
<b>0.110</b>	<b>0.0854</b>	<b>0.0068</b>	<b>1.188</b>	<b>101433.494</b>	<b>0.019</b>	<b>3618</b>	<b>63.056</b>	<b>81.5</b>	<b>18.444</b>
0.125	0.0950	0.0068	0.960	91183.372	0.019	3618	39.073	81.5	42.427
0.160	0.1242	0.0068	0.562	69745.736	0.020	3618	10.769	81.5	70.731

D'après les résultats du tableau (III.10) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 110 mm**, car  $H_t = 63.056 \text{ m} < H_D = 81.5 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **1.188 m/s**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $H_v$  (m) :**

$$H_v = 81.500 - 63.056 ; \quad \quad \quad \mathbf{H_v = 18.444 \text{ m}}$$

- **Calcul de coefficient de perte de charge  $\xi$  dans la vanne :**

$$\xi = 18.444 \times \frac{2 \times 9.81}{1.188^2} ; \quad \quad \quad \mathbf{\xi = 256.401}$$

- **Calcul l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de  $\xi$  (Annexe 06), on trouve :

$$\mathbf{\theta = 62.18^\circ}$$

### **III.8.2.5. Tronçon RP-R4**

- **Caractéristiques du tronçon**

$$Q = 0.0038 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4900 \text{ m}$$

La hauteur disponible  $H_D$  :

$$H_D = 163.5 \text{ m}$$

- **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.057 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.098 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 63, 75, 90 et 110 mm. Le matériau utilisé est PEHD (PN 25).

**Tableau (III.11) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R4.**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L (m)</b>	<b>H<sub>t</sub> (m)</b>	<b>H<sub>D</sub> (m)</b>	<b>H<sub>v</sub> (m)</b>
0.063	0.0424	0.0038	2.962	114168.97	0.018	4900	884.028	163.5	-720.528
0.075	0.0504	0.0038	1.906	96046.911	0.019	4900	393.209	163.5	-229.709
0.090	0.0598	0.0038	1.353	80949.236	0.020	4900	176.014	163.5	-12.514
<b>0.110</b>	<b>0.0758</b>	<b>0.0038</b>	<b>0.843</b>	<b>63862.236</b>	<b>0.020</b>	<b>4900</b>	<b>53.790</b>	<b>163.5</b>	<b>109.710</b>

D'après les résultats du tableau (III.11) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 110 mm**, car  $H_t = 53.790 \text{ m} < H_D = 163.5 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **0.843 m/s**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $H_v$  (m) :**

$$H_v = 163.500 - 53.790 ; \quad \quad \quad \mathbf{H_v = 109.710 \text{ m}}$$

- **Calcul de coefficient de perte de charge  $\xi$  dans la vanne :**

$$\xi = 109.710 \times \frac{2 \times 9.81}{0.843^2} ; \quad \quad \quad \mathbf{\xi = 3028.936}$$

- **Calcul l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de  $\xi$  (Annexe 06), on trouve :

$$\mathbf{\theta = 80^\circ}$$

#### **III.8.2.6. Tronçon RP-R5**

- **Caractéristiques du tronçon**

$$Q = 0.00302 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 6382 \text{ m}$$

La hauteur disponible  $H_D$  :

$$H_D = 222.5 \text{ m}$$

- **Calcul du diamètre**

- $D_{\min} = 0.051 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.088 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 60, 80 et 100 mm. Le matériau utilisé est la fonte (40).

**Tableau (III.12) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RP-R5.**

D (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	L (m)	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>D</sub> (m)	H <sub>v</sub> (m)
<b>0.060</b>	<b>0.003</b>	<b>1.062</b>	<b>63694.268</b>	<b>0.027</b>	<b>6385</b>	<b>189.789</b>	<b>222.5</b>	<b>32.711</b>
0.080	0.003	0.597	47770.701	0.026	6385	43.370	222.5	179.130
0.100	0.003	0.382	38216.561	0.026	6385	14.211	222.5	208.289

D'après les résultats du tableau (III.12) ci-dessus, le diamètre le plus économique est : **D= 60 mm**, car  $H_t = 189.789 \text{ m} < H_D = 222.5 \text{ m}$ , avec une vitesse acceptable de **1.062 m/s**.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $H_v$  (m) :**

$$H_v = 222.500 - 189.789 ;$$

$$H_v = \mathbf{32.711 \text{ m}}$$

- **Calcul de coefficient de perte de charge  $\xi$  dans la vanne :**

$$\xi = 32.711 \times \frac{2 \times 9.81}{1.069^2} ;$$

$$\xi = \mathbf{569.506}$$

- **Calcul l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :**

En utilisant le tableau de la variation de l'angle d'ouverture en fonction de  $\xi$  (Annexe 06), on trouve :

$$\theta = \mathbf{67.13^\circ}$$

### III.9. Conclusion

Dans notre projet, l'étude techno-économique d'adduction est composée de deux parties, à savoir : adduction gravitaire et adduction par refoulement. Nous avons pu déterminer les diamètres économiques et calculer les différents paramètres, en optant pour la fonte ductile et le PEHD comme matériaux de canalisation.

Le tableau suivant présente le diamètre retrouvé pour chaque tronçon :

**Tableau (III.13) : Le diamètre retrouvé de chaque tronçon.**

Type d'adduction	Tronçon	L (m)	D (mm)	V (m/s)	Matériau
<b>Par refoulement</b>	SR1-SR1	1775	200	0.892	Fonte
	SR2-RP	3860	200	0.892	Fonte
<b>Gravitaire</b>	PK-SR1	650	160	1.474	PEHD
	RP-R1	95	110	0.952	PEHD
	RP-R2	1586	75	1.165	PEHD
	RP-R3	3618	110	1.188	PEHD
	RP-R4	4900	110	0.843	PEHD
	RP-R5	6382	60	1.062	Fonte

Dans le prochain chapitre, il faut choisir les pompes à utiliser dans chaque station de reprise.

# **Chapitre IV : Les pompes**

## IV.1. Introduction

Une pompe est une machine hydraulique qui aspire un fluide d'une région à grande pression pour le refouler à une région à basse pression. Le fonctionnement de la pompe consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

## IV.2. Type des pompes

Les pompes sont devisées en deux classes principales [11] :

### IV.2.1. Les pompes volumétriques

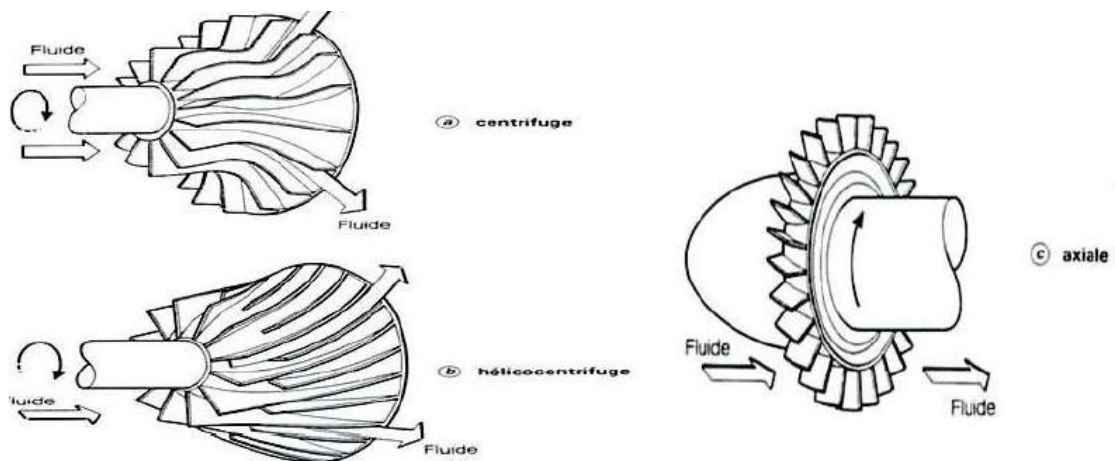
Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide de point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de volume, on distingue :

- Les pompes alternatives ;
- Les pompes rotatives.

### IV.2.2. Les turbo pompes

Dans les turbos pompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. On distingue (Figure (IV.1)) :

- Les pompes centrifuges (monocellulaire et multicellulaire) ;
- Les pompes hélice ;
- Les pompes hélico-centrifuge.



**Figure (IV.1) :** Types de la roue des pompes turbo pompes [11].

Les pompes centrifuges sont le plus universellement utilisées vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables et qu'elles constituent des groupes légers peu encombrants et présentent un bon rendement.

### IV.3. Choix du type de la pompe

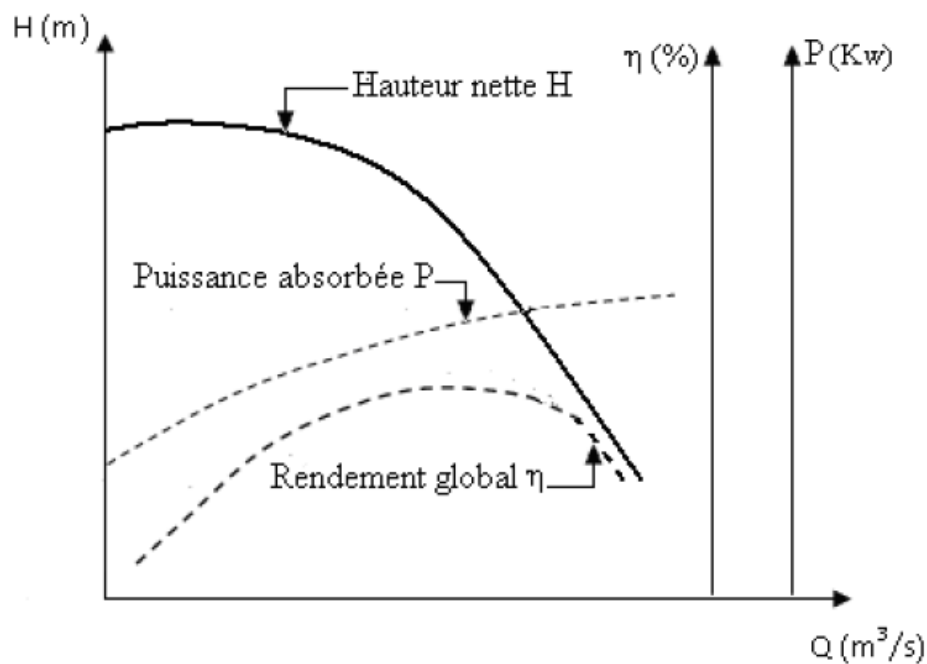
Le choix du type de la pompe à installer se base sur les paramètres suivants [6] :

- Le débit à refouler et la hauteur manométrique totale ;
- La vitesse de rotation ;
- La puissance et le rendement ;
- Le cout et le type de la pompe.

### IV.4. Les courbes caractéristiques de la pompe

Les performances d'une pompe sont exprimées par trois types de courbes suivantes (Figure (IV.2)) :

- **La courbe débit hauteur (Q, H) :** exprimer les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit  $H = f(Q)$  ;
- **La courbe des puissances absorbées :** exprimer la variation de la puissance par la pompe en fonction du débit  $P_a = f(Q)$  ;
- **La courbe des rendements :** exprimer les variations du rendement de la pompe en fonction du débit  $\eta = f(Q)$ .



*Figure (IV.2) : La courbe caractéristique de la pompe [5].*

#### IV.4.1. Le débit (Q)

Le débit fourni par la pompe est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).



#### IV.4.2. La hauteur manométrique totale (Hmt)

C'est la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement, elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Hmt = H_g + J_{asp} + J_{ref}} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m) ;

**J<sub>asp</sub>** : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;

**J<sub>ref</sub>** : Pertes de charge au refoulement (m).

#### IV.4.3. La vitesse de rotation (N)

Elle représente le nombre de tour effectué par la pompe par l'unité de temps.

#### IV.4.4. Les puissances

**a. Puissance absorbée (Pa) :** Elle exprimé par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est donnée par :

$$\mathbf{Pa = \frac{g \times Q \times Hmt}{\eta}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

**Pa** : Pression absorbée par la pompe (KW) ;

**Q** : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

**Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;

**g** : accélération de la pesanteur (9.81 m/s) ;

**η** : Rendement totale de l'installation.

**b. Puissance utile (Pu) :** Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$\mathbf{Pu = g \times Q \times Hmt} \quad (\text{IV.3})$$

#### IV.4.5. Le rendements

C'est le rapport entre la puissance utile et la puissance absorbée par la pompe, il est donné par :

$$\mathbf{\eta = \frac{Pu}{Pa}} \quad (\text{IV.4})$$

## IV.5. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe «  $H = f(Q)$  » avec la courbe caractéristique de la conduite «  $H_c = f(Q)$  » (Figure (IV.3)), il est donné par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R \times Q \quad (IV.5)$$

Avec :

$H_c$  : Charge totale en fonction de débit (m) ;

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$R \times Q$  : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;

$R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m), il est déterminé comme suit :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \quad (IV.6)$$

Avec :

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

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

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

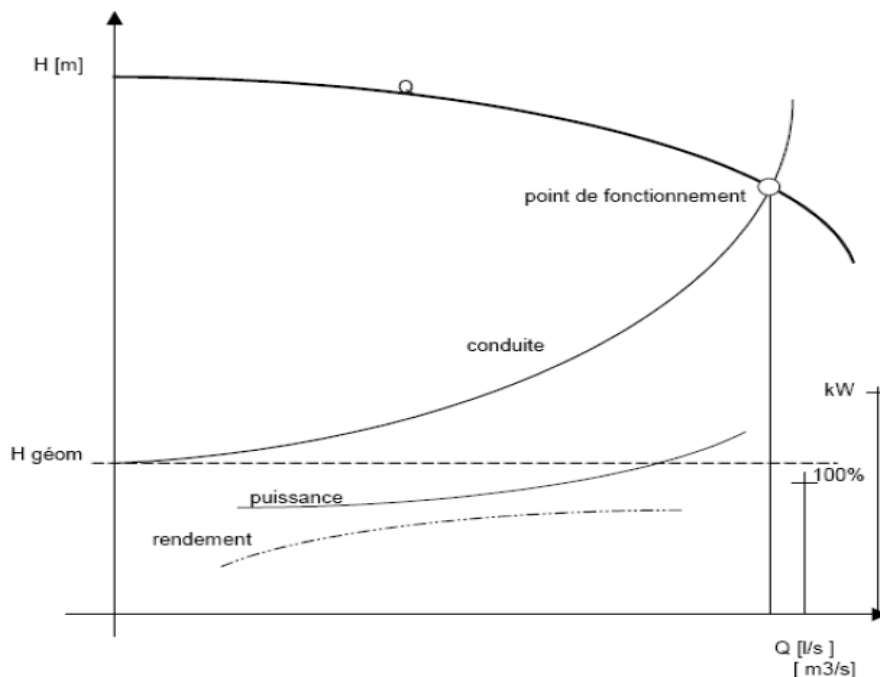


Figure (IV.3) : Point de fonctionnement d'une pompe [11].

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation.

Dans le cas où le point de fonctionnement ainsi obtenu, ne coïncide pas avec le point désiré, alors on procédera à la modification sur les caractéristiques de la pompe ou la conduite de refoulement, pour adapter la pompe à la condition de travail voulu. Quatre cas se présentent généralement :

- Modification du temps de pompage
- Vannage ou création des pertes de charge
- Rognage de la roue
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe

## IV.6. Recherche du point de fonctionnement

### IV.6.1. Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement P et on va chercher le temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré.

Dans notre cas, le volume d'eau entrant dans le réservoir étant :

$$V_e = T_1 \times Q_1 \quad (m^3) \quad (IV.7)$$

On va chercher le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit ( $Q_2$ ) donnée par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \quad (IV.8)$$

D'où :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (IV.9)$$

Avec :

$T_1$  : Le nouveau temps de pompage (h) ;

$T_2$  : Le temps de pompage prévu (h), dans ce cas, il est de 20h ;

$Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré ( $m^3/s$ ) ;

$Q_2$  : Le débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage ( $m^3/s$ ).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} \quad (KW) \quad (IV.10)$$

### IV.6.2. Deuxième variante : Vannage ou création des pertes de charge

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_1$ . La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (IV.11)$$

$$H' = H_1 + h \quad (IV.12)$$

Avec :

$\eta$  : Rendement correspondant au point désiré ;

$H'$  : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré (m) ;

$H_1$  : La hauteur manométrique totale du point désiré (m) ;

$h$  : Perte de charge engendré par le vannage (m).

#### IV.6.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage de la roue est la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point  $P_1$  ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_2$  ( $Q_2$ ,  $H_2$ ) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura donc :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5} \quad (IV.13)$$

Avec :

$m$  : Coefficient de rognage ;

$D_1$  : Diamètre de la roue avant le rognage (m) ;

$D_2$  : Diamètre de la roue après le rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \% \quad (IV.14)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (IV.15)$$

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très bonne décision.

#### IV.6.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation de la pompe

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit également la puissance absorbée.

On cherche alors la vitesse  $N'$  qui fera passer la caractéristique  $H(Q)$  de la pompe par le point désiré. Ceci consiste à tracer une parabole  $H = a \times Q^2$  qui passera par l'origine et par le point  $P_1$  ( $Q_1$ ,  $H_1$ ) désiré et coupera la caractéristique de la pompe en un point  $P_3$  ( $Q_3$ ,  $H_3$ ).

La nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \times \left( \frac{Q_1}{Q_3} \right) \quad (\text{IV.16})$$

On aura la puissance absorbée de :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW})$$

Avec :

$N$  : La vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

$N'$  : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min) ;

$Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré ;

$Q_3$  : Le débit au point homologue de  $P_3$  ;

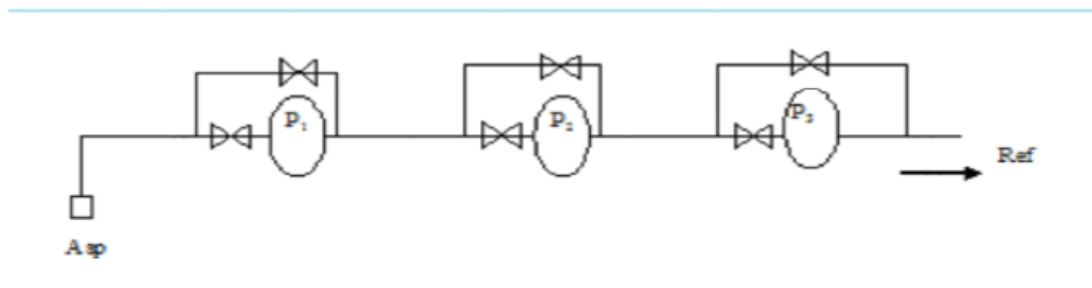
$P_a$  : La puissance absorbée par la pompe (KW) ;

$\eta$  : Rendement (%).

## IV.7. Couplage des pompes

### IV.7.1. Couplage en série

Ce montage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes pour un même débit qui traversent. Le schéma de couplage en série est illustré dans la figure (IV.4) ci-dessous.



**Figure (IV.4) :** Couplage en série d'une pompe centrifuge [9].

### IV.7.2. Couplage en parallèle

Ce montage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes avec une même hauteur d'élévation. Le débit de la conduite refoulée est égale à la somme des débits refoulés par l'ensemble des pompes en parallèle. Il est préférable d'utiliser des pompes pour améliorer le rendement. Le schéma de couplage en parallèle est illustré dans la figure (IV.5) ci-dessous.

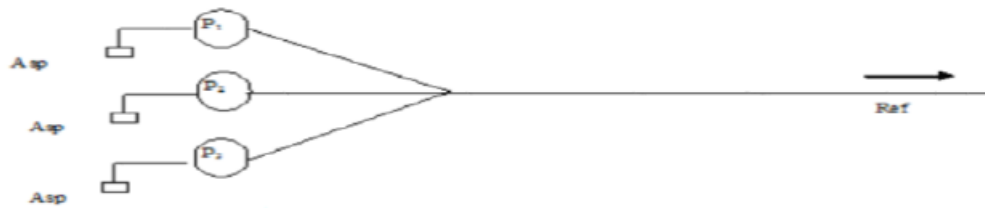


Figure (IV. 5) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge [9].

## IV.8. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les laubés et implosent brusquement près des parois causant une chute des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur manométrique), des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal [3].

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration ( $NPSH_d$ ) donnée par le constructeur :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

La charge nette minimale à l'aspiration ( $NPSH_r$ ) est une hauteur du liquide supposée, à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

La charge minimale disponible à l'aspiration ( $NPSH_d$ ) est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression de la pompe, deux cas sont possibles :

- Pour l'aspiration en charge

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a - J_v) \quad (IV.17)$$

La figure (IV.6) suivante représente une installation d'une pompe en charge :

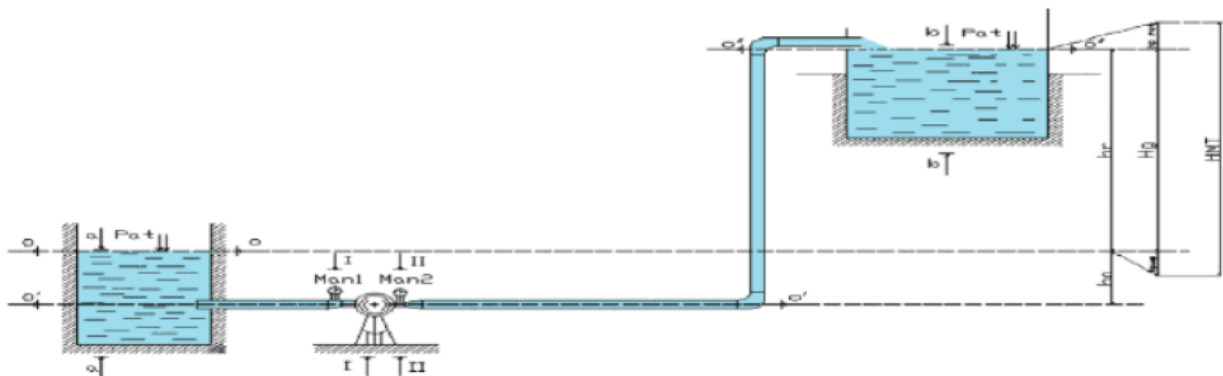


Figure (IV.6) : Cas d'aspiration en charge [9].

▪ Pour l'aspiration en dépression

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a - J_v) \quad (\text{IV.18})$$

$$\frac{P_0}{9.81 \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times Ca)$$

Avec :

$\frac{P_0}{g \times \rho}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration ;

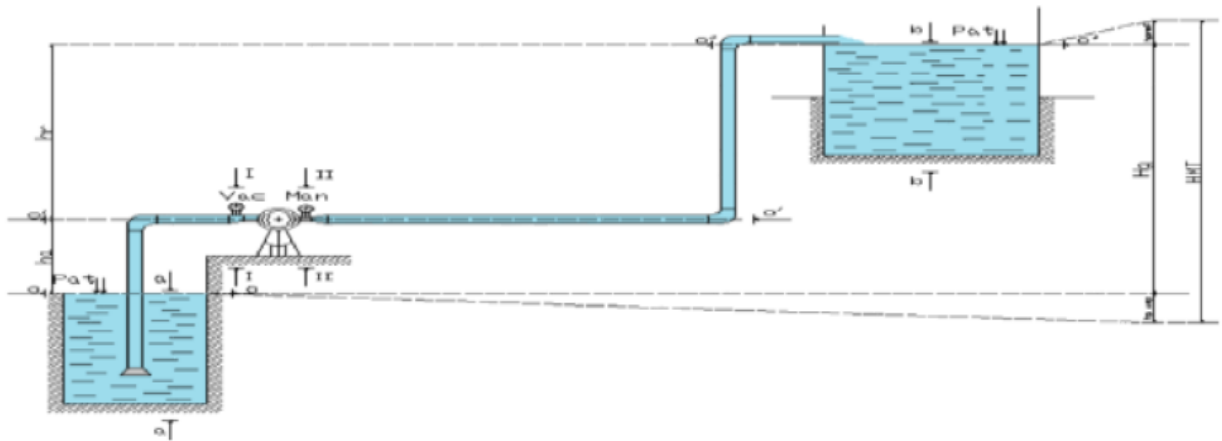
$H_a$  : Hauteur d'aspiration (m) ;

$J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

$J_v$  : Tension de vapeur d'eau pompée (à  $T=20^\circ\text{C}$ ,  $J_v=0.24$  m) ;

$Ca$  : la côte du plan d'aspiration.

La figure (IV.7) suivante représente une installation d'une pompe en dépression :



**Figure (IV.7) :** Cas d'aspiration en dépression [9].

La tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température est donnée dans les tableau (IV.1) ci-dessous :

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

T (c°)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
J <sub>v</sub> (m)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.250	2.030	3.170	4.820	7.140	10.330

## IV.9. Choix du type des pompes pour différentes stations

Dans notre projet, nous avons deux pompes à choisir, à savoir :

- La pompe de la station de reprise (SR1) qui assure le refoulement vers la station de reprise (SR2) ;
- La pompe de la station de reprise (SR2) qui assure le refoulement vers le réservoir principal (RP).

#### IV.9.1. La station de reprise SR1

##### ▪ *Caractéristiques de la conduite*

$$Q = 28.4 \text{ l/s ;}$$

$$H_{mt} = 239.583 \text{ m ;}$$

$$H_g = 231.310 \text{ m.}$$

##### ▪ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le catalogue numérique CAPRARI PUMP TUTOR, on opte pour une pompe à axe horizontale multicellulaire de type **(PM 100/ 4C)** :

$$Q = 28.4 \text{ l/s ;}$$

$$H = 240 \text{ m ;}$$

$$P_a = 89.7 \text{ KW ;}$$

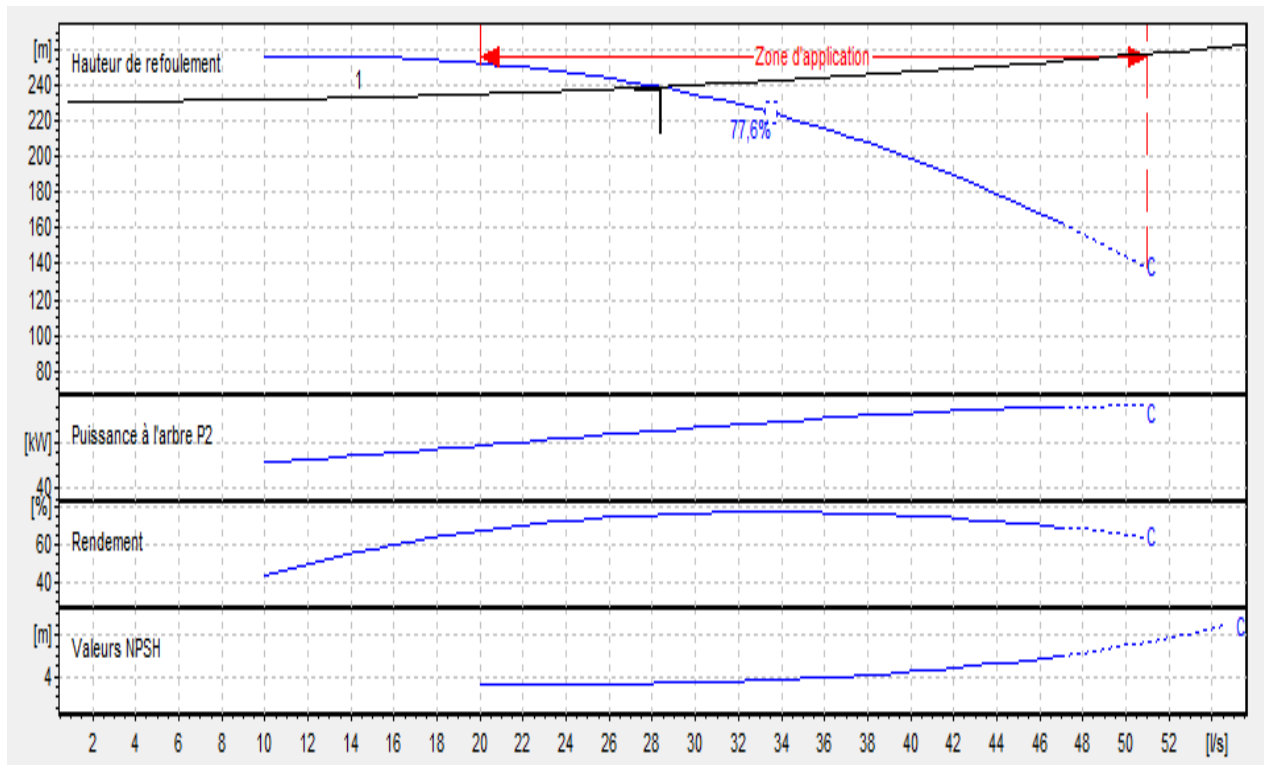
$$\eta = 76.2 \text{ \% ;}$$

$$NPSH_r = 3.34 \text{ m ;}$$

$$N = 2900 \text{ tr/min.}$$

La courbe caractéristique de la pompe (SR1) est présente dans la figure (IV.8) ci-dessus :





**Figure (IV.8) : La courbe caractéristique de la pompe SR1.**

Le point désiré (28.4 l/s ; 239.583 m)

Le de fonctionnement (28.4 l/s ; 240 m)

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite pas aucune modification.

■ **Etude de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 777.02 \text{ m}$
- La côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 774.52 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration :

$$H_a = C_a - C_p = 2.5 \text{ m}$$

$H_a = 2.5 > 0$ , donc la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{9.81 \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 777.02) = 9.398 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a - J_v); \quad J_a = 0$$

$$\text{NPSH}_d = 9.398 - 2.5 - (0 - 0.24) = 11.66 \text{ m}$$

$\text{NPSH}_d = 11.66 \text{ m} > \text{NPSH}_r = 3.34 \text{ m}$ , donc la pompe ne cavite pas.

### IV.9.2. La station de reprise SR2

#### ▪ Caractéristiques de la conduite

$Q = 28.4 \text{ l/s}$  ;

$H_{mt} = 144.41 \text{ m}$  ;

$H_g = 126.42 \text{ m}$ .

#### ▪ Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique CAPRARI PUMP TUTOR, on opte pour une pompe à axe horizontale multicellulaire de type (PM 125/ 9E) :

$Q = 29.6 \text{ l/s}$  ;

$H = 146 \text{ m}$  ;

$P_a = 58.6 \text{ KW}$  ;

$\eta = 73.8 \%$  ;

$NPSH_r = 1.59 \text{ m}$  ;

$N = 1450 \text{ tr/min}$ .

La courbe caractéristique de la pompe (SR2) est présente dans la figure (IV.9) ci-dessus :

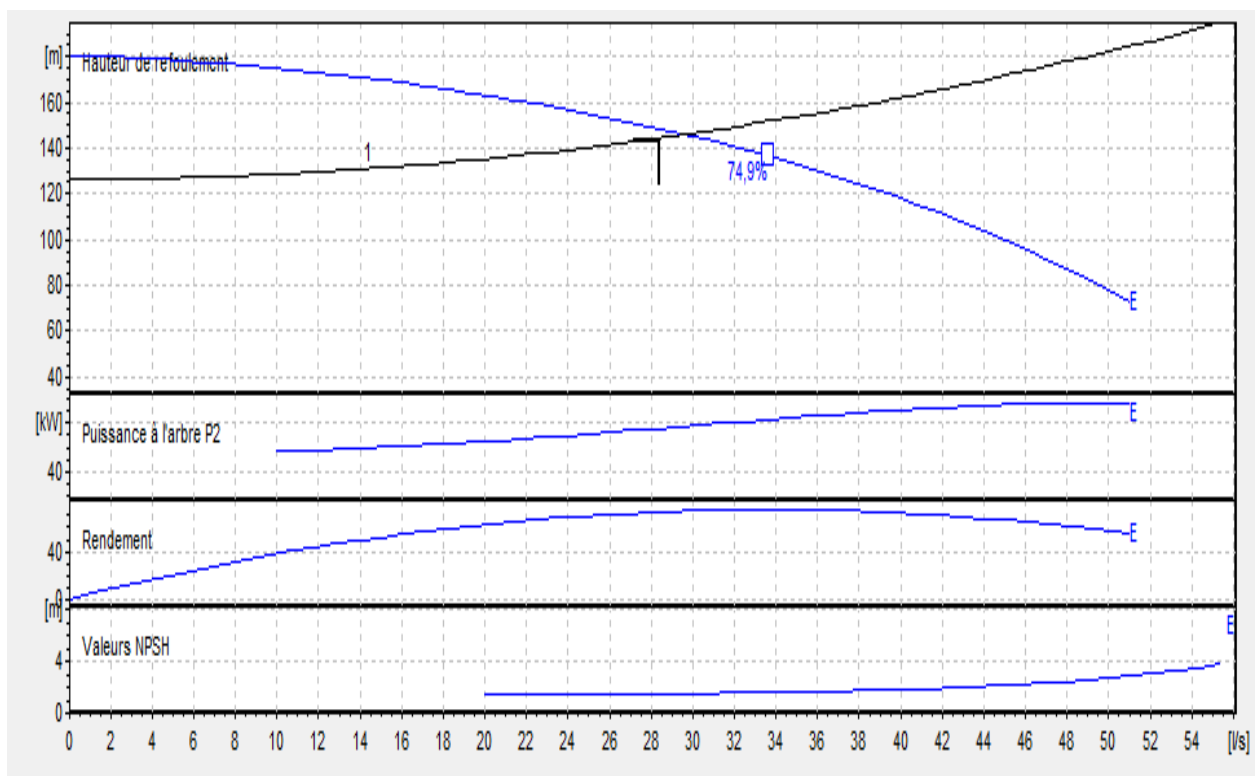


Figure (IV.9) : La courbe caractéristique de la pompe SR2.

Le point désiré (28.4 l/s ; 144.41 m)

Le de fonctionnement (29.6 l/s ; 146 m)

On remarque que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, par conséquent, cette pompe nécessite des modifications.

▪ **Etude des variantes**

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

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \longrightarrow T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} = 20 \times \frac{28.4}{29.6}$$

$$T_2 = 19.19 \text{ h ; } T_2 = 19 \text{ h } 11 \text{ min et } 24 \text{ s}$$

$$Pa = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0296 \times 146}{0.738}$$

$$Pa = 57.45 \text{ KW}$$

➤ Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e_u ; \quad (e_u = 4.67 \text{ DA})$$

Avec :

$$E = Pa \times T \times 365$$

D'où :

$$F_{\text{exp}} = Pa \times T \times 365 \times e_u = 57.45 \times 19.19 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 1879207.569 \text{ DA}$$

**2<sup>ème</sup> variante : Vannage**

La perte de charge crée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$H' = H_1 + h \longrightarrow h = H' - H_1 = 149 - 144 ;$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0284 \times 149}{0.738}$$

$$Pa = 56.25 \text{ KW}$$

➤ Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = Pa \times T \times 365 \times e_u = 56.25 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$F_{\text{exp}} = 1917618.750 \text{ DA}$

### 3<sup>ème</sup> variante : Rognage de la pompe

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaire, cette station n'est pas commode, en raison du nombre de cellule qu'il faut rogner.

### 4<sup>ème</sup> variante : Variation de la vitesse de rotation de la pompe

On trace la courbe caractéristique de la pompe ( $H_p$ ) et la courbe iso-rendement ( $H = a \times Q^2$ ) pour obtenir le point  $P_3$  ( $Q_3$  ;  $H_3$ ). Pour la pompe de la station de reprise (SR2) la valeur de facteur (a) est donnée par l'expression :

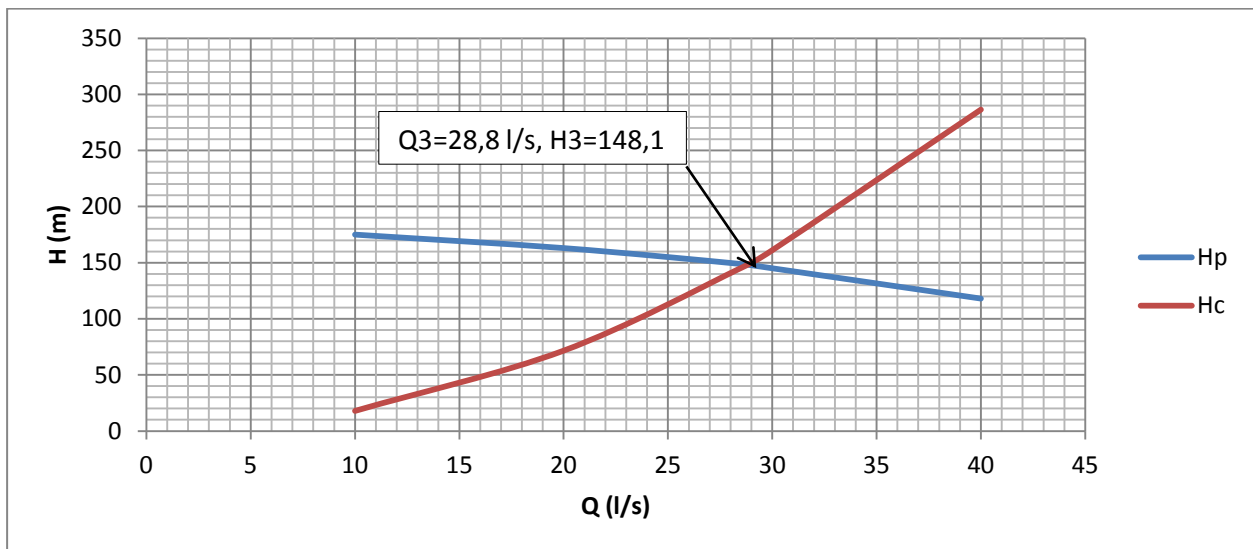
$$a = \frac{H_{mt}}{Q_1^2} = \frac{144.41}{28.4^2} = 0.179$$

$$H_c = 0.179 Q^2$$

Les résultats de de calcul sont présentés dans le tableau (IV.2) et la figure (IV.10) ci-dessous :

**Tableau (IV.2) : Recherche des points de le courbe caractéristique pour la pompe SR2.**

Q (l/s)	10	20	28.4	30	40
$H_c$ (m)	17.9	71.6	144.4	161.1	286.4
$H_p$ (m)	175	163	149	145	118



**Figure (IV.10) : Recherche graphique des points de la courbe caractéristique pour la pompe SR2.**

Cette courbe passe par le point  $P_3$  (28.8 l/s ; 148.1 m)

➤ Calcul de la nouvelle vitesse de rotation

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 1450 \times \frac{28.4}{28.8}$$

$$N' = 1430 \text{ tr/min}$$

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0284 \times 144.41}{0.738}$$

$$P_a = 54.52 \text{ KW}$$

➤ Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T \times 365 \times e_u = 54.52 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 1858641.320 \text{ DA}$$

On optera pour la première variante, car dans la pratique c'est la méthode la plus réalisable.

#### ▪ *Etude de la cavitation*

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 1008.33 \text{ m}$
- La côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 1005.83 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration :

$$H_a = C_a - C_p = 2.5 \text{ m}$$

$H_a = 2.5 > 0$ , donc la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{9.81 \times \rho} = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 1008.33) = 9.12 \text{ m}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a - J_v); \quad J_a = 0$$

$$NPSH_d = 9.12 - 2.5 - (0 - 0.24) = 11.38 \text{ m}$$

$NPSH_d = 11.38 \text{ m} > NPSH_r = 1.59 \text{ m}$ , donc la pompe ne cavite pas.

## IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons opté pour des pompes multicellulaire à axe horizontal pour les deux stations de reprise à l'aide de catalogue numérique « CAPRARI PUPM TUTOR ».

Après avoir choisi les types des pompes des stations de reprise qui donnent le meilleur rendement, nous avons procédé à quelques modifications à la deuxième station de reprise (SR2) pour assurer son bon fonctionnement. Enfin, on a vérifié la non-cavitation des pompes utilisées.

Le tableau (IV.3) suivant représente le choix des pompes des stations de reprise de notre projet :

**Tableau (IV.3) : Tableau récapitulatif de choix des pompes.**

Station de reprise		SR1	SR2
Type de pompe		PM 100/ 4C	PM 125/ 9E
Point de fonctionnement	Q (l/s)	28.4	29.6
	H (m)	240	146
	Pa (KW)	89.7	58.6
	$\eta$ (%)	76.2	73.8
	N (tr/min)	2900	1450
NPSH <sub>r</sub> (m)		3.34	1.59
NPSH <sub>d</sub> (m)		11.66	11.83
Cavitation		Ne cavite pas	Ne cavite pas

# **Chapitre V : Coup de bélier**

## V.1. Introduction

Toutes les conduites d'alimentation d'eau potable, il va falloir mettre des dispositifs des sécurités contre le coup de bélier et alors il est très important pour étudier les moyens de protection pour limiter ces effets.

## V.2. Définition

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites. Lors de variation importante de débit en aval de celle-ci (conduite). Les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression, c'est un phénomène oscillatoire qui est due à la variation brusque (brutal) de régime d'écoulement dans la conduite [3].

## V.3. Les causes et les conséquences du coup de bélier

### V.3.1. Causes du coup de bélier

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes [3] :

- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée ;
- Fermeture instantanée d'une robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.

### V.3.2. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivant [4] :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Détérioration de revêtement intérieur ;
- Erosion de joints, rendant la conduite non étanche ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

## V.4. Analyse physique du phénomène

Soit une conduite de refoulement de la longueur  $L$  et de diamètre  $D$ , soumis à un arrêt brusque du débit à la suite d'une disjonction du groupe électropompes, quatre phases peuvent être envisagées :

### 1<sup>ère</sup> phase :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et de propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désigné par  $a$ .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :  $L$  le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $L/a$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.



### **2<sup>ème</sup> phase :**

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

### **3<sup>ème</sup> phase**

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

### **4<sup>ème</sup> phase**

Grace à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprenant leurs dimensions première au bout d'un nouveau temps  $L/a$ , c'est-à-dire à  $4L/a$  depuis l'origine nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc  $4L/a$ .

Le phénomène se produirait infiniment s'il n'était pas freiné, amorti, par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

## **V.5. Protection des conduites contre le coup de bélier**

Pour protéger les conduites en écoulement gravitaire en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes lente, pour limiter les surpressions et dépressions à des valeurs raisonnables.

Dans les conduites de refoulement, il est difficile de contrôler l'ampleur du phénomène, étant donné qu'une coupure du courant qui alimente les moteurs électriques entraîne un arrêt brusque des pompes.

Les dispositifs les plus utilisées sont :

- Volant d'inertie ;
- Les soupapes de décharges ;
- Les ventouses.
- Les réservoirs d'air ;
- Cheminée d'équilibre ;

### **V.5.1. Volant d'inertie**

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier [9].

### V.5.2. Soupapes de décharge

Les soupapes de décharges font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obture en exploitation normal, un orifice placé sur la conduite au point à partager, en d'autres termes, là où la pression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression légèrement (environ 5%) à la pression maximale de fonctionnement normal [3].

### V.5.3. Les ventouses

Leurs rôles est l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut.

### V.5.4. Réservoir d'air

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression es sa partie inférieure a un certain volume d'eau. On prend pour exemple un arrêt de pompe, le réservoir se décomprime et fournis de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau (Figure (V.2)) [6].

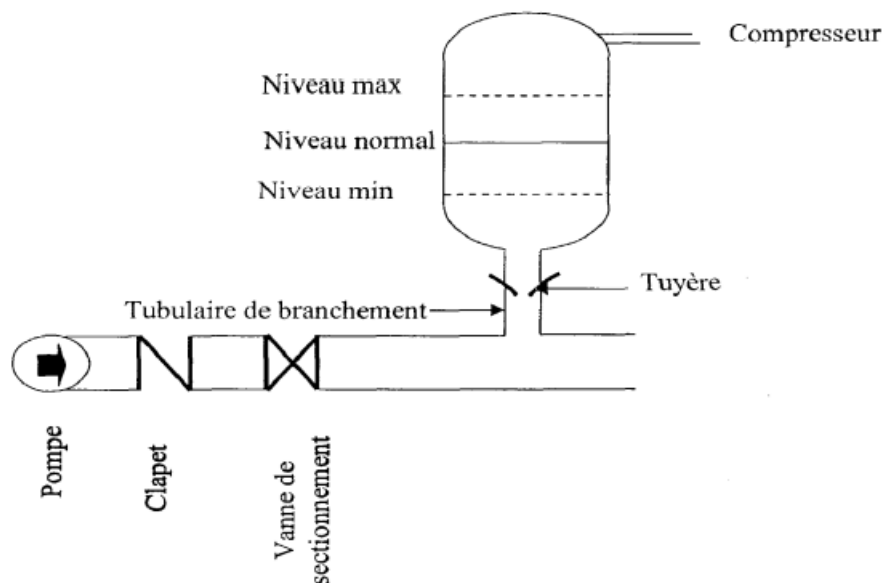
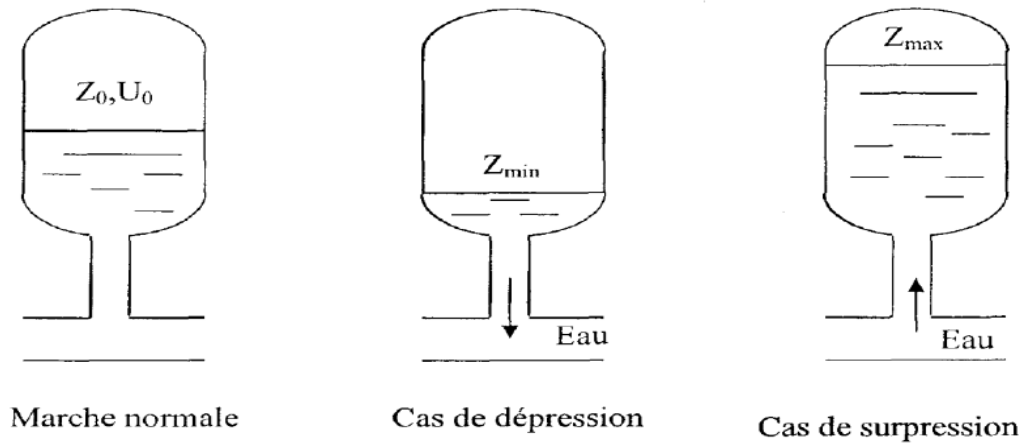


Figure (V.1) : Réservoir d'air [6].

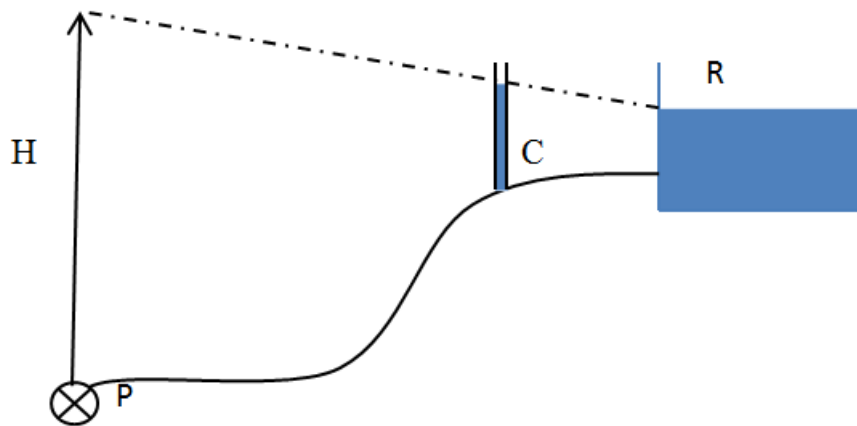


**Figure (V.2) :** Variation de volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir [6].

### V.5.5. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre afin de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conduites sont remplies, si on en a la possibilité d'absorber ou de fournir une quantité d'eau, en fonction de la variation brusque de pression dans la conduite à protéger, il faut disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider suivant l'augmentation ou la diminution de la pression dans la conduite. Elles sont utilisées dans les points hauts et rarement à la station [2]. Les cheminées d'équilibre ont pour avantages :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.



**Figure (V.3) :** Cheminée d'équilibre [6].

### V.6. Etude du coup de bélier

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 [4].

### V.6.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_c \frac{D}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

**a** : La célérité de l'onde (m/s) ;

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

**e** : Epaisseur de la conduite (mm) ;

**K<sub>c</sub>** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Où :

K<sub>c</sub> = 0.6 pour la fonte.

K<sub>c</sub> = 83 pour le PEHD.

#### ▪ Cas d'une fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps :

$$t' < \frac{2 \times L}{a} \quad (s) \quad (V.2)$$

Avec :

**L** : Longueur de la conduite (m).

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier devient plus importante, et a pour valeur :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V.3)$$

Avec :

**B** : Valeur de coup de bélier (m) ;

**a** : La célérité de l'onde (m/s) ;

**V<sub>0</sub>** : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s) ;

❖ La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (V.4)$$

❖ La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (V.5)$$

D'où :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.6)$$

Avec :

$H_g$  : La hauteur géométrique de refoulement (m) ;

$10$  : La pression atmosphérique ;

$H_0$  : La pression absolue de la conduite (m) ;

$H_s$  : La valeur de la surpression (m) ;

$H_d$  : La valeur de la dépression (m).

▪ *Cas d'une fermeture lente*

La fermeture lente est caractérisée par un temps :

$$t' > \frac{2 \times L}{a} \quad (s) \quad (V.7)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \quad (V.8)$$

Avec :

$L$  : Longueur de la conduite (m).

$t'$  : Temps de fermeture de la vanne (s).

## V.6.2. Calcul les valeurs de coup de bélier pour les différents tronçons

### a) *Partie de refoulement*

Les valeurs numériques de coup de bélier pour chaque tronçon au refoulement sont données dans le tableau (V.1) suivant :

**Tableau (V.1) : Calcul des valeurs maximales du coup de bélier des tronçons au refoulement.**

Tronçon	Caractéristiques de la conduite									
	D (mm)	L (m)	e (mm)	$V_0$ (m/s)	$H_0$ (m)	$a$ (m/s)	B (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PN (bar)
<b>SR1-SR2</b>	200	1775	5.4	0.892	241.31	1178.193	107.193	348.503	134.117	40
<b>SR2-RP</b>	200	3860	5.4	0.892	136.42	1178.193	107.193	243.613	29.227	40

❖ *Interprétation des résultats*

D'après les résultats du tableau (V.1) ci-dessus, on remarque que les valeurs des surpressions dans les tronçons **SR1-SR2** et **SR2-RP** ne dépassent pas la pression nominale de 40 bars (400 m), avec des valeurs de dépression trouvées positives, ce qui ne nécessite aucune protection anti-bélier.

*b) Partie gravitaire*

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon gravitaire sont données dans le tableau (V.2) suivant :

**Tableau (V.2) : Calcul des valeurs maximales du coup de bélier des tronçons gravitaires.**

Tronçon	D (mm)	L (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	e (mm)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PN (bar)
<b>PK-SR1</b>	141	650	1.474	9.5	58.36	276.692	41.574	99.934	16,786	10
<b>RP-R1</b>	96.8	95	0.952	6.6	12.5	278.280	27.005	39.505	<b>-14,505</b>	10
<b>RP-R2</b>	58.2	1586	1.165	8.4	161.5	396.517	47.089	<b>208.589</b>	114,411	20
<b>RP-R3</b>	85.4	3618	1.188	12.3	91.5	396.134	47.972	139.472	43,528	20
<b>RP-R4</b>	75.8	4900	0.843	4.8	173.5	268.549	23.077	196.577	150.423	25
<b>RP-R5</b>	60	6385	1.062	17.1	232.5	1394.432	150.957	383.457	81.543	40

❖ *Interprétation des résultats*

D'après les résultats du tableau (V.2) ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne gravitaire, il existe des surpressions aux tronçons (RP-R2). La valeur de la dépression est négative pour le tronçon (RP-R1), donc nous utiliserons les vannes à fermeture lente comme moyen de protection. Dans le cas de fermeture lente :

$$t' > \frac{2 \times L}{a}$$

La valeur du coup de bélier est calculée par la formule de MICHAUD.

Le temps de fermeture de la vanne dans les tronçons gravitaire est donné dans le tableau (V.3) ci-après :

**Figure (V.3) : Calcul du temps de fermeture des vannes.**

Tronçon	L (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	t' (s)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	t'' (s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PN (bar)
<b>RP-R1</b>	95	0.952	0.68	12.5	278.280	2	2.219	21.719	3.281	10
<b>RP-R2</b>	1586	1.165	8	161.5	396.517	10	37.670	199.170	123.830	20

Pour les tronçons (RP-R1) et (RP-R2), on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

## **VI.7. Conclusion**

Dans ce chapitre nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de bélier. Après avoir vérifié les calculs de surpression et de dépression pour chaque tronçon, on a trouvé :

- Les surpressions enregistrées au niveau des tronçons au refoulement (SR1-SR2) et (SR2-RP) ne dépassent pas les pressions nominales des conduites (40 bar), et les valeurs de dépression sont trouvées positives, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.
- Pour protéger les conduites gravitaires contre ce phénomène nous avons opté pour des vannes à fermeture lente.

# **Conclusion générale**



## **Conclusion générale**

Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre la problématique du manque d'eau pour la commune de Kendira. Où il s'est avéré nécessaire de renforcer l'alimentation par la réalisation d'un point de piquage à la cote de 692.88 m de la conduite du transfert du barrage de Tichy-Haf de la willaya de Bejaia, et cela à l'aide d'une nouvelle chaîne d'adduction.

La réalisation de notre projet a nécessité la prise en compte des caractéristiques hydrauliques de la commune de Kendira et des données démographiques projetées à partir des données existantes et du taux d'accroissement de la population évalué à 2%.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons évalué les besoins à long terme (l'horizon 2051) pour une population de 8955 habitants. Le débit estimé est de  $2046.109 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de zone d'étude, le système d'adduction est composé par des conduites d'adduction par refoulement et par gravité, et par la projection de (02) stations de reprises et (06) réservoirs.

Concernant le réseau d'adduction nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. En ce qui concerne les matériaux de conduites, nous avons opté pour la fonte ductile (PN40) dans le cas des conduites d'adduction par refoulement et le PEHD (PN10, PN20 et PN25) pour l'adduction gravitaire.

Le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé. Ce choix a été réalisé à l'aide de catalogue numérique CAPRARI. Nous avons obtenu les résultats suivants : une pompe pour SR1 est du type (PM 100/4C) et une pompe pour SR2 est du type (PM 125/9E).

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. Nous avons constaté que les conduites d'adduction par refoulement ne nécessitent aucune protection anti-bélier. Et pour les conduites gravitaires, il est nécessaire d'opter pour une vanne à fermeture lente (l'augmentation du temps de fermeture des vannes).

Enfin, ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises dans le domaine hydraulique étudiées durant notre cycle de formation. Nous espérons que ce modeste travail servira comme support et guide pour les étudiants futurs.

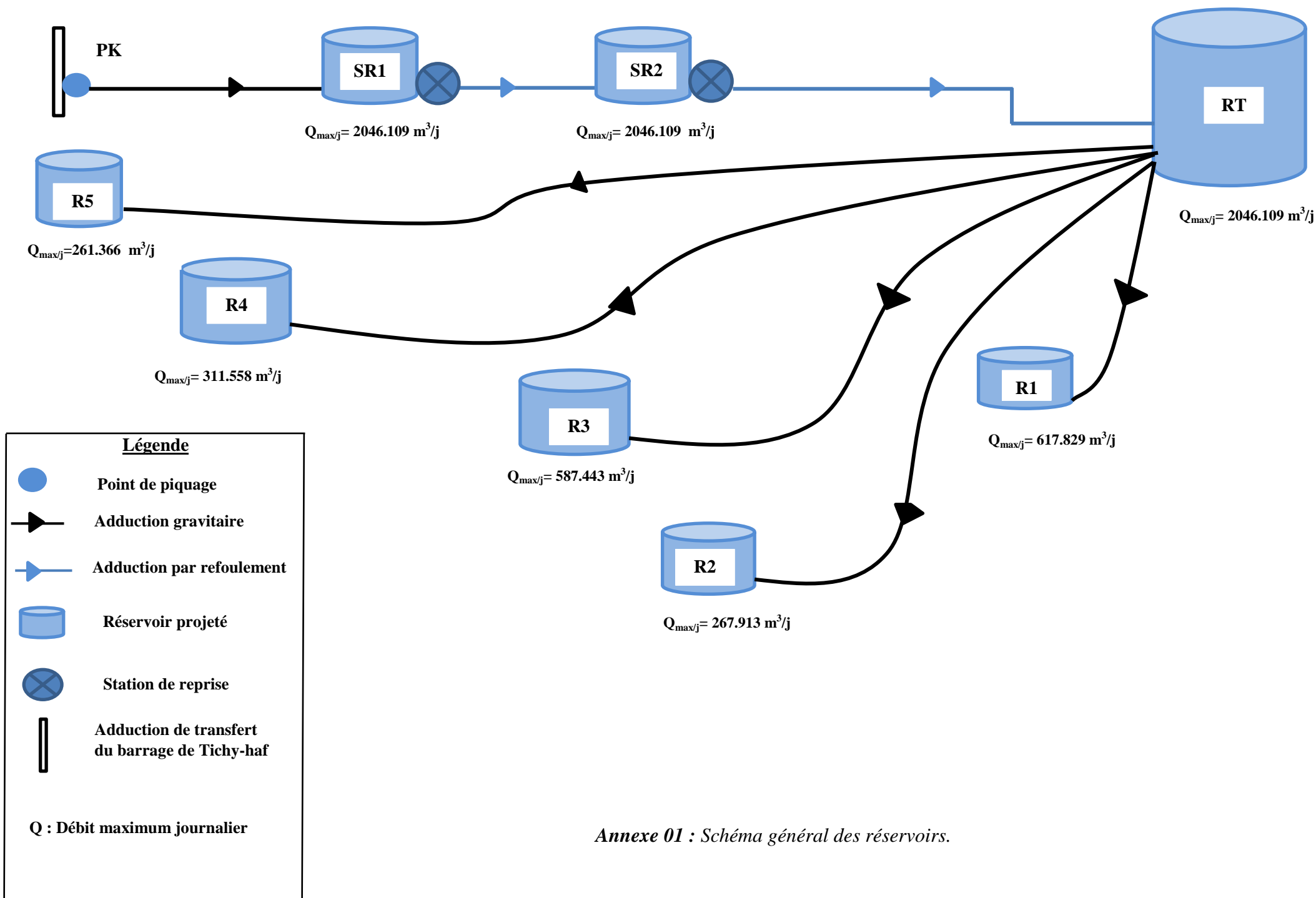
# **Bibliographie**

## Bibliographie

- [1] **Données** : Equipements existants, service technique, APC de Kendira, Subdivision des ressources en eau de Barbacha, Wilaya de Bejaia.
- [2] **BONNIN, J.** : «Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition EYROLLES, 228 pages, 1977.
- [3] **DUPPONT, A** : « Hydraulique urbaine. Tome II : ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux ». Edition EYROLLES, Paris, 484 pages, 1979.
- [4] **FRANCOIS, G.B.**, Distribution et collecte des eaux. Deuxième édition 2000.
- [5] **Aidali, W., Tighzer, L.** : « Alimentation en eau potable de la commune de BOUDJELIL (Wilaya de Bejaia) ». Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 93 pages, Juin 2016.
- [6] **Aissani, M. et Zouaghi, H.** : « Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Il-Maten à partir du barrage de Tichy-Haf, Wilaya de Bejaia ». Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 125 pages, 2014.
- [7] **Aliouane, H. et Ben mesli, I.** : « dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Si Mustapha (W. Boumerdes). Mémoire fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 88 pages, Juin 2016.
- [8] **Aroussi, L. et Nekkar, L.** : « Raccordement en eau potable de la commune de Zemmouri W. de Boumerdes à partir de la station de dessalement des eaux de mer de Cap Djenet ». Mémoire fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 95 pages, Juin 2015.
- [9] **Chikirou, S. et Ziddani, M.** : « Alimentation en eau potable de Baraki chef-lieu et Oued Adda, commune de Baraki, Wilaya d'Alger –Etude d'adduction- ». Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 94 pages, Septembre 2020.
- [10] **Hamdani, A. et Igroufa, M.** : « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et Peripherie, Tibouamoucine, Aghil N'djiber, Sidi Mouffouk et Seddouk Ouadda ». Mémoire fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 91 pages, Juin 2017.
- [11] **Rahal, A.** : « Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Zenati (Wilaya de Guelma) ». Mémoire fin d'études, Master en hydraulique, option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 70 pages, Novembre 2020.
- [12] [https://planificateur.acontresens.net/afrique/algerie/dz\\_18/commune\\_de\\_kendira/2492423.html](https://planificateur.acontresens.net/afrique/algerie/dz_18/commune_de_kendira/2492423.html)

[13] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Kendra>

# **Annexes**



**Annexe 02 : Statiques des régimes de consommation des agglomérations**

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ( $K_{\max.h}$ )											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
00-01	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
01-02	3.45	3.25	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
02-03	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
03-04	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
04-05	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
05-06	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
06-07	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
07-08	4.4	4.45	4.65	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
08-09	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
09-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	4.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.45	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.45	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	4	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	3	2	2	2	0.6
23-00	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

**Annexe 03 : Prix et la pression nominale des conduites en fonte ductile.**

Diamètre de la conduite (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA)	PN (bar)
60	4.8	2052	40
80	4.8	2691.25	40
100	4.8	3 458.30	40
125	4.8	4 029.42	40
150	5	4 428.24	40
200	5.4	5 663.86	40
250	5.8	7 461.72	40
300	6.2	8 948.09	40
350	7	12 318.19	40
400	7.8	14 136.10	40
450	7.8	17 614.03	40
500	7.8	19 617.93	40
600	7.8	26 893.15	40
700	7.8	35 377.32	40

**Annexe 04 : Prix et la pression nominale des conduites en PEHD (PN 10).**

<b>Diamètre extérieur (mm)</b>	<b>Diamètre intérieur (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix de revient (DA)</b>
20	16	2	31.48
25	21	2	39.80
32	28	2.0	61.83
40	35.2	2.4	96.79
50	44	3.0	147.86
63	55.4	3.8	233.89
75	66	4.5	330.68
90	79.2	5.4	387.50
110	96.8	6.6	577.28
125	110.2	7.4	735.44
160	141	9.5	1 204.65
200	176.2	11.9	1 829.83
250	220.4	14.8	2 890.41
315	277.6	18.7	4 479.51
400	352.6	23.7	7 374.35
500	440.6	29.7	11 312.40
630	555.2	37.4	17 101.74

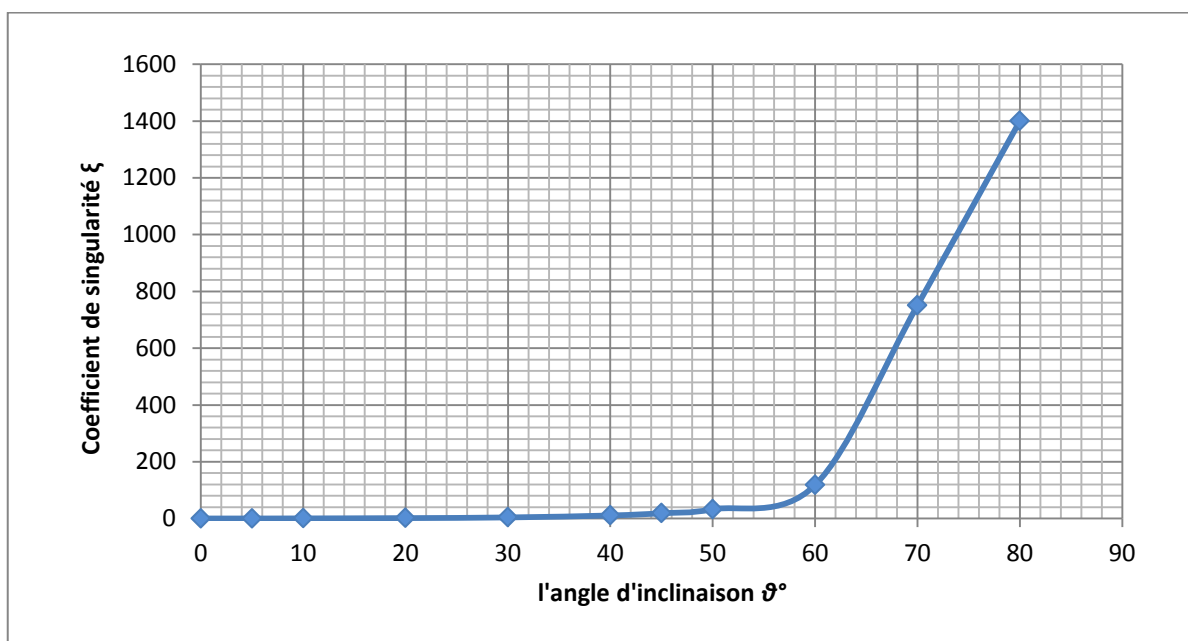
**Annexe 05 : La pression nominale des conduites en PEHD (PN 20 et PN 25).**

<b>PN 20</b>			<b>PN 25</b>		
<b>Diamètre extérieur (mm)</b>	<b>Diamètre intérieur (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Diamètre extérieur (mm)</b>	<b>Diamètre intérieur (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>
20	15.4	2.3	20	16	3
25	19.0	3	25	16.2	4.4
32	24.8	3.6	32	21	5.5
40	31.0	4.5	40	26.8	6.9
50	38.8	5.6	50	32.8	8.6
63	48.8	7.1	63	42.4	10.3
75	58.2	8.4	75	50.4	12.3
90	69.8	10.1	90	59.8	15.1
110	85.4	12.3	110	75.8	17.1
125	97.0	14	125	86.6	19.2
160	124.2	17.9	160	110.8	24.6
200	155.2	22.4	200	138.4	30.8
250	194.2	27.9	250	173.4	38.3
315	244.6	35.2	315	218.0	48.5
400	310.6	44.7	400	277.0	61.5



**Annexe 06 :** Evolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon $\theta$ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	$\geq 1400$



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

## Annexe 07 : Courbe caractéristique hydraulique de la pompe de tronçon SR1-SR2.

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

**PM 100/ 4 C****Caractéristiques requises**

Débit	28,4 l/s
Hauteur de refoulement	240 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

**Caractéristiques de la pompe**

Débit	28,4 l/s
Hauteur de refoulement	240 m
Puissance absorbée	89,7 kW
Rendement	76,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	255 m
Orif. de refoulement	100 mm

**Caractéristiques moteur**

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**Limites opérationnelles**

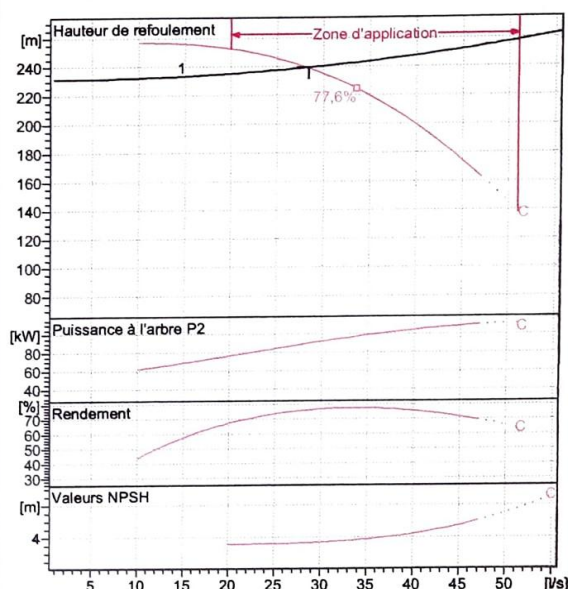
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

**Caractéristiques générales**

Poids	1070 kg
-------	---------

**Matériaux**

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 à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

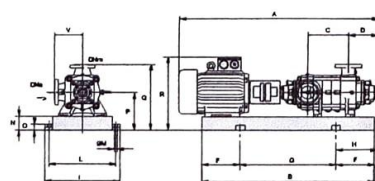
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

A = 2190  
B = 1668  
C = 320  
D = 293  
DNa = 125  
DNm = 100  
E = 190  
F = 300  
G = 1068  
H = 490  
I = 760  
L = 710  
M = 22  
N = 160  
O = 50  
P = 475  
Q = 745  
R = 915  
V = 270

**Notes:**

Date 11.06.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

## Annexe 08 : Courbe caractéristique hydraulique de la pompe de tronçon SR2-RP.

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001**PM 125/ 9 E****Caractéristiques requises**

Débit	28,4 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

**Caractéristiques de la pompe**

Débit	29,6 l/s
Hauteur de refoulement	146 m
Puissance absorbée	58,6 kW
Rendement	73,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	181 m
Orif. de refoulement	125 mm

**Caractéristiques moteur**

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**Limites opérationnelles**

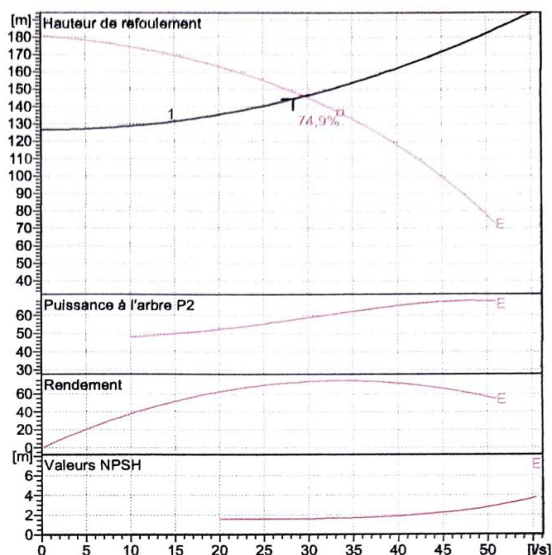
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

**Caractéristiques générales**

Poids	1320 kg
-------	---------

**Matériaux**

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 à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

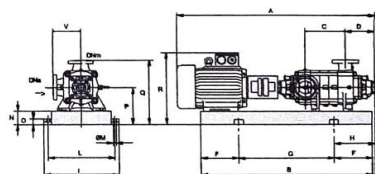
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

A = 2662  
 B = 2276  
 C = 945  
 D = 337  
 DNa = 150  
 DNm = 125  
 E = 244  
 F = 400  
 G = 1476  
 H = 644  
 I = 720  
 L = 670  
 M = 20  
 N = 140  
 O = 45  
 P = 420  
 Q = 740  
 R = 836  
 V = 320



Notes:

Date 11.06.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

## ملخص

في هذه الأطروحة، قمنا بدراسة شبكة إمدادات المياه الصالحة للشرب لبلدية كنديرة (ولاية بجاية) انطلاقاً من نقطة غرز من أنبوب نقل سد تيشي حاف على مدى ثلاثين سنة. بعد تقديم موقع المشروع، قمنا بتقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية من المياه. بعد ذلك انتقلنا إلى تحجيم خزانات المياه، تليها دراسة تقنية واقتصادية لإيجاد أقطار أنابيب التزويد بالمياه. و بعد ذلك، قمنا باختيار المضخات المناسبة لكل محطة استعادة باستخدام برنامج CAPRARI. و في النهاية، فحصنا خطر حدوث ظاهرة المطرقة المائية.

**الكلمات المفتاحية :** سد تيشي حاف، كنديرة، خزانات، إمداد، مضخات ، المطرقة المائية.

## Résumé

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude de la chaîne d'adduction de la commune de Kendira (Wilaya de Bejaia) à partir d'un point de piquage de la conduite du transfert du barrage de Tichy-Haf vers Bejaia sur un horizon de 30 ans. Après avoir présenté le site du projet, nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau actuels et futurs. Puis nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs, suivi d'une étude techno-économique pour trouver les diamètres des conduites d'adduction. Par la suite, nous avons choisi les pompes adéquates de chaque station de reprise à l'aide de catalogue numérique CAPRARI. A la fin, nous avons vérifié le risque d'apparition du phénomène du coup de bélier sur les conduites d'adduction.

**Mots clés :** Barrage de Tichy-Haf, Kendira, AEP, Réservoirs, Adduction, Pompes, coup de bélier.

## Abstract

In this brief, we have made a study of the supply chain of the common of Kendira (Wilaya of Bejaia) from a pricking point from the transfer pipe of the Tichy-Haf dam over a 30-year horizon. After presenting the project site, we made an estimate of current and future water needs. We then proceeded to the sizing of the tanks, followed by a techno-economic study to find the diameters of the supply lines. Thereafter, we selected the correct pumps for each recovery station using CAPRARI software. In the end, we checked the risk of the occurrence of the water hammer phenomenon.

**Keywords:** Tichy-Haf dam, Kendira, Tanks, Supply, Pumps, water hammer.