# REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

# **SCIENTIFIQUE**

### UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BEN YAHIA – JIJEL



# FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE ET HYDRAULIQUE

a										
Série	٠									
טנונט										

# Mémoire présenté pour obtenir le diplôme de Master en hydraulique

Spécialité : Hydraulique **Option**: Hydraulique urbaine

### Thème

# Etude de renforcement du réseau d'AEP de Bordj Thar à partir de la source d'Aghbala

Présenté par : DELLOUCHE YOUSSRA

# Devant le jury :

• Président : Kessili Abdelhak

• Encadreur : Abdi Ishak

• Examinateur : Belaabed Faris

### Remerciement:

Voici enfin que ce modeste travail arrive à terme, Je tien d'abord à remercier :

- Premier lieu, le bon dieu pour m'avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience pour mener ce travail
- Mr ABDI ISHAK, pour l'aide qu'il m'a donnée durant la période de la réalisation de ce travail
  - Les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.
- Les enseignants du département d'hydraulique qui ont donné de leur savoir.
- L'ensemble du personnel de l'APC de Bordj Thar qui on mit à notre disposition tous les documents dont ils disposent et spécialement Mr AMIRECHE MOHAMMED et le président d'APC

Enfin, je remercie très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail sans oublier ma chère famille.

### **Dédicace**

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à :

- Ma mère Souad
- Mon père Ahmed

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Je le dédie également à :

Mes chers adorables frères : Yasser, Maher, Abdel Badia, Anes. Mon oncle Abdelhadi et son soutien aux moments difficiles.

Les membres de la famille : Dellouche et Far.

Toutes mes amies en particulier : Chahrazed, Sabah, Rania, Loubna, Selma, Bouchra et Ikram...

Tous mes collèges.

Youssra Dellouche

# Remerciement

# Dédicace

T 1	1	1		• •
Tar	ile.	de	mat	ières

# Liste des figures

# Liste des tableaux

# CHAPITRE I Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique	3
I.3. Situation topographique	1
I.4. Situation climatique	5
I.4.1. Précipitations	5
I.4.2. Température	5
I.4.3. Vents	5
I.4.4. Sécheresse	5
I.5.situation géologique	7
I.6.L'hydrographie	7
I.7.La sismicité	)
I.8.L'activité	C
I.9.Equipements hydrauliques actuels	C
I.10.Conclusion1	1
CHAPITRE II Estimation des besoins	
II.1. Introduction	2
II.3. Estimation de la population future	2
II.4. Norme de la consommation	4
II.5. Consommation moyenne journalière	4
II.5.1. Besoins domestiques	5
II.5.2. Besoins des équipements actuels	5
II.5.2.1. Besoins administratifs	5
II.5.2.2. Besoins scolaires	5

II.5.2.3. Besoins sanitaires	16
II.5.2.4. Besoins socioculturels	16
II.5.2.5. Autres besoins	17
II.5.3. Besoins des équipements à long terme	17
II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière	18
II.7. Variation de la consommation journalière	19
II.7.1. Consommation maximale journalière (Qmax j)	19
II.8. Variation de la consommation horaire	19
II.9. Bilan besoins-ressources.	22
II.10. Conclusion	22
CHAPITRE III Etude de l'adduction	
III.2. Type d'adduction	23
III.2.1. Adduction gravitaire	23
III.2.2. Adduction par refoulement	24
III.2.3. Adduction mixte	24
III.3. Critères de choix de tracé	25
III.4. Profil d'une adduction.	25
III.5. La ligne piézométrique	26
III.6. Choix des types des conduites	26
III.7. Calcul hydraulique	27
III.7.1. Cas de refoulement	27
III.7.2. Cas gravitaire	33
III.8. Dimensionnement du réseau d'adduction	34
III.8.1. Etude des variantes	34
III.8.1.1. Proposition des variantes	34
III.8.2. Calcul hydraulique	37
III.8.2.1. Adduction gravitaire (source Aghbala – station de pompage 1)	37
III.8.2.2Adduction par refoulement	38
III.8.3. Choix de la variante	44

III.9. L'air dans la tuyauterie	45
III.10. Organes et accessoires de l'adduction	45
III.10.1. Organes de régulation	45
III.10.2. Organes de protection	46
III.10.3. Organes de sectionnement	46
III.10.4. Organes de raccordement	47
III.11. Conclusion.	48
CHAPITRE IV Les réservoirs	
IV.1. Introduction	49
IV.2. Rôle et Fonction des réservoirs	49
IV.3. Classification des réservoirs	50
IV.4. Choix du type du réservoir	51
IV.5. Emplacement du réservoir	51
IV.6. Les équipements du réservoir	52
IV.7. Entretien des réservoirs	56
IV.8. Dimensionnement des stations de reprises	56
IV.9. Calcul de la Capacité des réservoirs	56
IV.9.1. Méthode analytique	56
IV.9.2. Volume utile de stockage	57
IV.9.3. Détermination la valeur de P(%)	57
IV.9.4. Volume total de réservoir	57
IV.9.5. Méthode graphique	58
IV.10. Partie de calcul	58
IV.10.1. Dimensionnement de la bâche de la station de pompage 1	58
IV.10.2. Calcul de la capacité de la station de reprise SR1	59
IV.10.3. Calcul de la capacité de la station de reprise SR02	60
IV.10.4. Vérification de la capacité du réservoir existant	60
IV.11. Conclusion	62
CHAPITRE V Etude et choix des pompes	

V.1. Introduction	63
V.2. Définition des pompes	63
V.3. Classification des pompes	
V.3.1. Les pompes volumétriques	
V.3.2. Les turbopompes	
V.4. Le choix des pompes	
V.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	
V.5.1. Le débit(Q)	
V.5.2. La hauteur manométrique	72
V.5.3. Les puissances	73
V-5-4- Le rendement	
V-6- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	73
V.7 Courbe caractéristique de la conduite	74
V.8 Le point de fonctionnement d'une pompe	75
V.9 Couplage des pompes	77
V.10. Choix des pompes du projet	77
V.10.1. Tronçon n°1	77
V.10.2. Tronçon n°2	79
V.10.3. Tronçon n°3	81
V.11.phénomène de la cavitation	83
V.11.1. Etude de la cavitation	87
V.12. Lutte anti cavitation	87
V.13. Causes de cavitation	87
V.14. Conclusion	88
CHAPITRE VI Protection des conduites	
VI.1. Introduction	89
VI.2. Le phénomène du coup de bélier	89
IV.2.1. Définition	89
IV.2.2. Causes du phénomène	89

IV.2.3. Les conséquences du coup de bélier	89
IV.2.4. Analyse physique du phénomène	90
VI.2.5. Moyens de protection contre le coup de bélier	93
IV.2.6. Principe de fonctionnement du réservoir d'aire	95
VI.3. Définition des pressions	95
VI.3.1. Pression maximale de service	96
VI.3.2. Pression de service	96
VI.3.4. Pression statique	96
VI.3.5. Pression de fonctionnement admissible	96
VI.3.6. Pression nominale	96
VI.3.7. Pression maximale admissible	97
VI.4. Etude du coup de bélier	97
VI.4.1. Valeur numérique du coup de bélier	97
VI.4.2. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons	98
VI.4.3. Choix des moyens de protection contre le coup de bélier	99
VI.4.4. Résultats de calcul du réservoir d'air	. 102
VI.5. Conclusion	. 111
Conclusion générale	. 112
Références bibliographiques	. 113

# LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I Présentation de la zone d'étude
Figure I.1 : La zone d'étude (image satellitaire google-earth)
Figure I.2 : Carte des communes de la wilaya de Jijel
Figure I.3 : photo des montagnes de Bordj Thar
Figure I.4 : courbe de la précipitation moyenne mensuelle
Figure I.5 : courbe de température
Figure I.6 : carte hydrographique de la commune Bordj thar
Figure I.7 : carte des élévations et occupation de sol de la commune de Bordj Thar9
Figure I.8 : carte sismique de l'Algérie (RPA / version 2003)
Figure I.9: Schéma synoptique des équipements hydrauliques existants
CHAPITRE II Estimation des besoins
Figure II.1: Histogramme donnant l'évolution de la population à divers horizons et agglomérations
Figure II.2 : Diagramme de la variation de la consommation horaire
Figure II.3 : la courbe de la variation de la consommation horaire cumulée
CHAPITRE III Etude de l'adduction
Figure III.1 : adduction gravitaire
Figure III.2 : adduction par refoulement
Figure III.3 : schéma simplifie de l'adduction mixte
Figure III.4: le profil en long de l'adduction
Figure III.5: les types des pertes de charges
Figure III.6 : schéma synoptique de la première variante
Figure III.7: schéma synoptique de la deuxième variante
Figure III.8: schéma synoptique de la troisième variante
Figure III.9 : L'emplacement préférable des ventouses
Figure III.10: Robinets vannes à opercule
Figure III.11: Robinets vannes papillon (d'après document Pont-à-Mousson)
CHAPITRE IV Les réservoirs
Figure IV.1 : emplacement du réservoir

Figure IV.2 : Système à deux prises	4
Figure IV.3 : Système à siphon	4
Figure IV.4 : Schéma générale de réservoir	5
CHAPITRE V Etude et choix des pompes	
Figure V.1 : Pompe à eau	i3
Figure V.2 : Classification des pompes	<b>i</b> 4
Figure V.3 : débit fourni par une pompe à 1 ,2 et 3 pistons	5
Figure V.4 : Pompes à piston	5
Figure V.5: schéma de principe des pompes à diaphragme	6
Figure V.6: Pompes à diaphragme	6
Figure V.7 : Pompes à engrenages	7
Figure V.8 : Pompes à lobes	8
Figure V.9 : Pompes à vis	8
Figure V.10 : pompe à palette	<u>5</u> 9
Figure V.11 : pompe à hélice	0
Figure V.12 : pompe hélico-centrifuges	1
Figure V.13: Schéma d'une pompe centrifuge	1
Figure V.14: Courbes caractéristiques des pompes et des conduites	′4
Figure V.15 : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	′5
Figure V.16 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP1 7	'9
Figure V.17 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP2 8	0
Figure V.18 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP3 8	2
Figure V.19 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP3après l'optimisation.	3
Figure V.20 : Diagramme de changement de phase	4
Figure V.21 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe 8	4
Figure V.22 : schéma d'installation d'une pompe en dépression	35
Figure V.23 : schéma d'installation d'une pompe en charge	6
CHAPITRE VI Protection des conduites	
Figure VI 1 · Étapes d'un cycle de variation de pression	1

Figure VI.2 : cas de la conduite de refoulement	2
Figure VI.3 : cas de la conduite gravitaire	2
Figure VI.4 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier	5
Figure VI.5 : variation de la pression absolue en fonction du temps pour le premier tronçon . 10	)4
Figure VI.6 : Epure de BERGERON pour le premier tronçon	)4
Figure VI.7 : Enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le premier tronçon	)5
Figure V.8 : variation de la pression absolue en fonction du temps pour le deuxième tronçon 10	17
Figure VI.9: Epure de BERGERON pour le deuxième tronçon	17
Figure VI.10: Enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le deuxième tronçon	)8
Figure V.11 : variation de la pression absolue en fonction du temps pour le troisième tronçon11	10
Figure VI.12: Epure de BERGERON pour le troisième tronçon	0
Figure VI.13: Enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le troisième tronçon	1

# LISTE DES TABLEAUX

	$CH\Delta$	PITE	FI	Présen	tation	de la	70ne	d'étud	_
١	$\cup \sqcap P$	A P I I K	CL	Presen	tation	ue ra	1 ZOHE	a ema	c

Tableau I.1 : moyenne mensuel des précipitations	5
Tableau I.2 : Les Températures moyennes mensuelles	6
Tableau I.2 : Les Températures moyennes mensuelles	10
CHAPITRE II Estimation des besoins	
Tableau II.1 : nombre d'habitats de la commune	12
Tableau II.2: Evaluation de la population à différents horizons	13
Tableau (II.2) : Norme de consommation domestique (Tiré de Dupont (1979)	14
Tableau II.3 : Besoins domestiques à différents horizons	15
Tableau II.4 : Détermination des besoins domestiques	15
Tableau II.5 : détermination des besoins scolaires	16
Tableau II.6 : détermination des besoins sanitaires	16
Tableau II.7 : détermination des besoins socioculturels	16
Tableau II.8: détermination d'autres besoins	17
Tableau II.9 : Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude	17
Tableau II.10: Majoration de la consommation journalière	18
Tableau II.11 : Récapitulatif de calcul des débits journaliers	19
Tableau II.12 : Répartition de la consommation horaire	20
Tableau II.13 : bilan des besoins-ressources	22
CHAPITRE III Etude de l'adduction	
Tableau III.1: Valeurs de viscosité cinématique v de l'eau en fonction de la température	30
Tableau III.2: Les résultats de calcul du diamètre avantageux	38
Tableau III.3: Les résultats de calcul hydraulique de la partie gravitaire (source Aghbala – station de pompage SP1)	38
Tableau III.4: Les données de base du tronçon de refoulement pour la première variante	38
Tableau III.5: Les données de base des (02) deux tronçons de refoulement	39
Tableau III.6: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SP1- SR1) pour la deuxième variante	39
Tableau III.7: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1) pour la deuxième variante	40

deuxième variante	
Tableau III.9: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SP1-R) pour la deuxième variante.	40
Tableau III.10: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR1- R) pour la première varia	ınte 40
Tableau III.11: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1)	41
Tableau III.12: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1)	41
Tableau III.13: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SP1-R)	41
Tableau III.14: Les données de base des (03) trois tronçons de refoulement	41
Tableau III.15: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SP1- SR1) pour la troisième variante	42
Tableau III.16: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1)	42
Tableau III.17: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1)	42
Tableau III.18: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SP1-R)	42
Tableau III.19: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR1- SR2) pour la troisième variante	43
Tableau III.20: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SR1- SR2)	43
Tableau III.21: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR1- SR2)	43
Tableau III. 22 : Résultats de calcul du bilan du tronçon (SR1- SR2)	43
Tableau III.23: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR2- R) pour la troisième varia	ante43
Tableau III.24: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SR2-R)	44
Tableau III.25: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR2-R)	44
Tableau III.26: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SR2-R)	44
Tableau III.27: bilan final des trois variantes	44
CHAPITRE IV Les réservoirs	
Tableau IV. 1 : Détermination la capacité de la bâche 01.	58
Tableau IV.2 : Vérification de la capacité du réservoir par la méthode analytique	60
Tableau IV.3 : récapitulation des résultats	61
CHAPITRE V Etude et choix des pompes	
Tableau V.1 : les avantages et les inconvénients d'une pompe à diaphragme	66
Tableau V.2: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	86
Tableau V.3 : Pression atmosphérique en fonction de la côte	86

Tableau V.4 : résultats de la charge nette d'aspiration disponible	87
CHAPITRE VI Protection des conduites	
Tableau VI.1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier	94
Tableau VI .2 : Valeurs du coefficient K	97
Tableau VI.3: Calcul des valeurs maximales du coup de bélier	99
Tableau VI.4 : développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement SP1-SR1	103
Tableau VI.5: développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement SR1-SR2	106
Tableau VI.6: développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement SR2-R	109

### Liste des symboles

**A**: L'amortissement annuel.

a: célérité d'ondes (m/s).

**B:**la valeur maximale du coup de bélier.

**BL**: Le bilan en (DA).

CTNa: Cote terrain Natural d'arrivée(m).

**CTNd**: Cote terrain Natural de départ (m).

**CTP**: Cote de trop plain (m).

**D**: Diamètre calculé de la conduite en (m).

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

**D**1 : Diamètre de la roue avant rognage.

**D**<sub>2</sub>: Diamètre de la roue après rognage.

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

eu: Prix unitaire du KWh.

Fam: Frais d'amortissement (DA)

**Fexp:** Frais d'exploitation (DA).

**g**: Accélération de la pesanteur (9,81 m/s2).

**h**: Perte de charge engendrée par le vannage en (m).

H': La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

H1: La hauteur manométrique totale du point désiré.

**Ha:** Hauteur d'aspiration en (m).

**Hg**: Hauteur géométrique (m).

**HMT**: Hauteur manométrique totale (m).

**Hmt**: Hauteur manométrique totale.

i: Taux d'annuité.

**J**: Perte de charge linéaire (m/ml).

**J**: perte de charge dans la conduite (m).

**Ja**: Perte de charge à l'aspiration en (m).

**Kf**: Coefficient de fuite.

**K**<sub>max j</sub>: Coefficient d'irrégularité maximal.

**L**: La longueur de la conduite (m).

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

**m**: Coefficient de rognage.

**n**: Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

n: Nombre d'années d'amortissement.

Ni : Nombre de consommateur.

**ŋ:** Rendement de pompage.

**P**: Puissance en Kw.

P%: résidu maximal dans le réservoir (%).

**P**<sup>+</sup>max: la valeur maximale du résidu (%).

**P**<sub>0</sub> : La population de l'année de référence.

 $P_0/(g \times \rho)$ : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

**PEHD**: Polyéthylène haute densité

**P**-min: la valeur minimale du résidu (%).

**P**<sub>n</sub>: La population future à l'horizon considéré.

**Pu**: Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

**P**<sub>u</sub>: puissance utile par la pompe (KW).

**PVC**: Chlorure de polyvinyle

**Q**: Débit refoulé en (m3/s).

q: Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

Q<sub>max j</sub>: consommation maximale journalière

**Qmax.j**: Débit max journalier (m3/s).

 $\mathbf{Q}_{\mathbf{moy.j}}$ : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).

Q<sub>moy,j,maj</sub>: Le débit moyen journalier majoré (m3/j)

**R** : Résistance de la conduite.

 $\mathbf{R} \times \mathbf{Q}_2$ : La valeur de la perte de charge au point désiré.

**Re:** Le nombre de REYNOLDS.

**S**: Section de la conduite de refoulement (m2).

**T**: Le taux d'accroissement annuel de la population.

**T:** Température de l'eau en degré °C.

**TP**: Le temps de pompage par jour.

**Tp:** Temps de pompage(h),

Tv: la pression de vapeur.

U: Nouveau volume d'air.

**U0**: Volume d'air initial.

V: La vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s).

V: Vitesse de l'eau (m/s).

**V**<sub>0</sub>: vitesse d'écoulement.

**Vinc :** volume d'incendie (m<sup>3</sup>).

**Vm**: Vitesse moyenne (m/s).

Vmax : volume de réservoir maximal (m3).

**Vt**: volume total du réservoir (m<sup>3</sup>).

**Z**: Pression dans le réservoir d'air.

**Z**<sub>0</sub>: Pression absolue de la conduite.

α : coefficient de vieillissement des conduites.

 $\delta 0$ : Perte de charge en régime de fonctionnement normal.

**ΔHL**: Perte de charge linéaire(m).

**ΔHs**: Perte de charge singulière (m).

**ΔHT**: Pertes de charge totale (m).

ε: Le coefficient de rugosité de la conduite.

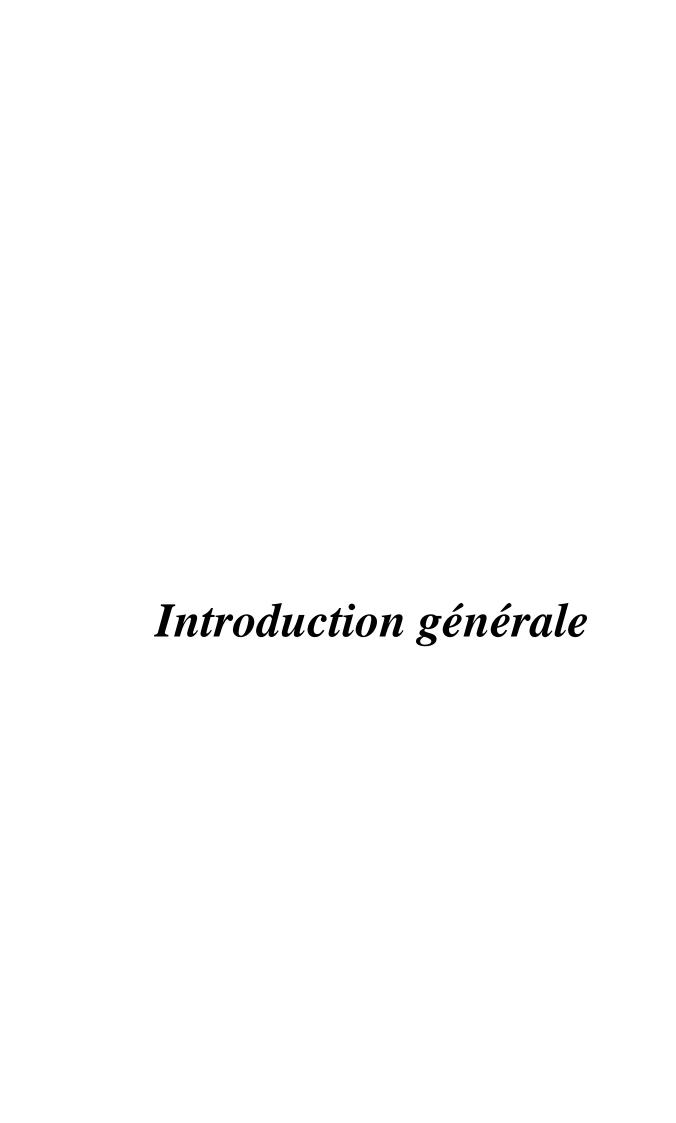
ε<sub>0</sub> : rugosité absolue de la conduite.

 $\lambda$ : Coefficient de frottement de Darcy.

v: Viscosité cinématique en (m2/s),

*K* : Coefficient dépendent du matériau constituant la conduite.

e: Epaisseur de la conduite (m).



### Introduction générale

L'eau dite "l'or bleu", est depuis la création, la source de la vie par excellence, un pilier du développement et un bien commun pour toute l'humanité. L'accès à l'eau potable pour tous est un enjeu vital, facteur de développement social et économique... Dans le monde d'aujourd'hui il ya beaucoup de problèmes liés à la rareté et l'insuffisance des ressources en eau et a la répartition inégale de ces derniers. Et parfois aussi, on rencontre des problèmes liés à la gestion des ressources et des réseaux. Au nord algérien, on a la quantité d'eau suffisante, mais on n'a pas les moyens pour l'exploiter, nous n'avons pas la bonne gestion qui permet d'avoir le minimum de gaspillage, le minimum de pertes au niveau des réseaux aussi bien d'adduction que de distribution.

Actuellement, la localité de Bordj Thar (wilaya de Jijel) souffre d'un problème d'insuffisance d'eau potable. L'objectif de notre étude consiste à dimensionner la nouvelle chaine d'adduction, qui aura pour but de remédier au déficit que connaissent la commune de Bordj Thar centre, Acherrar et Bouyahmed en matière d'eau potable. Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'études est le renforcement d'AEP de la commune de Bordj Thar centre, Acherrar et Bouyahmed à partir de la source Aghbala.

Ce mémoire de fin d'études se compose de six chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum ; ils sont répartis comme suit :

- En premier lieu, nous commencerons notre travail par la présentation de la zone d'étude, à savoir : la situation géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique.
- Le deuxième chapitre, sera consacré à l'estimation des besoins en eau aux divers horizons, court, moyen et long terme, suivant les données acquises auprès de l'APC de Bordj Thar, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.
- Tandis que le troisième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera le choix du tracé, les types des conduites, l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites ainsi que le choix des variantes.
- Dans le quatrième chapitre, on passera au calcul des ouvrages de stockage projetés pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et la population.
- Par la suite, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates aux installations à partir du catalogue de groupe électropompes CAPRARI qui devront répondre aux exigences du projet.
- Puis, l'étude de la protection des conduites, notamment le phénomène du coup de bélier.

- Le présent travail sera terminé par une conclusion générale où seront mis en exergue les points les plus importants auxquels auront abouti les différents calculs et dimensionnements.

# CHAPITRE I Présentation de la zone d'étude

### I.1. Introduction

Cette partie de l'étude consiste à présenter le site sous plusieurs aspects. Elle donne ainsi un aperçu des caractéristiques essentielles de la zone étudiée.

La commune de BORDJ T'HAR. Jusqu'alors enclavée sur les hauteurs de la wilaya de Jijel, C'est une commune rurale située en pleine zone montagneuse et entourée par des massifs montagneux dont le « DJEBEL SEDDET » au Nord, « DJEBEL MEDAYANE » à l'Ouest et le « DJEBEL TOUZLANT » au Sud.

### I.2. Situation géographique

La zone d'étude, à savoir BORDJ THAR est située au Sud -Est du chef-lieu de la wilaya de Jijel d'une superficie de 68,17 Km<sup>2</sup> [1].

La commune de BORDJ T'HAR est une nouvelle commune issue lors du dernier découpage administratif de 1984 et dépend administrativement de la Daïra de Chekfa. Elle est limitée géographiquement par les communes suivantes :

- ➤ Au Nord: par les communes de SIDI ABDELAZIZ et DJEMAA BENI H'BIBI et EL KENNAR.
- ➤ Au Sud : par les communes de BOURAOUI BELHADEF et OULED ASKEUR.
- ➤ A l'Est : par la commune d'EL ANCER.
- ➤ A l'Ouest : par la commune de CHEKFA.



Figure I.1 : La zone d'étude (image satellitaire google-earth)

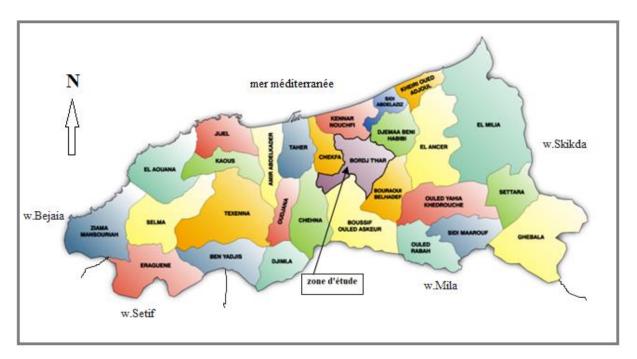


Figure 1.2 : Carte des communes de la wilaya de Jijel

# I.3. Situation topographique

Le relief de la commune de BORDJ THAR est représenté par le massif central qui constitue l'ensemble montagneux qui englobe les hauts versants de Djebel Seddet et Mahcène au nord de la commune ainsi que djebel Medayène à l'Ouest et le Djebel Touzlantau Sud [2].



Figure I.3: photo des montagnes de Bordj Thar

Ces massifs se caractérisent par :

- Un relief très accidenté et très raviné, altitude supérieur à 600 m en moyenne et dont les points culminants sont de 956m AU Nord (Djebel Sadet) et 921m au sud (Djebel Touzlant).
- Des pentes très forts recouvertes par les forêts et maquis l'arboriculture rustique (surtout l'olivier) et parcours.

## I.4. Situation climatique

La commune de BORDJ T'HAR se caractérise par un climat méditerranéen très humides froid en hiver et sec et chaud l'été. Cette zone de montagne couverture par un foret important arrête les courants humides venus du Nord (de la mer méditerranée) ce qui se les traduit par une pluviométrie assez importante d'une moyenne de 1300mm par an. [2]

Les températures sont assez basses en hiver qui favorisent les tombées de neige et assez élevées en été. Les températures moyennes sont de 6°C en hiver et 30°C en été avec une variation maximale allant de 0°C en hiver et 40°C en été.

Les relevés (précipitations, températures, ... etc.) -de la station météo de Jijel donne les informations suivantes :

### I.4.1. Précipitations

Les pluies du printemps sont importantes mais l'été est sec, la pluviométrie est irrégulière.

Le tableau suivant présente les précipitations moyennes mensuelles [3] :

Tableau I.1: moyenne mensuel des précipitations

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Précipitations													
moyennes	193	143	107	82	57	27	03	07	56	125	192	212	1204
mensuelles (mm)													

Source: Office de la météorologie de Jijel – Aéroport Ferhat Abbes.

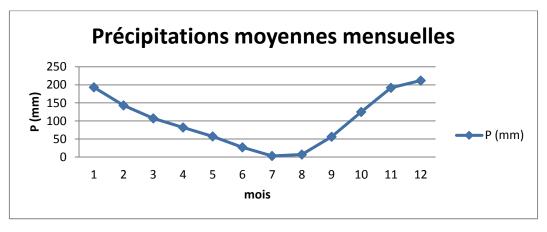


Figure I.4 : courbe de la précipitation moyenne mensuelle.

La pluviométrie annuelle moyenne est de 1204 mm/an. La période la plus pluvieuse se situe entre octobre et mars, il y pleut 80% de la quantité annuelle.

### I.4.2. Température

Tableau I.2 : Les Températures moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Températures												_
moyennes	11.6	12	13.8	15 Q	10.6	22.5	25	26	24	20.3	16	12.6
mensuelles	11.0	12	13.6	13.6	10.0	22.3	23	20	<i>2</i> 4	20.3	10	12.0
(° <b>C</b> )												

Source: Office de la météorologie de Jijel – Aéroport Ferhat Abbes.

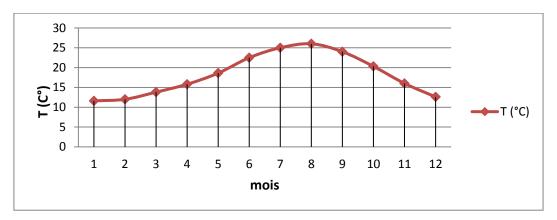


Figure 1.5 : courbe de température.

### **Globalement nous retenons :**

- une période douce entre les mois de novembre à Avril.
- Une période chaude entre les mois de mai et octobre.

### **I.4.3.** Vents

Deux directions sont observées :

- Vents Nord-Ouest.
- Vents Nord-est.

C'est un vent léger à modéré selon l'échelle Beaufort [2].

### I.4.4. Sécheresse

La sécheresse s'étale sur trois mois (juin, juillet, août) avec une forte sécheresse durant le mois d'août. Les vents dominants sont ceux du Nord-est et du Nord-Ouest. Leur intensité se fait ressentir essentiellement en période de pluie.

### I.5. situation géologique

L'agglomération chef-lieu de BORDJ T'HAR se situe sur des versants.

Le terrain est donc constitué essentiellement de dépôts détritiques, d'éluvions torrentiels et d'éboulis de toute nature dont les plus remarquables sont des grés « Numidiens ».

Ce sont de gros blocs de grés galets, cailloutis et sables emballés dans un limon argileuxmarneux.

Le relief est très chahuté, présence de plusieurs ravins, pentes souvent assez forte, rarement faible et uniquement sur des faibles superficies

Le relief est hétérogène. Cette hétérogénéité est marquée par la présence de nombreux cours d'eau et chaâbats, qui est soumis aux phénomènes d'érosion et d'altération, surtout en période hivernale et qui laissent apparaître des terrains glissants, inondables, aux abords très accidentés.

### I.6.L'hydrographie

La commune de Bordj-T'har est traversée par nombreux Oueds et cours d'eau et diverses Chaabat plus au moins importantes.

Le plus important de ces Oueds est sans contexte l'Oued Irdjana qui traverse la commune sur toute sa longueur du Nord au Sud dans la partie Est.

On retrouve aussi des cours d'eau moins importants tels qu'Oued Mahcéne, Oued Semaoune et Oued Taroubia au Nord-est qui se jettent dans l'Oued Irdjana.

Les Oueds Bouhalouane et Aghbala au Nord-Ouest. Les Oued Djemhour, Boutenache, Ben Sàad et Tiloula au Sud-ouest de la commune.

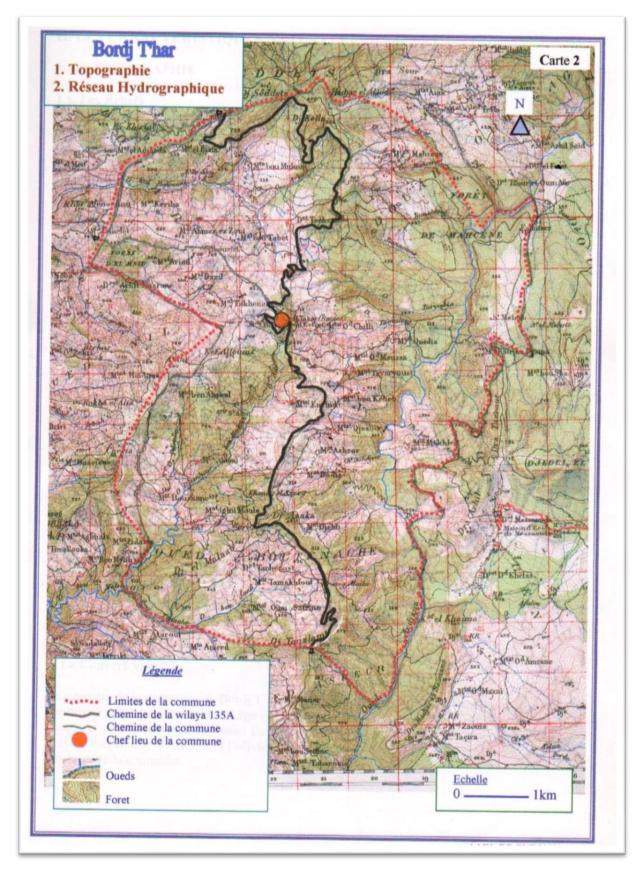


Figure I.6 : carte hydrographique de la commune Bordj thar

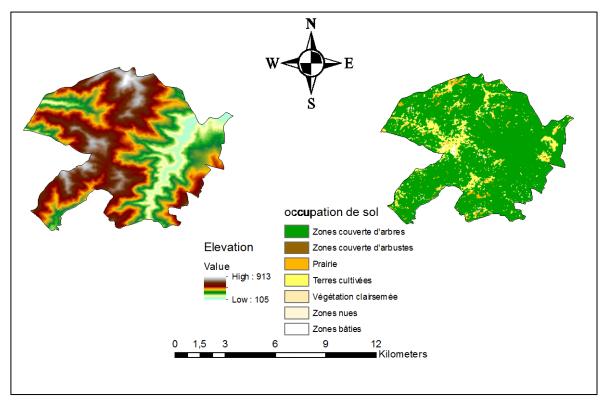


Figure I.7 : carte des élévations et occupation de sol de la commune de Bordj Thar

### I.7.La sismicité

Selon le Règlement Parasismique Algérien, le territoire national serait divisé en cinq zones de sismicité croissante [4] :

- Zone 0 : sismicité Négligeable.

- Zone I : sismicité faible.

- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

- Zone III: sismicité élevée

La wilaya de Jijel (commune de BORDJ T'HAR) serait classée dans la zone **IIa**, de sismicité moyenne pouvant entraîner de graves dégâts matériels et humains.

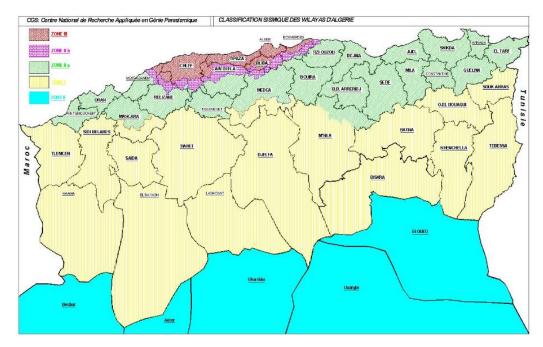


Figure I.8 : carte sismique de l'Algérie (RPA / version 2003)

### I.8.L'activité

- La commune de Bordj Thar est à vocation agricole. Les cultures pratiquées sont essentiellement potagères et fruitières, alors que les forêts de la région sont connus par la culture de l'olive qui reste un moyen essentiel de survit.
- L'industrie reste insignifiante car la région est dépourvue de projet pouvant mettre en valeur les ressources naturelles.

### I.9. Equipments hydrauliques actuels

Le tableau (I.3) ci-dessous récapitule les ressources disponibles [1] :

Tableau I.3: Ressources en eau disponibles

Equipement		Numéro	Localisation	Volume de stockage (m³)	Débit (l/s)
		1	Ailmem	8	0.5
Puits		2	Ailmem	8	0.5
		3	Ailmem	30	2
		4	Ailmem - Bordj Thar	64	9.6
Stations	de	5	Acherir	36	3
pompages		6	Abdelliche	36	2
		7	BirMesbah	27	1.6
Réservoirs		8	Bordj Thar centre	500	-
		9	Bordj Thar centre	500	-

Le débit disponible et exploité est de 9.6 l/s.

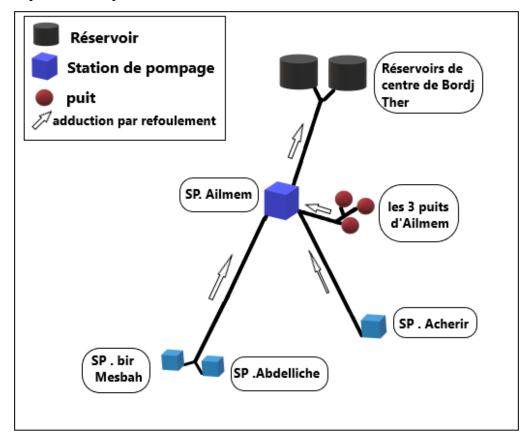


Figure I.9: Schéma synoptique des équipements hydrauliques existants

### I.10.Conclusion

Dans ce présent chapitre on a présenté la région d'étude dans son contexte général. On a donné un aperçu sur les différentes caractéristiques géographiques, hydrographiques, climatiques, géologiques et hydrogéologiques.

# CHAPITRE II Estimation des besoins

### II.1. Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre. Ce chapitre est dédié au calcul des besoins en eau de la zone d'étude.

# II.2. Evaluation de la situation démographique

La consultation des résultats du recensement général de la population et de l'habitat nous permet d'évaluer la situation démographique de la ville.

Les données suivantes sont recueillies à l'APC du chef-lieu :

Tableau II.1: nombre d'habitats de la commune

Agglomération	Nombre d'habitats (2015)
Centre de Bordj Thar	2000
Mechta Bouyahmed	120
Mechta Acherrar	650
Total	2770

### II.3. Estimation de la population future

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, elle se fait sur la base du taux d'accroissement de la population selon la relation suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n (II.1)$$

Avec:

- P<sub>n</sub>: La population future à l'horizon considéré;
- P<sub>0</sub> : La population de l'année de référence ;
- T: Le taux d'accroissement annuel de la population;
- n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

Dans notre étude l'horizon de calcul prévu est n=25ans.

- Le taux d'accroissement de la zone d'étude est de 2.17% [1].
- La population actuelle P0 =2770 habitant.

Les résultats sont présentés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau II.2: Evaluation de la population à différents horizons

		Horizon							
		Référence	Actuel	Courte terme	Moyen terme	Long terme			
	Années	2015	2020	2025	2035	2045			
	Centre de Bordj Thar	2000	2227	2479	3073	3809			
Population	Mechta Bouyahmed	120	134	149	185	229			
	Mechta Acherrar	650	724	806	999	1238			
	TOTALE	2770	3085	3434	4257	5276			

Suivant le tableau (II.2), on trace un histogramme traduisant l'évolution de la population par an, et on obtient la représentation ci-dessous (Figure II.1) :

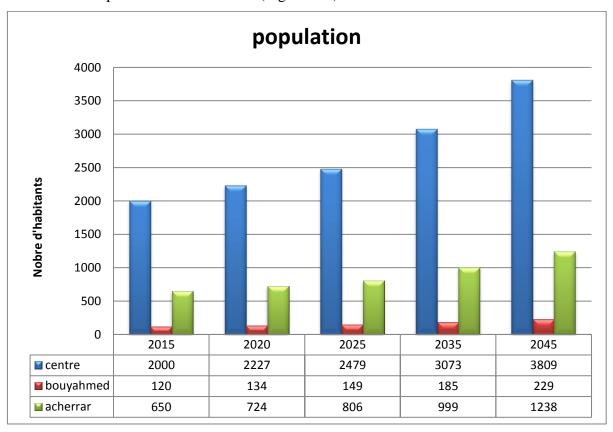


Figure II.1: Histogramme donnant l'évolution de la population à divers horizons et agglomérations

Les résultats du tableau (II.2) et de la figure (II.1) montrent que la population de la commune à long terme (horizon 2045) s'élèvera à 5276 habitants.

### II.4. Norme de la consommation

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces déférents besoins. L'évaluation de cette quantité dépend des nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbaine), le type et le degré d'équipements, la catégorie de consommateur ... etc.

Pour une agglomération urbaine (≥2000 habitant), on peut tabler sur les bases ci-après [5] :

Tableau (II.2): Norme de consommation domestique (Tiré de Dupont (1979).

Nombre d'habitants	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieure à 100 000	300 à 400

Dans notre cas, on prend une dotation de 150 (l/j/hab.) selon le :

- Le nombre d'habitants ;
- Notre zone est rurale et soufre d'un déficit ;
- Les équipements existants.

### II.5. Consommation movenne journalière

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

Il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés:

- Domestiques,
- Sanitaires,
- Administratif,
- Scolaires, .....

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \sum \frac{q*Ni}{1000} m^3/j$$
 (II.2)

Avec:

- $Q_{moy.j}$  : Consommation moyenne journalière de consommateur en  $(m^3\!/j)$  ;
- q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- Ni : Nombre de consommateur.

CHAPITRE II Estimation des besoins

### II.5.1. Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle varie en fonction de plusieurs facteurs : le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau...etc.

Les besoins en eau de la population sont représentés dans le tableau (II.03) :

Tableau II.3: Besoins domestiques à différents horizons.

				Horizon	1	
		Référence	Actuel	Courte terme	Moyen terme	Long terme
Année		2015	2020	2025	2035	2045
Centre de bordj	Population	2000	2227	2479	3073	3809
thar	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	300,00	334,05	371,85	460,95	571,35
Mechta	Population	120	134	149	185	229
Bouyahmed	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	18,00	20,10	22,35	27,75	34,35
Mechta Acherrar	Population	650	724	806	999	1238
Mechta Acherrar	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	97,50	108,60	120,90	149,85	185,70
TOTAL E	Population	2770	3085	3434	4257	5276
TOTALE	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	415,50	462,75	515,10	638,55	791,40

### II.5.2. Besoins des équipements actuels

### II.5.2.1. Besoins administratifs

Concernant notre zone d'étude, les besoins administratifs et leurs dotations sont représentés dans le tableau II.4 ci-dessous [1] :

Tableau II.4: Détermination des besoins domestiques.

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
	ACL (1)	Employé	101	15	1,515
Centre de	Poste (1)	Employé	1	10	0,01
Bordj Thar	Caserne militaire (1)	Militaire	110	50	5,5
Total					7,025

### II.5.2.2. Besoins scolaires

En principe les besoins scolaires ont estimé dépend à mode de séjour des élèves dans l'établissement ; de ce fait nous estimons à 10 l/j/élève.

Les besoins en eau sont définis dans le tableau II.5 ci-après :

Tableau II.5 : détermination des besoins scolaires

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)			
Centre de	CEM (1)	Elève	500	10	5			
Bordj Thar	école primaire	Elève	300	10	3			
Dordj Tilai		8						
Acherrar	école primaire	Elève	100	10	1			
7 tellerrar		Somn	ne		1			
bouyahmed	école primaire	Elève	100	10	1			
bouyanned		Somn	ne		1			
Total								

### II.5.2.3. Besoins sanitaires

Les besoins en eau pour les équipements sanitaires sont représentés dans le tableau II.6 suivant [1]:

Tableau II.6 : détermination des besoins sanitaires

localité	Equipement	Unité	nombre	dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
centre de Bordj Thar	salle de soin	patient	20	15	0,3
Total					0,3

### II.5.2.4. Besoins socioculturels

Notre zone d'étude est constituée de 02mosquées (centre de Bordj Thar, Acherrar) et d'une bibliothèque au centre dont les besoins en eau sont représentés dans le tableau II.7 [1]:

Tableau II.7: détermination des besoins socioculturels

localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moyj</sub> (m3/j)
centre de Bordj Thar	Mosquée	Fidèle	1000	15	15
	Bibliothèque	Usager	20	5	0,1
	Somme				15,1
Acherrar	Mosquée	Fidèle	500	15	7,5
	Somme				7,5
Total					22,6

CHAPITRE II Estimation des besoins

#### II.5.2.5. Autres besoins

Tableau II.8: détermination d'autres besoins

localité	Equipement	Unité	Nombre	dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
centre de Bordj Thar	Douche	salle douche	16	130	2,08
Totale					2,08

## II.5.3. Besoins des équipements à long terme

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipements publics pour l'horizon 2020. Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de la région, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q\acute{e}quip(2020)}{Qdom(2020)} = \frac{Q\acute{e}quip(2045)}{Qdom(2045)}$$
 (II.3)

#### • Les besoins totaux en eaux :

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (II.9) suivant :

Tableau II.9: Récapitulation des besoins en eau de la zone d'étude

Localité	Secteur	Besoins actuels (m³/j)	Besoins futurs(m³/j)
	Domestique	334,05	571,35
	Administratif	7,03	12,02
	Scolaire	8,00	13,68
Centre de Bordj Thar	Sanitaire	0,30	0,51
	Socioculturel	15,10	25,83
	Autres	2,08	3,56
	Somme	366,56	626,95
	Domestique	108,60	185,70
A 1	Scolaire	1,00	1,71
Acherrar	Socioculturel	7,50	12,82
	Somme	117,10	334,05       571,35         7,03       12,02         8,00       13,68         0,30       0,51         15,10       25,83         2,08       3,56         366,56       626,95         108,60       185,70         1,00       1,71         7,50       12,82
	Domestique	20,10	34,35
Bouyahmed	Scolaire	1,00	1,71
	Somme	21,10	36,06
Total		504,76	863,24

# II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les pertes sont dues à un manque d'étanchéité au niveau des joints des canalisations favorisant ainsi les fuites d'eau dans le réseau, mais aussi à des conduites défectueuses du réseau d'alimentation en eau potable. Toutefois, les pertes dans les résidences, dues à un usage abusif ou à une installation intérieure défectueuse, ne sont pas comptabilisées dans les pertes mais plutôt dans la consommation domestique. Les pertes sont difficiles à déterminer de façon précise. L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau varient suivant le type de canalisation, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien.

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter que :

- Dans un réseau de distribution bien entretenu, les pertes atteignent les 20 % de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution moyennement entretenu, les pertes sont comprises entre
   25 % et 35% de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution mal entretenu, les pertes peuvent dépasser les 50 % de la consommation moyenne journalière [5].

Pour compenser ces fuites, on effectue une majoration de 20%. Ce qui donne un coefficient de majoration  $\mathbf{Kf} = 1,2$ 

Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

$$Qmoy. j. maj = Kf * Qmoyj$$
 (II.4)

#### Avec:

- Qmoy.j.maj : Le débit moyen journalier majoré (m3/j)
- Qmoyj : Débit moyen journalier (m3/j).
- Kf: Coefficient de fuite.

On obtient les résultats suivants :

Tableau II.10: Majoration de la consommation journalière

	actuel (2020)		<i>future</i> (2045)		
Localité	Qmoy.j (m3/j)	Qmoy.j.maj (m3/j)	Qmoy.j (m3/j)	Qmoy.j.maj (m3/j)	
Centre de Bordj Thar	366,56	439,87	626,95	752,33	
Acherrar	117,10	140,52	200,23	240,28	
Bouyahmed	21,10	25,32	36,06	43,27	
Total	504,76	605,71	863,24	1035,89	

# II.7. Variation de la consommation journalière

La consommation n'est pas constante tous les jours de l'année, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité *Kmaxj* et *Kminj*.

Avec:

$$Kmax j = \frac{consommation maximale journalière}{consommation moyenne journalière} = \frac{Qmax j}{Qmoy j}$$
 (II.5)

$$Kmin j = \frac{consommation minimale journalière}{consommation moyenne journalière} = \frac{Qmin j}{Qmoy j}$$
 (II.6)

## II.7.1. Consommation maximale journalière (Qmax j) :

Qmax j représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Qmaxj = Kmaxj * Qmoyj (II.7)$$

- Kmax j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépond de l'importance d'agglomération sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prendra Kmax j = 1.2.

D'où:

$$Qmaxj = 1.2 \times Qmoyj \tag{II.8}$$

Les résultats obtenus pour le calcul du débit maximal journalier sont représentés dans le tableau (II.11) ci-dessous :

Tableau II.11 : Récapitulatif de calcul des débits journaliers

	actuel (2020	))	future(2045)		
Localité	Besoin moyen majoré (m3/j)	Débit maximum journalier (m3/j)	Besoin moyen majoré (m3/j)	Débit maximum journalier (m3/j)	
centre de bordj thar	439,87	527,84	752,33	902,80	
Acherrar	140,52	168,62	240,28	288,34	
bouyahmed	25,32	30,38	43,27	51,92	
total	605,71	726,85	1035,89	1243,06	

## II.8. Variation de la consommation horaire

Le débit journalier subit des variations durant les 24h de la journée. Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération (tableau annexe 1).

Dans notre projet on choisit la répartition < 10000 habitant.

Le débit maximum horaire est donné dans le tableau (II.12) qui résume la consommation horaire journalière de la zone d'étude :

Tableau II.12 : Répartition de la consommation horaire.

<b>II</b> (1)	0/	Qmax.h	C . 1/ 0/	Cumulé
Heure (h)	%	$(m^3/h)$	Cumulé %	$(m^3/h)$
0-1	1	12,4306	1	12,4306
01-02	1	12,4306	2	24,8612
02-03	1	12,4306	3	37,2918
03-04	1	12,4306	4	49,7224
04-05	2	24,8612	6	74,5836
05-06	3	37,2918	9	111,8754
06-07	5	62,153	14	174,0284
07-08	6,5	80,7989	20,5	254,8273
08-09	6,5	80,7989	27	335,6262
09-10	5,5	68,3683	32,5	403,9945
10-11	4,5	55,9377	37	459,9322
11-12	5,5	68,3683	42,5	528,3005
12-13	7	87,0142	49,5	615,3147
13-14	7	87,0142	56,5	702,3289
14-15	5,5	68,3683	62	770,6972
15-16	4,5	55,9377	66,5	826,6349
16-17	5	62,153	71,5	888,7879
17-18	6,5	80,7989	78	969,5868
18-19	6,5	80,7989	84,5	1050,3857
19-20	5	62,153	89,5	1112,5387
20-21	4,5	55,9377	94	1168,4764
21-22	3	37,2918	97	1205,7682
22-23	2	24,8612	99	1230,6294
23-24	1	12,4306	100	1243,06

En analysant le tableau (II.12) précédent, on constate que le débit de pointe est de 87,0142 m³/h qui correspondent à la période 12-13 et 13-14

$$Qmax h = 87.01 \, m3/h = 24.17 \, l/s$$

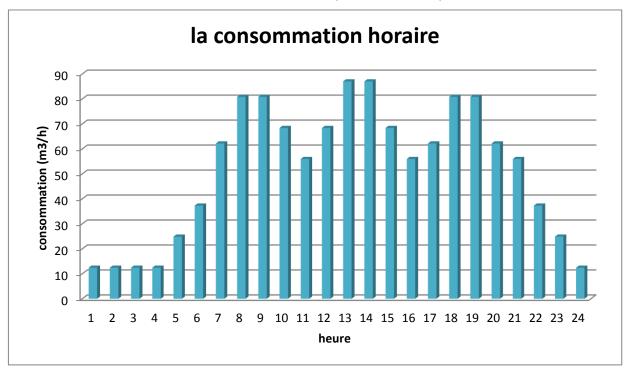


Figure II.2: Diagramme de la variation de la consommation horaire.

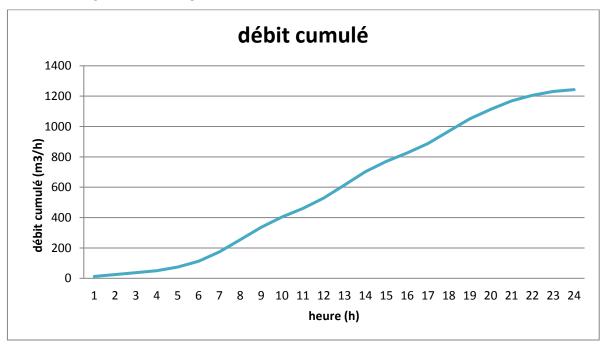


Figure II.3 : la courbe de la variation de la consommation horaire cumulée.

CHAPITRE II Estimation des besoins

## II.9. Bilan besoins-ressources

Le bilan besoins-ressources est un comparatif entre les besoins en eau des différentes zones alimentées et la capacité des ressources utilisées. Ce bilan a pour but de s'assurer si les ressources utilisées sont suffisantes pour satisfaire les besoins de pointe des différentes zones alimentées.

Tableau II.13: bilan des besoins-ressources.

Horizon	Ressource (m <sup>3</sup> /j)	Besoin (m³/j)	Bilan (m³/j)
2020	829,44	658,81	170,63
2045	829,44	1254,59	-425,15

Ce bilan nous montre clairement que les besoins en eau à long terme ne sont pas satisfaits, ce qui nécessite la mobilisation de nouvelles ressources pour assurer les besoins en eau futurs.

## II.10. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons estimés les différents besoins et établis un bilan de consommation. L'alimentation de la commune de BORDJ THAR se fait à partir des différentes sources avec un débit de 829,44m³/j. On constate que ces ressources ne peuvent pas assurer la satisfaction des besoins futurs (2045), ce qui nécessite la mobilisation de nouvelles sources.

Dans le but de transférer le débit (5 l/s ou bien 432 m³/j) à partie de la source d'Aghbala jusqu'à le réservoir existant au centre du bordj thar, il est nécessaire de faire une étude d'adduction, objet du chapitre suivant.

## **III.1. Introduction**

L'acheminement de l'eau potable vers les agglomérations doit se faire par adduction, soit en refoulement, soit gravitaire, soit mixte ceci en fonction du relief. Tout projet d'adduction demande l'étude du choix de tracé le plus technique et le plus économique. Dans notre projet, nous nous intéressons beaucoup plus sur l'étude technique qui, dans certains cas prime sur l'étude économique, vu que l'adduction est de type mixte imposée par le relief.

# III.2. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes [5] :

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

#### III.2.1. Adduction gravitaire

Dans l'adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur.

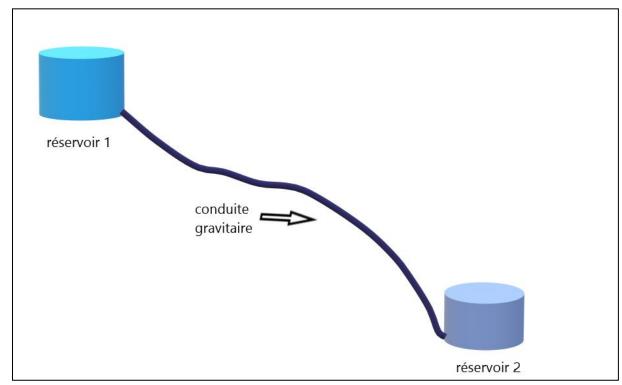


Figure III.1: adduction gravitaire

#### III.2.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

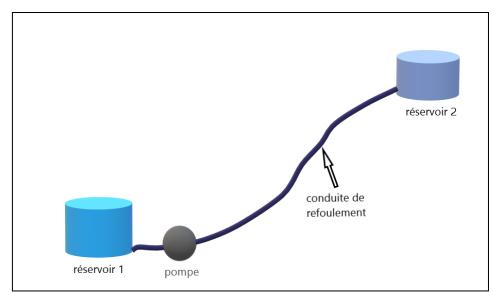


Figure III.2: adduction par refoulement

## III.2.3. Adduction mixte

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

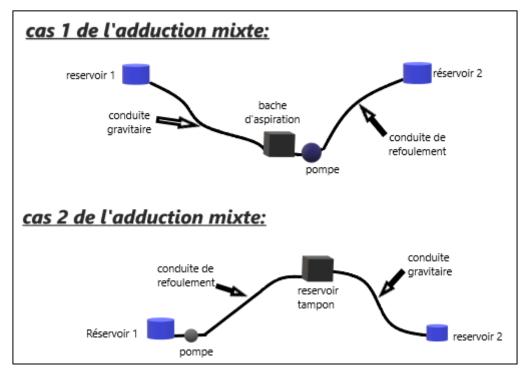


Figure III.3 : schéma simplifie de l'adduction mixte

# III.3. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction qui doit :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage de pompage.
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Nous devons toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entrainant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé ou l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devrons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.
- Du point de vue économique, on sait que plus le diamètre de la conduite de refoulement augmente plus les pertes de charges et les frais d'exploitation diminuent, et le contraire et vrai aussi. Par contre plus le diamètre augmente plus sont prix augmente aussi, donc pour toutes ces raisons-là, on doit rechercher le profil en long le plus court possible et éviter la multiplication des ouvrages couteux (traversés de rivière, route, etc....).

#### III.4. Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en 'X' les distances, en 'Y' les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

Le choix d'un profil en long poursuit trois objectifs [6] :

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive ;

- Evacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
  - La réduction de débit
  - Le gaspillage d'énergie
  - Les coups de bélier.

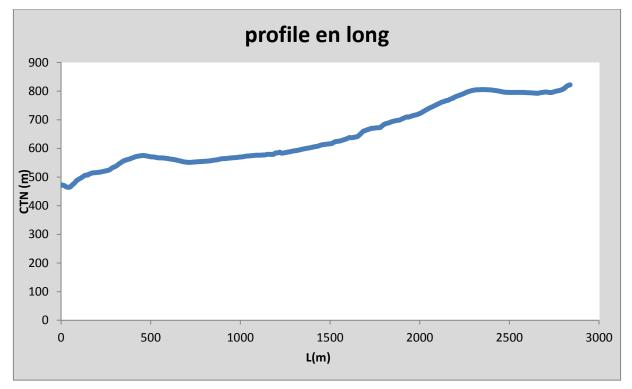


Figure III.4: le profil en long de l'adduction.

# III.5. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

# III.6. Choix des types des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels [7]:

- Le diamètre ;
- La pression supportée ;
- Les conditions d'installation ;
- Le type de sol;
- Le revêtement;
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique)

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- La disponibilité;
- La durée de vie ;
- Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite :

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile);
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint);
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent :

- > Très économiques
- > Cycle de vie minimum 50 ans
- ➤ Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés.
- > Une très faible rugosité (conduite lisse)
- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant.

# III.7. Calcul hydraulique

## III.7.1. Cas de refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D 1, D2,..... Dn. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, ..... Dn.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D1, D2, ...... Dn. Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidement le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

#### 1. Calcul du diamètre économique

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses. Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN**, qui permettent l'approximation de ce diamètre économique DN :

Formule de BONNIN:

$$D_1 = \sqrt{Q} \tag{III.1}$$

Formule de BRESS:

$$D_2 = 1.5 \times \sqrt{Q} \tag{III.2}$$

On prendra tous les diamètres compris entre **D**1 et **D**2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le cout sera minimal et les vitesses admissent dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faible face aux risques de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosion des parois des canalisations. Elle sera comprise entre**0.5m/s** et **1.5 m/s** mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à **2m/s**.

#### Avec:

**D** : Diamètre calculé de la conduite en (m).

Q : Débit refoulé en (m3/s) ; qui se calcule avec la formule suivante :

$$Q = Qmax.j \times \frac{24}{Tp}$$
 (III.3)

Qmax.j: Débit max journalier (m3/s).

Tp: Temps de pompage, dans cette étude (Tp= 20 heures).

#### 2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont des chutes de pression dues à la résistance que rencontrent les fluides en écoulement : les actions de cisaillement occasionnent en effet des pertes énergétiques.

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

## On distingue:

- Les pertes de charge linéaire.
- Les pertes de charge singulières.

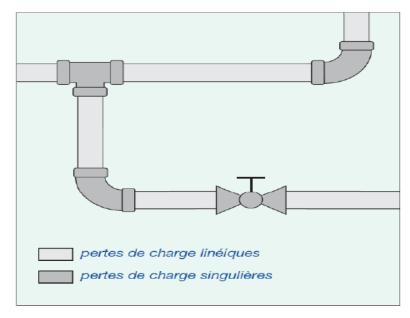


Figure III.5: les types des pertes de charges

#### a) Les pertes de charge linéaire (ΔHL)

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH:

$$\Delta HL = J \times L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D}$$
 (III.4)

Avec:

J : Perte de charge linéaire (m/ml).

g: Accélération de la pesanteur (9,81 m/s2).

L : Longueur de la conduite (m).

 $\lambda$  : Coefficient de frottement de Darcy, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

• La formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \tag{III.5}$$

• La Formule COLBROOK:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \left( \frac{\varepsilon}{3,7I \times D} \right) + \left( \frac{2,5I}{Re \times \sqrt{\lambda_0}} \right) \right]$$
 (III.6)

#### Remarque:

Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par la formule de NIKURADZE

#### Avec:

- $\varepsilon$ : Le coefficient de rugosité de la conduite ;  $\varepsilon$ = 0,1 mm.
- Re: Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{v} \tag{III.7}$$

- V : Vitesse de l'eau (m/s).
- υ : Viscosité cinématique en (m2/s), calculé par la formule de STOCKS :

$$v = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 \, T + 0.000221 \, T^2}$$
 (III.8)

• T: Température de l'eau en degré °C, on prend T = 20°C donc  $v = 1.00*10^{-6}$  (m²/s)

Tableau III.1: Valeurs de viscosité cinématique v de l'eau en fonction de la température

Température (°C)	υ (en 10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s)
0	1.80
5	1.50
10	1.29
15	1.12
18	1.04
20	0.99

Où:

 $\epsilon$ : rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau, elle croit avec l'âge de la conduite.

On peut le déterminer par la formule :

$$\mathbf{\varepsilon} = \mathbf{\varepsilon}_0 + \alpha n \tag{III.9}$$

Avec:

 $\varepsilon_0$ : rugosité absolue de la conduite en PEHD neuve égale 0.01 mm ;

 $\alpha$ : coefficient de vieillissement des conduites déterminé à partir de l'abaque de Mr PETER LAMONT (annexe 2) égal à **0.00360 mm/an** pour une zone de faible agressivité.

Alors:

$$K = 0.01 + 0.0036 \times 25 = 0.1 \text{ mm}$$

#### b) Les pertes de charge singulières ( $\Delta$ HS)

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction ou de section ...etc.

Elles sont estimées à :

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

$$\Delta HS = 0.1 \times \Delta HL \tag{III.10}$$

• 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte :

$$\Delta HS = 0.15 \times \Delta H \tag{III.11}$$

Avec:

 $\Delta$ Hs : Perte de charge singulière (m).

ΔHL : Perte de charge linéaire(m).

#### c) Les pertes de charge totale ( $\Delta$ HT)

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

• Pour le PEHD:

$$\Delta HT = 1.10 \times \Delta HL = 1.1 \times J \times L \tag{III.12}$$

• Pour la fonte :

$$\Delta HT = 1.15 \times \Delta HL = 1.15 \times J \times L \tag{III.13}$$

#### 3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charges résultant de l'aspiration et du refoulement. Elle s'agit de l'énergie qui va permettre le transport de l'eau dans les tuyauteries et de la faire monter au point le plus élevé de l'installation.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + Ht (III.14)$$

Avec:

HMT: Hauteur manométrique totale (m).

Hg: Hauteur géométrique (m) qui se calcule comme suite:

$$Hg = CTP - CTNd$$
 (III.15)

CTNd: Cote terrain Natural de départ (m);

CTP: Cote de trop plain (m);

## 4. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance nécessaire à l'entraînement mécanique de la pompe. Elle est exprimée par la relation suivante :

$$P = \frac{Q \times g \times HMT}{\eta}$$
 (III.16)

Avec:

P: Puissance en Kw;

η: Rendement de pompage ( $0.7 \div 0.8$ ) on prend η = 0.75;

Hmt: Hauteur manométrique totale;

Q : Débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s).

## 5. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Le calcul de l'énergie consommée par la pompe en une année est donné par :

$$E = P \times TP \times 365 \tag{III.17}$$

Avec:

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

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

#### 6. Détermination des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$Fexp = E \times eu$$
 (III.18)

Avec:

Fexp: Frais d'exploitation (DA);

eu: Prix unitaire du KWh selon SONALGAZ; Fixé à 4.179 DA.

#### 7. Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$Fam = Pu \times L \times A \tag{III.19}$$

Avec:

Fam: Frais d'amortissement (DA)

Pu : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) (voire annexe 7, 8, 9);

A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

$$A = \frac{i}{(i+l)^n - l} + i \tag{III.20}$$

Avec:

i : Taux d'annuité, on prend i= 8%.

n: Nombre d'années d'amortissement (n=25ans).

D'où:

A = 0.094

#### 8. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = Fexp + Fam$$
 (III.21)

Avec:

BL: Le bilan en (DA).

# III.7.2. Cas gravitaire

Quatre paramètres interviennent pour le calcul des conduites d'adduction gravitaire :

- Le débit Q;
- La perte de charge j;
- La vitesse V;
- Le diamètre D.

Seul, le débit Q est connu et la valeur recherchée est D. les paramètres j et V introduisant deux inconnues supplémentaires, alors que l'on ne dispose que ces deux équations :

$$\begin{cases} Q = \frac{\pi D^2}{4} \times V \\ j = \frac{\lambda V^2}{2 gD} \end{cases}$$
 (III.22)

Avec:

D: diamètre de la conduite en (m);

Q : débit transitant dans la conduite en m<sup>3</sup>/s ;

V : La vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s) ;

J: perte de charge dans la conduite (m)

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

La vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V = [(4 \times Q)/(\pi \times D^2)]$$
 (III.23)

Avec:

V : La vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

Q : débit transitant dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s) ;

D : diamètre de la conduite en (m)

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (Hd) avec une vitesse acceptable ; on dispose que :

$$\begin{cases}
H_d = 1.1 \times j \times L \\
j = \frac{H_d}{1.1 \times L}
\end{cases}$$
(IV.24)

L'expression de la charge disponible devient alors, pour les conduites circulaires :

$$H_d = \frac{1.1 \times 8\lambda LQ^2}{g\pi^2 D^5} \tag{III.25}$$

Donc le diamètre avantageux de la conduite d'adduction gravitaire est déterminé par la formule suivant :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{1.1 \times 88\lambda LQ^2}{g\pi^2 H_d}}$$
 (III.26)

## III.8. Dimensionnement du réseau d'adduction

#### III.8.1. Etude des variantes

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

La zone d'étude sera renforcée à partir de la source Aghbala qui est situé à une côte de 472.92 m NGA.

## III.8.1.1. Proposition des variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que :

- Le tracé des conduites est imposé par manque de donnée (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude). De ce fait, nous sommes conditionnés par le tracé disponible au niveau de l'APC, qui a lancé une étude préliminaire.
- Le tracé de l'adduction gravitaire est commun à toutes les variantes, elle se fait à partir de la source Aghbala située à une côte de 472.92 mNGA vers une bâche d'aspiration située à une cote de 465.2 m NGA et à l'intermédiaire d'une conduite de 49.87 m de longueur.

#### ➤ Variante n°1 :

Dans cette variante, la distribution se fait à partir de la source Aghbala. Le système d'adduction est constitué d'une seule station de pompage (SP1).

 La station de pompage (SP1) qui situe à une cote de 465.2 m NGA refoule l'eau vers le réservoir existant de la commune Bordj thar(R) qui se situe à une cote de 821.94 m NGA par l'intermédiaire d'une conduite de 2788,54m de longueur.

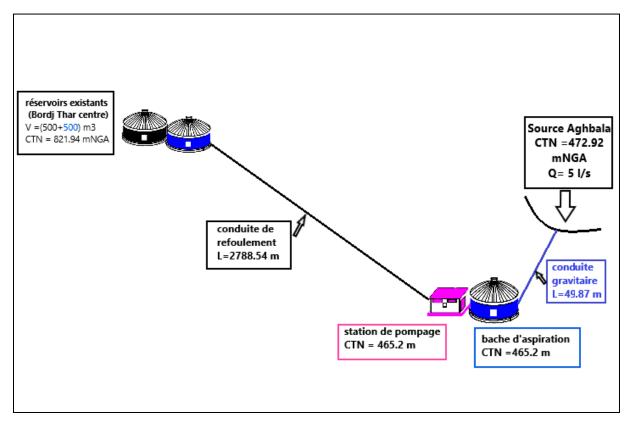


Figure III.6 : schéma synoptique de la première variante

#### ➤ Variante n°2 :

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une station de pompage et une station de reprise (SP1) et (SR1).

- La station de pompage (SP1) qui situe à une cote de **465.2 m NGA** refoule l'eau vers une station de reprise (SR1) qui situe à une cote d'environ **641,92m NGA** par l'intermédiaire d'une conduite de 1604.05**m** de longueur.
- A son tour la station de reprise (SR1) refoule la demande vers le réservoir existant (R) par l'intermédiaire d'une conduite de **1184.49m** de longueur.

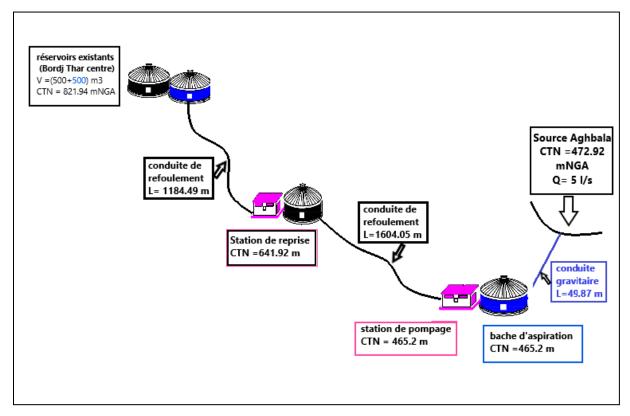


Figure III.7: schéma synoptique de la deuxième variante

#### ➤ Variante n°3:

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une station de pompage et trois stations de reprises (Sp1), (SR1) et (SR2).

- La station de reprise (Sp1) qui situe à une cote de **465.2 m NGA** refoule l'eau vers une station de reprise (SR1) qui situe à une cote d'environ **583,74 m NGA** par l'intermédiaire d'une conduite de 1186.97**m** de longueur.
- La station de reprise (SR1) refoule la demande vers la station de reprise (SR2) qui situe à une cote d'environ710.1 m par l'intermédiaire d'une conduite de **696.01 m** de longueur.
- A son tour la station de reprise (SR2) refoule la demande vers le réservoir existant (R) par l'intermédiaire d'une conduite de **905.56 m** de longueur.

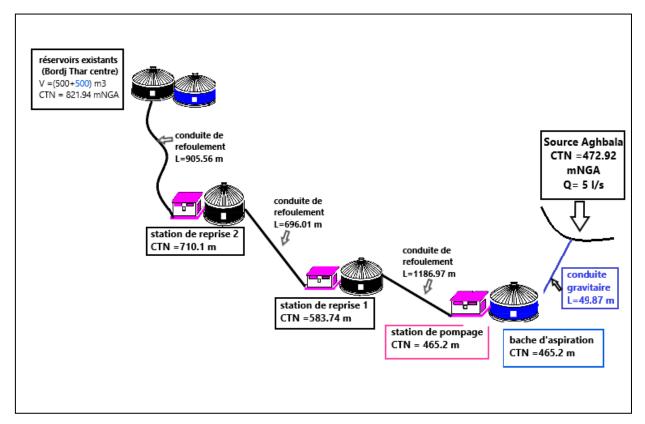


Figure III.8: schéma synoptique de la troisième variante

### III.8.2. Calcul hydraulique

## III.8.2.1. Adduction gravitaire (source Aghbala – station de pompage 1)

Le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire est conditionné par les pertes de charge ; étant donné que les pertes de charge réelles entre les deux réservoirs en question représentent la différence de niveau des plans d'eau, en d'autres termes la valeur de la hauteur géométrique (Hg). Et de ce fait, le diamètre à prendre en considération pour ce tronçon doit générer des pertes de charge ( $\Delta$ H) inférieures ou égales à cette hauteur géométrique :

$$\Delta H \leq Hg$$

Dans ce cas, en fonction du débit véhiculé, on peut choisir une gamme de diamètre ayant des Vitesses d'écoulement variant entre 0.5 et 1.5 m/s ; ainsi, pour chaque diamètre, des pertes de charge peuvent être calculées en fonction de la longueur du tronçon. Le choix des diamètres nécessaires pour la conduite se fera en choisissant les diamètres générant des pertes de charges (ΔH) inférieures mais proche de la charge disponible (Hd) tout en évitant que la ligne piézométrique ne couper le terrain naturel du tracé de la conduite.

#### Données:

- Débit : Q = 0.005 m3/s,
- Longueur de l'adduction : L= 49.87 ml,
- Cote de terrain naturel du captage (source Aghbala) :472.92 mNGA.

- Cote terrain naturel de la bâche d'aspiration : 465.2mNGA.

- Cote du trop-plein 468,2 m NGA

En utilisant les formules précédentes, on trouve les résultats suivants :

Tableau III.2: Les résultats de calcul du diamètre avantageux :

CTNd (m)	CTNa (m)	CTP (m)	Hd(m)	λ1	D av (m)
472,92	465,2	471	1,92	0,022	0,066

Le PEHD comme matériau, le diamètre normalisé est : **DN75** d'où **PN 10** avec une épaisseur de **4.5 mm** 

**Tableau III.3**: Les résultats de calcul hydraulique de la partie gravitaire (source Aghbala – station de pompage SP1):

Dext (mm)	D <sub>int</sub> (m)	V (m/s)	Re	λ2	ΔHt
75	0,066	1,462	96506,466	0,022	1,972

D'après les résultats obtenus, La vitesse obtenue est acceptable.

Le diamètre économique est celui de 75 mm, avec une vitesse de 1,462 m/s, ΔHT=1,972 m

# III.8.2.2Adduction par refoulement

## 1) Etude de l'adduction par refoulement pour la première variante :

Cette variante a un seul tronçon de refoulement qui relie la station de pompage (SP1) au réservoir existant (R), Son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

Le calcul des différents paramètres des tronçons pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux ci-après :

## ❖ Les Caractéristiques du tronçon de refoulement (SP1-R)

**Tableau III.4**: Les données de base du tronçon de refoulement pour la première variante :

Tronçon	CTNd (m)	CTNa (m)	CTP (m)	Hg (m)	L(m)	Q (m3/s)	Tp (h)
SP1-R	465,2	821,94	824,94	359,74	2788,54	0,006	20

#### Avec:

Q: Débit refoulé en (m3/s);

Hg: la hauteur géométrique (m);

CTNd: Cote terrain Natural de départ (m);

CTNa: Cote terrain Natural d'arrivée(m);

CTP: Cote de trop plain (m);

Tp: Temps de pompage (h).

Pour cette variante qui consiste à relier directement la source d'eau au réservoir existant par le biais d'une seule pompe. La hauteur géométrique est de 359.74 m qui est très élevée.

Cette variante induit des pressions de l'ordre de 36 bars ce qui ne correspond à aucune des pressions nominales de PEHD disponible. En effet, le catalogue du groupe Chialli est limité au PN25.

De plus, la HMT sera trop élevée et aucune pompe du marché ne peut garantir le point de refoulement Caprari depuis d'où la nécessité de l'achat d'une pompe spéciale. En se basant sur les points suscités nous avons décidé de rejeter cette variante.

# 2) Etude de l'adduction par refoulement pour la deuxième variante :

Le calcul des différents paramètres des tronçons pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux ci-après :

## - Les Caractéristiques des (02) tronçons de refoulement :

Tableau III.5: Les données de base des (02) deux tronçons de refoulement

tronçons	CTNd(m)	CTNa(m)	CTD(m)	Hg(m)	L(m)	Q(m3/s)	Tp
	C114d(III)	C1Na(m)	CII (III)	ng(m)	L(III)	Q(III3/8)	<b>(h)</b>
SP1-SR1	465,2	641,92	644,92	179,72	1604,05	0,006	20
SR1-R	641,92	821,94	824,94	183,02	1184,49	0,006	20

#### - Calcule du diamètre :

Formule de BONNIN : **D1**= **0,077** m

Formule de BRESS : D2= 0,116 m

Les diamètres normalisés sont : DN 110 et DN 125

Pour cette variante nous avons utilisé deux diamètres normalisés pour la détermination des paramètres hydraulique.

## **❖** Tronçon n°1 (SP1- SR1):

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.6: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SP1-SR1) pour la deuxième variante :

Dext	Dint	V	D.	2 1	λ 2	λ3	ΔHL	Hg	HMT	PN
(mm)	(mm)	(m/s)	Re	λ1	λ 2	λ 3	( <b>m</b> )	( <b>m</b> )	( <b>m</b> )	(bar)
110	85,4	1,048	89 500,142	0,020	0,023	0,023	26,538	179,72	206,258	>20
125	97	0,812	78 797,032	0,020	0,023	0,023	13,947	179,7	193,667	<20
110	79,800	1,200	95 780,853	0,021	0,023	0,023	37,441	179,72	217,161	<25

**Tableau III.7**: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1) pour la deuxième variante :

Dext (mm)	Dint	Pa	E (lysyla)	Eu	F exp	DN (box)	
Dext (IIIII)	(mm)	(Kw)	E (kwh)	(DA/Kwh)	(DA)	PN (bar)	
105	97	15,199	110 952,411	4,179	463	20	
125	91	13,199	110 932,411	4,179	659,031	20	
110	<b>7</b> 0.000	17.040	104 410 007	4.170	519	25	
110	79,800	17,043	124 412,307	4,179	906,590	25	

**Tableau III.8**: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1) pour la deuxième variante :

Dext (mm)	Dint (mm)	E (mm)	Pu (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
125	97	14	1 273,74	1604,05	0,094	191 399,109
110	79,8	15,1	1 185,01	1604,05	0,094	178 066,056

Tableau III.9: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SP1-R) pour la deuxième variante :

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	Fam(DA)	Bilan (DA)
125	0,812	463659,031	191399,109	655058,139
110	1,200	519906,590	178066,056	697972,646

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **125 mm** avec une pression PN20 et une vitesse de **0.812 (m/s).** 

## **❖** Tronçon n°2 (SR1- R):

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.10: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR1-R) pour la première variante

Dext	Dint	V	Re	λ	λ	1	ΔHt	Hg	HMT	PN
(mm)	( <b>m</b> )	(m/s)	Ne	λ.	λ	λ	( <b>m</b> )	( <b>m</b> )	( <b>m</b> )	(bar)
110	85,4	1,048	89 500,14	0,0204	0,023	0,023	19,597	183,02	202,617	>20
125	97	0,812	78 797,03	0,0198	0,023	0,023	10,299	183,02	193,319	<20
110	79,8	1,200	95 780,85	0,0207	0,023	0,023	27,648	183,02	210,668	<25

**Tableau III.11**: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1)

Dext (mm)	Dint	Pa (Kw)	E (kwh)	Eu	F exp (DA)	PN (bar)	
Dext (IIIII)	(mm)	Ta(Kw)	(DA/Kwl		r exp (DA)	TN (Dat)	
125	97	15,172	110 753,079	4,179	462 826,043	20	
110	79,800	16,533	120 692,366	4,179	504 361,327	25	

Tableau III.12: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1)

Dext	Dint	E	D., (D.A.)	I (m)	<b>A</b>	Fam(DA)
(mm)	(mm)	(mm)	Pu (DA)	L (m)	A	ram(DA)
125	97	14	1 273,74	1184,49	0,094	141 336,199
110	79,800	15,1	1 185,01	1184,49	0,094	131 490,578

**Tableau III.13**: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SP1-R)

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	Fam(DA)	Bilan (DA)
125	0,812	462826,043	141336,199	604162,242
110	1,200	504361,327	131490,578	635851,905

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **125 mm** avec une pression PN20 et une vitesse de **0.812 (m/s).** 

# 3) Etude de l'adduction par refoulement pour la troisième variante :

Le calcul des différents paramètres des tronçons pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux ci-après :

#### - Les Caractéristiques des (03) tronçons de refoulement :

Tableau III.14: Les données de base des (03) trois tronçons de refoulement

troncons	CTNd	CTNa	CTP (m)	Ug (m)	I (m)	(m2/g)	<b>Tp</b> (h)	
tronçons	<b>(m)</b>	( <b>m</b> )	CIF (III)	Hg (m)	L (m)	Q (m3/s)	1 p (n)	
SP1-SR1	465,2	583,74	586,74	121,54	1186,97	0,006	20	
SR1-SR2	583,74	710,1	713,1	129,36	696,01	0,006	20	
SR2-R	710,1	821,94	824,94	114,84	905,56	0,006	20	

### - Calcule du diamètre :

Formule de BONNIN : **D1= 0,077 m** Formule de BRESSE : **D2= 0,116 m** 

Pour cette variante nous avons utilisé deux diamètres normalisés pour la détermination des paramètres hydraulique. Les diamètres normalisés sont : DN 110 et DN 125

# **❖** Tronçon n°1 (SP1- SR1):

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.15: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SP1- SR1) pour la troisième variante

Dext	Dint	V	Re	λ1	λ2	λ3	ΔΗΤ	Ug (m)	HMT	PN
(mm)	(mm)	(m/s)	NC .	VΙ	<i>N2 N</i> 3	λ.3	( <b>m</b> )	Hg (m)	<b>(m)</b>	(bar)
110	90	0,944	84 925,690	0,020	0,023	0,023	15,059	121,540	136,599	16
125	102,2	0,732	74 787,790	0,020	0,023	0,023	7,937	121,540	129,477	16

**Tableau III.16**: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1)

Dext (mm)	Dint (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Eu (DA/Kwh)	F exp (DA)
110	90	10,720	78 258,141	4,179	327 032,946
125	102,2	10,161	74 177,609	4,179	309 980,812

Tableau III.17: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1)

Dext	Dint	E	D (DA)	T ()		Fam(DA)
(mm)	(mm)	(mm)	Pu (DA)	L (m)	A	
110	90	10	822,24	1186,97	0,094	91 428,073
125	102,2	11,4	1 048,61	1186,97	0,094	116 599,036

**Tableau III.18**: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SP1-R)

D (mm)	V(m/s)	F exp (DA)	Fam(DA)	Bilan (DA)
110	0,944	327 032,946	91 428,073	418 461,018
125	0,732	309 980,812	116 599,036	426 579,848

Le Bilan minimal correspond au diamètre 110 mm, PN16 avec une vitesse de 0,944 m/s.

# **❖** Tronçon n°2 (SR1- SR2):

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

**Tableau III.19:** Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR1- SR2) pour la troisième variante :

Dext	Dint	V	Do	λ1 λ2		1.2	ΔHL Hg (m)		HMT	PN
(mm)	( <b>m</b> )	(m/s)	Re	λ1 λ2	λ3	( <b>m</b> )	Hg (m)	<b>(m)</b>	(bar)	
110	90	0,944	84 925,69	0,020	0,023	0,023	8,830	129,36	138,190	16
125	102,2	0,732	74 787,79	0,019	0,023	0,023	4,654	129,36	134,014	16

**Tableau III.20**: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SR1- SR2)

Dext	Dint	Do (Vw)	E (lamb)	Eu	E over (DA)	
(mm)	(mm)	ra (KW)	Pa (Kw) E (kwh)		F exp (DA)	
110	90	10,845	79 169,750	4,179	330 842,468	
125	102,2	10,517	76 777,027	4,179	320 843,517	

Tableau III.21: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR1-SR2)

Dext (mm)	Dint (mm)	E (mm)	Pu (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
110	90	10	822,24	696,01	0,094	53 611,172
125	102,2	11,4	1 048,61	696,01	0,094	68 370,805

**Tableau III. 22** : Résultats de calcul du bilan du tronçon (SR1- SR2)

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	0,944	330842,468	53611,172	384453,640
125	0,732	320843,517	68370,805	389214,322

Le Bilan minimal correspond au diamètre 110 mm et un PN16 avec une vitesse de 0.944 m/s.

# **❖** Tronçon n°3 (SR2- R):

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

**Tableau III.23:** Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR2- R) pour la troisième variante :

Dext	Dint	V	Re	λ1	λ2	λ3	$\Delta$ HT	Hg (m)	HMT	PN
(mm)	(mm)	(m/s)	Re	<b>№1 №2</b>	<i>N</i> .5	( <b>m</b> )	ng (m)	<b>(m)</b>	111	
110	90	0,944	84 925,69	0,020	0,023	0,023	11,489	114,84	126,329	16
125	102,2	0,732	74 787,79	0,019	0,023	0,023	6,055	114,84	120,895	16

*Tableau III.24*: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SR2-R)

Dext	Dint (mm)	Pa (Kw)	E (kwh)	Eu	Fexp (DA)
(mm)	, ,	,	, ,	(DA/Kwh)	• ,
110	90	9,914	72 374,280	4,179	302 444,879
125	102,2	9,488	69 261,172	4,179	289 435,510

**Tableau III.25**: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR2-R)

Dext	Dint	E	Pu (DA)	I (m)	<b>A</b>	Fam(DA)	
(mm)	(mm)	(mm)	ru (DA)	L (m)	A		
110	90	10	822,24	905,56	0,094	69 752,062	
125	102,2	11,4	1 048,61	905,56	0,094	88 955,427	

Tableau III.26: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SR2-R)

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	Fam (DA)	bilan
110	0,944	302444,879	69752,062	372196,941
125	0,732	289435,510	88955,427	378390,937

Le Bilan minimal correspond au diamètre 110 mm et un PN16 avec une vitesse de 0.944 m/s.

#### III.8.3. Choix de la variante

Le calcul des différents paramètres hydrauliques tel que les débits, les pertes de charges, les hauteurs manométriques et le choix du diamètre nous a permis de choisir la variante la plus économique. Les résultats du bilan final sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.27: bilan final des trois variantes

Variante	tronçon	D	PN	L(m)	V (m/s)	frais (DA)	Σfrais (DA)
variance		(mm)	(bar)	<b>L</b> ( <b>m</b> )	V (III/5)	Tuis (DII)	
1	SP1-R	-	>36	2788,54	-	-	-
2	SP1-SR1	125	20	1604,05	0,812	655058,139	1259220,381
	SR1-R	125	20	1184,49	0,812	604162,242	1237220,301
3	SP1-SR1	110	16	1186,97	0,944	418461,018	
	SR1-SR2	110	16	696,01	0,944	384453,640	1 175 111,599
	SR2-R	110	16	905,56	0,944	372196,941	

D'après le tableau précédent et sachant que la première variante a été rejetée, la variante la plus économique est la troisième variante.

# III.9. L'air dans la tuyauterie

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure, de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité [8] :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne de purge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse. Figure (III.9).

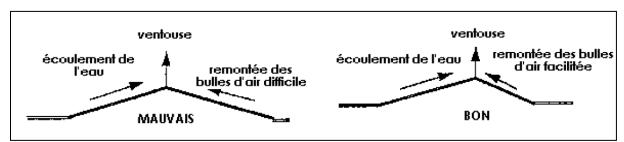


Figure III.9: L'emplacement préférable des ventouses.

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

# III.10. Organes et accessoires de l'adduction

## III.10.1. Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval. On cite :

- Vanne de régulation du débit : elle limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

- Vanne de régulation de la pression (avale) : Son but est de fournir une pression avale constante.

- Vanne de régulation de la pression (amont) : elle règle le débit pour assurer que la pression reste suffisante à l'amont.

# III.10.2. Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations. On cite :

• Les Ventouse : Par définition, une ventouse est un accessoire hydraulique permettant de faire sortir l'air contenu soit à l'intérieur de la conduite soit dissous dans l'eau. Elle peut encore être utilisée pour faire entrer de l'air à l'intérieur de la conduite.

Sur cette base, il existe 3 types de ventouses :

- Ventouse de Dégazage : Ce type de ventouse est sélectionné pour faciliter la sortie de l'air contenue dans la conduite, pendant l'écoulement normal. Ces ventouses sont encore appelées « ventouses à petit orifice » ou « Ventouse Simple Fonction ».
- Ventouse d'Admission ou de Sortie de grands volumes d'air : ce type de ventouse est sélectionné pour faire admettre (entrer) de grands volumes d'air pendant les opérations de vidange (ou de casse) de la conduite. Cette même ventouse est choisie pour faire sortir (chasser) de grands volumes d'air lors des opérations de remplissage de la conduite. Ces dernières sont encore appelées « Ventouses à grand orifice » ou « Ventouse Double Fonction ».
- Ventouse Combinée : ce type de ventouse peut assurer les opérations de dégazage, de remplissage et de vidange, en même temps. Ces ventouses sont encore appelée « Ventouse Triple Fonction »
- Les clapets: Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration ou sur la conduite de refoulement.
- Les robinets de décharge (vidanges) : Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posée à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

### III.10.3. Organes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. Nous citons :

• Robinet vanne à opercule : sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale.

La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire.

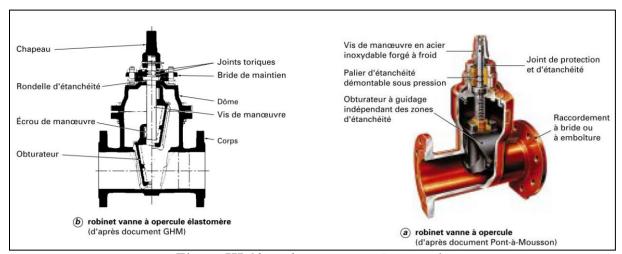


Figure III.10: Robinets vannes à opercule

Robinet vanne papillon : sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture. Elles sont généralement placées prioritaire sur le réseau primaire



Figure III.11: Robinets vannes papillon (d'après document Pont-à-Mousson)

#### III.10.4. Organes de raccordement

#### On distingue:

- Les coudes : destinés pour le changement de direction ;
- Les tés : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- Les cônes : joignent des conduites de diamètres différentes.

# III.11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir : l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, on a choisi le PEHD comme matériau. Par conséquent, cette étude technico-économique des diamètres nous a permis de choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon, permettant ainsi d'acheminer l'eau avec le moindre coût jusqu'aux réservoirs de stockage en passant par trois stations de pompage.

# CHAPITRE IV Les réservoirs

CHAPITRE IV

Les réservoirs

#### IV.1. Introduction

Avant d'être distribuée, l'eau est stockée dans des réservoirs ou châteaux d'eau. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Ils permettent de « lisser » les points de la demande en eau au cours de la journée. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incident sur le réseau d'eau potable.

#### IV.2. Rôle et Fonction des réservoirs

La conception et le dimensionnement du réservoir doit tenir compte des débits disponibles de la ressource, de l'alimentation continue (24h), d'un volume de réserve de 24h en cas de rupture d'alimentation du réservoir, de la mise en sécurité du réservoir par l'amont (dispositif de fermeture en cas de pollution) et éventuellement la réserve incendie

La capacité d'un réservoir de réseau d'eau potable et la durée de stockage de l'eau dans ce réservoir dépendent des fonctions que le réservoir doit remplir et de son régime d'exploitation dans le système de distribution de l'eau.

Les fonctions pouvant être assurées par un réservoir sont les suivantes [9] :

#### La régulation de débit

Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Les ouvrages de production sont généralement dimensionnés pour fournir le volume correspondant à la consommation journalière totale de pointe, avec un temps journalier de fonctionnement compris entre 16 et 20 heures.

Or, la consommation journalière présente des fluctuations importantes : il est donc judicieux, du point de vue technique et économique, de faire jouer aux réservoirs un rôle d'appoint pour la satisfaction des besoins horaires de pointe.

La présence des réservoirs permet donc de limiter le dimensionnement des équipements de pompage.

## La régulation de la pression

Le réservoir est un ouvrage régulateur de pression puisque son niveau conditionne, aux pertes de charges près, la cote piézométrique et donc la pression dans le réseau.

#### La sécurité d'approvisionnement

Le réservoir permet de maintenir la distribution dans l'éventualité d'un accident sur les équipements d'alimentation du réseau : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, pannes d'origines diverses de la station de pompage, rupture d'une canalisation

CHAPITRE IV

Les réservoirs

d'adduction... Les réserves de sécurité sont déterminées sur la base de l'évaluation du risque et de la durée probable de dysfonctionnement.

#### La simplification de l'exploitation

Le réservoir facilite les opérations d'exploitation en permettant les arrêts pour entretien ou séparation de certains équipements : ouvrage de production, station de pompage, canalisation d'adduction...

#### ➤ Lutte incendie

Le réservoir permet de mettre à disposition de l'eau pour la lutte contre l'incendie en accord avec les prescriptions locales.

Il convient d'augmenter les réserves de sécurité si le système de distribution sert à la lutte contre l'incendie. De telles réserves peuvent ne pas être nécessaires s'il y a déjà une grande capacité de stockage. Souvent, on peut effectuer des arrangements temporaires pour couvrir la demande d'urgence pour la lutte contre l'incendie.

## IV.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés d'après [5] :

#### a) La situation des lieux :

On distingue trois types de réservoirs suivant la situation des lieux :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés.

# b) Leur forme:

On distingue quatre types de réservoirs suivant leur forme :

- Carré.
- Rectangulaire.
- Formes quelconque.
- Circulaire

#### c) La nature des matériaux :

On distingue quatre types de réservoirs suivant la nature des matériaux :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé.
- Les réservoirs en béton précontraint.

# IV.4. Choix du type du réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Ethnocentrie lus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

# IV.5. Emplacement du réservoir

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures [10].

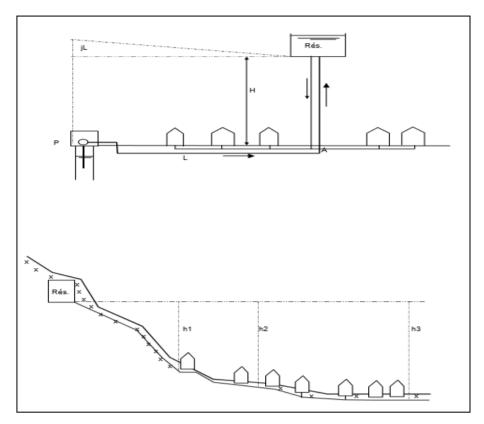


Figure IV.1 : emplacement du réservoir

# IV.6. Les équipements du réservoir

Un réservoir doit être équipé par [5] :

- Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction);
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de by-pass, dans certain cas
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir

#### 1) Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage ; par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclanchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

#### 2) Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite).

# 3) Conduite de trop plein :

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Pour éviter d'éventuelle pollution ou introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, on aménagera un joint hydraulique, constitué par un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de la conduite.

#### 4) Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir ou le château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop—plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé. Il

#### 5) Conduite de by-pass:

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle assure la distribution pendant le nettoyage, son fonctionnement est le suivant [5] :

- Fonctionnement normal: les vannes 1 et 2 sont ouvertes, la vanne 3 est fermée.
- En by-pass : les vannes 1 et 2 sont fermées, la vanne 3 est ouverte.

#### 6) Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. On a deux systèmes [5] :

#### > Système à deux prises

Ce système est rarement utilisé, du fait que la réserve d'incendie étant constamment plein et n'est pas convenablement renouvelé. En temps normal, '1' est fermée et '2' ouverte. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir '1'. Mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

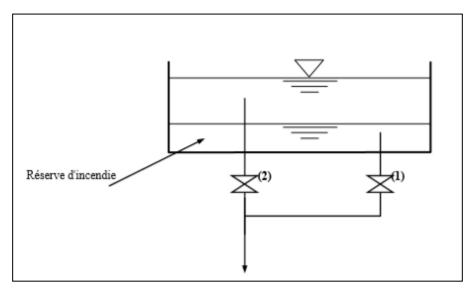


Figure IV.2 : Système à deux prises.

## > Système à siphon

Ce système à l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie quand le niveau atteint son niveau minimum, le siphon se désamorce. En temps normal "1" et "3" ouvertes, "2" fermée. En cas de sinistre, on ouvre la vanne "2". Cette dernière sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

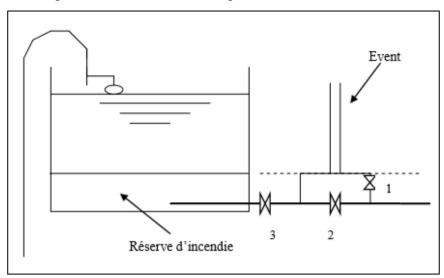


Figure IV.3 : Système à siphon

## 7) Les joints d'étanchéité:

Il faudra veiller aux traversées des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment [11].

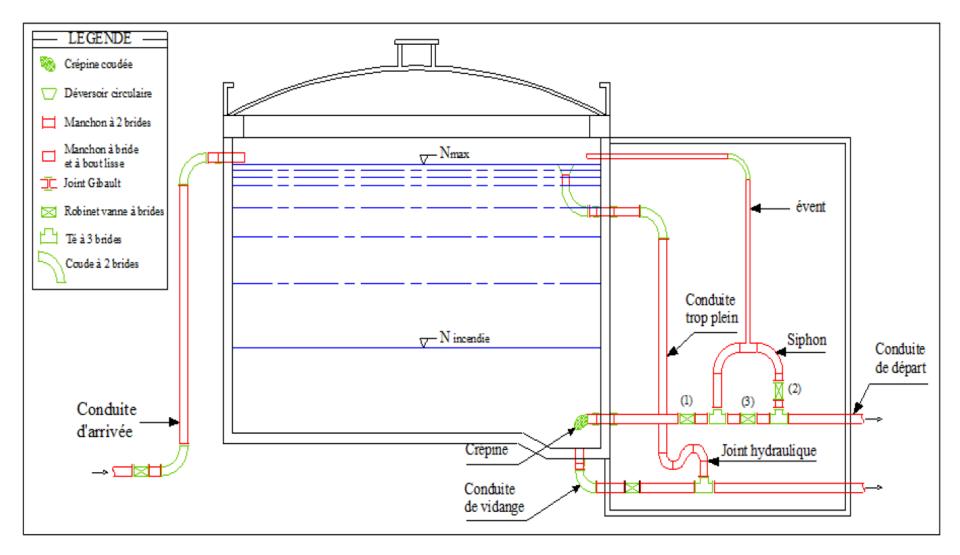


Figure IV.4 : Schéma générale de réservoir.

# IV.7. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne. Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que [11] :

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

# IV.8. Dimensionnement des stations de reprises

La station de reprise est équipée d'un ouvrage de transaction d'eau, avec une capacité bien déterminée et une station de pompage permettent le refoulement, l'adduction par refoulement jusqu'au le réservoir final qui s'effectue par deux stations de reprise SR01, SR02.

D'où la formule de calcul sera présentée comme suite :

$$VSR = (Qmaxj \times t)/T$$
 (IV.1)

Avec:

- Qmax j : débit entrant dans la station de reprise (m3/j) ;
- T: le temps de pompage (20 heures);
- VSR : volume de la station de reprise (m3) ;
- t : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (1/4 heure).

# IV.9. Calcul de la Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations de débit rentrant et sortant, en d'autre terme, du mode d'adduction (apport) et de la consommation journalière de l'agglomération.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement.

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- ✓ Méthode analytique ;
- ✓ Méthode graphique.

#### IV.9.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir.

#### IV.9.2. Volume utile de stockage

Capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir est déterminé par la formule Suivante :

$$Vmax = \frac{P\% \times Qmax.j}{100}$$
 (IV.2)

- Vmax : volume de réservoir maximal (m³)
- Qmax.j : débit maximal de journalier (m³/j)
- P%: résidu maximal dans le réservoir (%).

## IV.9.3. Détermination la valeur de P(%)

Détermination de la valeur de P'% Le tableau de distribution du débit journalier sur les heures du jour, nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures, afin de déterminer V :

- On va repartir ensuite le débit de pompage suivant les heures de la journée (soit 20 heures).
- Pour chaque heure de la journée, on fait la différence entre l'apport et la consommation que l'on rapportera dans la colonne du déficit ou du surplus suivant son signe.
- On calcul la valeur du résidu de chaque heure et la valeur (P'%) sera utilisée pour le calcul du volume de réservoir.

$$(P\% = |P^{+}_{max}| + |P^{-}_{min}|)$$

Avec:

- |P<sup>+</sup><sub>max</sub>|: la valeur maximale du résidu (%);
- | P<sub>min</sub>|: la valeur minimale du résidu (%).

#### IV.9.4. Volume total de réservoir

Le volume total du réservoir sera déterminé en rajoutant au volume trouvé V une réserve d'incendie de 120 m<sup>3</sup>.

Donc le volume total du réservoir est :

$$V_t = V_{max} + V_{inc} (IV.3)$$

Avec:

- Vt : volume total du réservoir (m<sup>3</sup>)
- Vmax : volume de réservoir maximal (m<sup>3</sup>)
- Vinc : volume d'incendie (Vinc=120m<sup>3</sup>)

# IV.9.5. Méthode graphique

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variations horaires et de la courbe d'apport des débits. On trace sur même graphe les courbes cumulées des débits et de consommation en fonction du temps, la capacité de réservoir est déduite en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux courbes.

## IV.10. Partie de calcul

# IV.10.1. Dimensionnement de la bâche de la station de pompage 1

La bâche à eau de la première station de pompage est considérée comme un réservoir vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir de la source Aghbala.

La station de pompage est située à la cote de 465,2 m, elle reçoit un débit de 432 m<sup>3</sup>/j.

Le calcul de la capacité de la bâche 01 sera présenté dans le tableau (III.1) suivant :

**Tableau IV. 1 :** Détermination la capacité de la bâche 01.

heure	apport %	refoulement %	surplus%	déficit%	résidu%
0-1	4,167	5		0,833	-0,833
1-2	4,167	5		0,833	-1,666
2-3	4,167	5		0,833	-2,499
3-4	4,167	5		0,833	-3,332
4-5	4,166	5		0,834	-4,166
5-6	4,166	5		0,834	-5,000
6-7	4,166	5		0,834	-5,834
7-8	4,166	5		0,834	-6,668
8-9	4,167	5		0,833	-7,501
9-10	4,167	5		0,833	-8,334
10-11	4,167	5		0,833	-9,167
11-12	4,167	5		0,833	-10,000
12-13	4,166	5		0,834	-10,834
13-14	4,166	5		0,834	-11,668
14-15	4,166	5		0,834	-12,502
15-16	4,166	5		0,834	-13,336

16-17	4,167	5		0,833	-14,169
17-18	4,167	5		0,833	-15,003
18-19	4,167	5		0,833	-15,836
19-20	4,167	5		0,833	-16,669
20-21	4,167	0	4,167		-12,502
21-22	4,167	0	4,167		-8,335
22-23	4,167	0	4,167		-4,168
23-24	4,167	0	4,167		0
totale	100	100	_	_	_

• D'où la valeur de P (%) est :

P% = |-16.669| + |0| = 16.669(%).

• Donc le volume total est

Vbache1 =  $(16.669 \times 432) / 100 = 72.012 \text{ m}$ 3.

Donc on opte pour une bâche à eau de 100 m³

Après avoir calculé la capacité de la bâche d'aspiration de la première station de pompage, on fixe sa hauteur de 3.5 m et son diamètre sera déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{H \times \pi}} \tag{IV.4}$$

Donc:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 100}{3.5 \times 3.14}} = 6.03 \text{ m}$$

On prend : D = 6 m

## IV.10.2. Calcul de la capacité de la station de reprise SR1

La station de reprise 01 qui joue le rôle de transitoire, se trouve à la côte de **583.74 m**et reçoit un débit de**6 l/s** donc **518.4 m³/j**. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge est généralement estimé à un quart d'heure (15 min).

Le volume de la station de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V = (Qmax \times t) / T (IV.5)$$

Avec:

- Qmax =  $518.4 \text{ m}^3/\text{j}$ ;
- t=15 min;
- ◆ T=20 h.

Donc:

$$VSR01 = (518.4 \times 0.25) / 20 = 6.48 \text{ m}^3$$

On opte pour une station de reprise de 10 m³

Après avoir déterminé la capacité de SR01, on fixe la hauteur **h=3.5 m**, leur diamètre sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 10}{3.5 \times 3.14}} = 1.91 \text{ m}$$

On prend: D=2 m

# IV.10.3. Calcul de la capacité de la station de reprise SR02

La station de reprise 02 qui joue le rôle de transitoire, qui se trouve à la côte de 710.1m qui reçoit même débit de SR01. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge est généralement estimé à un quart d'heure (15 min).

Le volume de la station de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$VSR02 = (Qmax \times t) / T$$
 (IV.6)

 $VSR02 = (518.4 \times 0.25) / 20 = 6.48 \text{ m}^3$ 

On opte pour une station de reprise de 10 m<sup>3</sup>

Après avoir déterminé la capacité de SR02, on fixe la hauteur **h=3.5 m**, leur diamètre sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 10}{3.5 \times 3.14}} = 1.91 \text{ m}$$

On prend : D=2 m

#### IV.10.4. Vérification de la capacité du réservoir existant

Selon la méthode analytique, La vérification de la capacité du réservoir est donnée dans le tableau (IV.2) suivant :

**Tableau IV.2**: Vérification de la capacité du réservoir par la méthode analytique.

Heure	apport %	distribution	surplus%	déficit%	résidu%
0-1	5	1	4		4
1-2	5	1	4		8
2-3	5	1	4		12
3-4	5	1	4		16
4-5	5	2	3		19
5-6	5	3	2		21
6-7	5	5	0		21
7-8	5	6,5		1,5	19,5

8-9	5	6,5		1,5	18
9-10	5	5,5		0,5	17,5
10-11	5	4,5	0,5		18
11-12	5	5,5		0,5	17,5
12-13	5	7		2	15,5
13-14	5	7		2	13,5
14-15	5	5,5		0,5	13
15-16	5	4,5	0,5		13,5
16-17	5	5	0		13,5
17-18	5	6,5		1,5	12
18-19	5	6,5		1,5	10,5
19-20	5	5	0		10,5
20-21	0	4,5		4,5	6
21-22	0	3		3	3
22-23	0	2		2	1
23-24	0	1		1	0
totale	100	100			

D'où la récapitulation des résultats est donnée dans le tableau (IV.3) suivant :

Tableau IV.3 : récapitulation des résultats :

$ \mathbf{P}^{+}_{\max} $	P-min	P%	Qmax.j	$\mathbf{V}_{ ext{max}}$	${f V}_{f inc}$	$\mathbf{V}_{\mathbf{t}}$
21	0	21	1 261,44	264,90	120,00	384,90

On remarque que la capacité des réservoirs existants est suffisante pour satisfaire les besoins en eau (deux réservoirs de 500m3 = 1000 m3)

# **IV.11. Conclusion**

Dans ce chapitre, notre étude était basée sur les ouvrages de stockages et dimensionnements des stations de reprises, dans le but de satisfaire les besoins en eau de la zone d'étude à horizon 2045, ce qui nous amenait à projeter deux stations de reprises pour la partie comporte l'adduction par refoulement vers le réservoir final.

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous parait nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, où cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.

# CHAPITRE V Etude et choix des pompes

#### V.1. Introduction

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

Ce chapitre à pour but, l'étude et le choix des pompes idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de chaque station de pompage.

# V.2. Définition des pompes

On appelle pompe du nom italien « pompa » toutes machines hydrauliques qui servent à déplacer les liquides d'une région de basse pression vers une région à grande pression. Son fonctionnement consiste à produire une différence de pression entre la région d'aspiration et la région de refoulement au moyen de l'organe actif (piston, roue,...etc.) de la pompe. Du point de vue physique, la pompe transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Les pompes autant que machines, sont les pièces maîtresses qui donnent la vie aux unités de pétrole et au gaz. Leur choix et leur installation doivent faire l'objet de soins tout particulier de la part des services d'études, de même leur entretien requiert une des spécialistes très qualifiées, afin qu'elles puissent assurer dans les meilleurs conditions un service continu pendant une longue durée [12].



Figure V.1 : Pompe à eau

# V.3. Classification des pompes

Il existe deux grandes catégories de pompes :

- Les turbopompes,
- Les pompes volumétriques [10].

L'utilisation d'un type de pompes ou d'un autre dépend des conditions d'écoulement du fluide. De manière générale, si on veut augmenter la pression d'un fluide on utilisera plutôt les pompes volumétriques, tandis que si on veut augmenter le débit on utilisera plutôt les pompes centrifuges.

Dans les turbopompes 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.

Dans les pompes volumétriques, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement)[13].

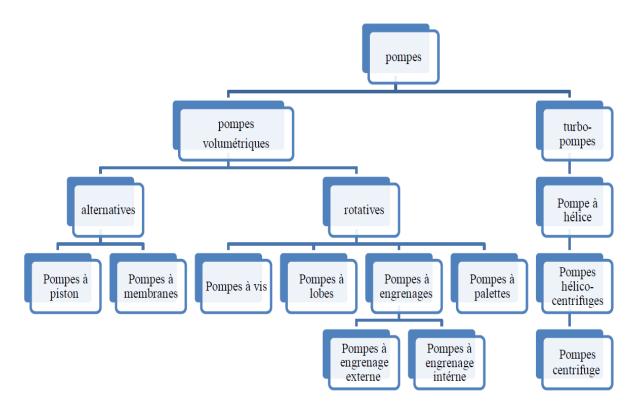


Figure V.2: Classification des pompes

#### V.3.1. Les pompes volumétriques

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

- translation
- rotation
- ou mixte (translation et rotation)

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

## > Pompe à piston

Ces machines ont un fonctionnement alternatif et nécessitent un jeu de soupapes ou de clapet pour obtenir tantôt l'aspiration du fluide, tantôt le refoulement. Le principal défaut de cette machine est de donner un débit pulsé et par suite des a coups de pression, qu'on peut atténuer grâce à un pot anti bélier sur la conduite de refoulement. On peut aussi concevoir une machine mieux équilibrée par association de plusieurs pistons travaillant avec un déphasage judicieux...

Les pompes à piston sont robustes et ont de bons rendements au-dessus d'une certaine taille. Elles peuvent être utilisées comme pompes doseuses, on les trouve d'ailleurs assez souvent avec des pistons à course réglables.

L'étanchéité de ce type de pompes ne leur permet pas de travailler avec des fluides possédant des particules solides.

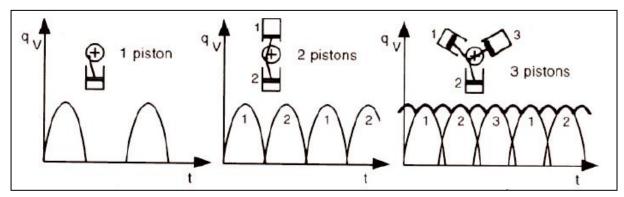


Figure V.3: débit fourni par une pompe à 1,2 et 3 pistons

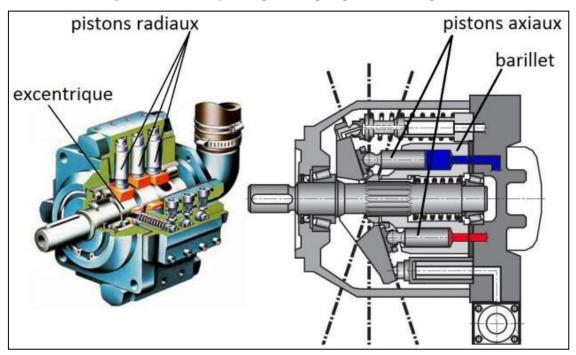


Figure V.4: Pompes à piston

# > Pompe à diaphragme

Dans les pompes à diaphragme, appelées aussi pompes à membrane, le fluide n'entre pas en contact avec les éléments mobiles de la machine. Ces pompes sont donc bien adaptées au pompage des liquides corrosifs ou/et chargés de particules solides [14].

Tableau V.1 : les avantages et les inconvénients d'une pompe à diaphragme

Les avantages	Les inconvénients
- Fonctionnement à sec sans	- Débit limité
dommage	<ul> <li>Viscosité assez faible</li> </ul>
- <b>Bon rendement</b> (>90%)	- Pompage de particules solides
- Pression au refoulement très	impossible.
importante	- Bon fonctionnement que si
- Débit réglable	étanchéité parfaite entre le cylindre et le piston
	- Pulsation importante au refoulement

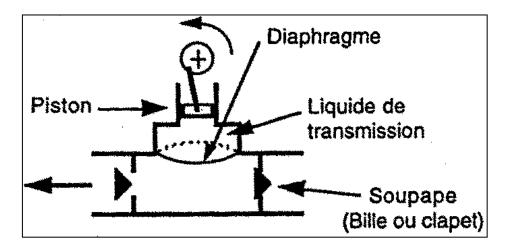


Figure V.5: schéma de principe des pompes à diaphragme



Figure V.6: Pompes à diaphragme

#### > Pompe à engrenage

Deux pignons tournent en sens inverse dans un carter. Le fluide situé entre les dents et la paroi du carter est contraint d'avancer au cours de la rotation, tandis qu'au centre, le contact permanent entre les deux pignons empêche le retour du fluide vers l'amont malgré la différence de pression et le déplacement des dents qui se fait en direction de l'entrée.

Ces pompes peuvent fournir un débit de l'ordre de 80 à 100m3/h et des pressions maximales de l'ordre de 10 à 15 bar.

Le point faible de ces pompes est l'usure des dents qui se traduit par des fuites [14].

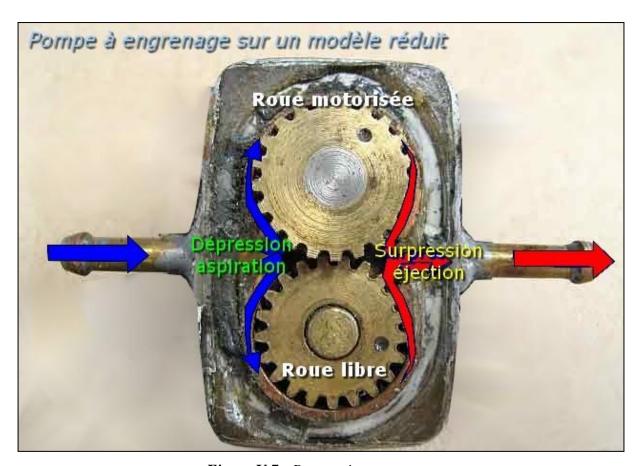


Figure V.7: Pompes à engrenages

#### ➢ Pompes à lobes

Le principe reste le même que celui d'une pompe à engrenages externes classique à ceci près que les dents ont une forme bien spécifique et qu'il n'y a que deux ou trois dents (lobes) par engrenage.

Les rotors ne sont jamais en contact et pour ce faire, sont entraînés par des engrenages externes. De ce fait, le pouvoir d'aspiration reste faible.

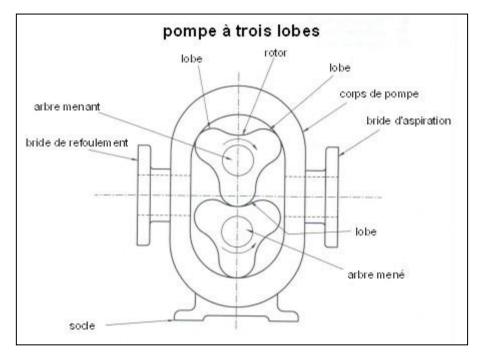


Figure V.8 : Pompes à lobes

## > Pompes à vis

Elles sont formées de deux ou trois vis suivant les modèles. Dans le cas d'une pompe à trois vis, la vis centrale seule est motrice, les deux autres sont entraînées par la première. Dans le cas d'une pompe à deux vis, celles-ci sont souvent toutes deux entraînées par un jeu de pignons extérieurs. Ces pompes peuvent tourner vite (3000tr/min). Elles sont silencieuses et permettent d'atteindre des pressions assez élevées

(100 bar). Par contre, elles n'admettent pas de particules solides.

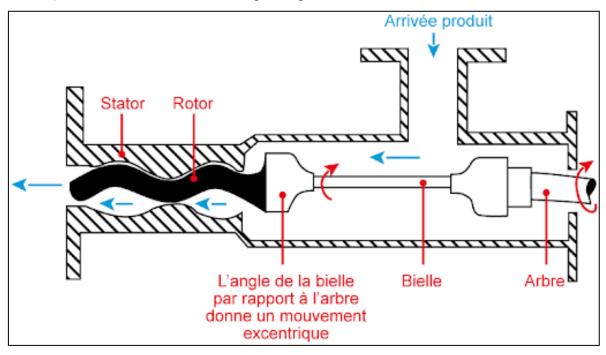


Figure V.9: Pompes à vis.

#### **Pompes à palettes :**

C'est le classique « pompe à vide ». Un rotor excentré tourne dans un cylindre fixe. Sur ce rotor, des palettes, libres de se mouvoir radialement, et poussées par des ressorts s'appliquent sur la face intérieure du cylindre fixe. Les espaces ainsi délimités varient au cours de la rotation et créé les dépressions nécessaires au fonctionnement d'une pompe volumétrique. Ces pompes conviennent bien aux gaz [14].

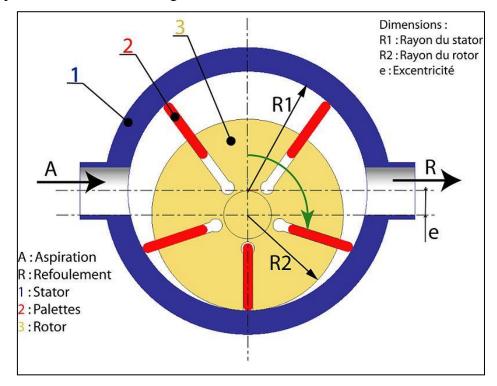


Figure V.10: pompe à palette

#### V.3.2. Les turbopompes

Les turbopompes sont actuellement les plus employées dans le domaine d'hydraulique, Pour les avantages [15] :

- Ce sont des machines de construction simple, sans clapet ou soupape, d'utilisation facile et peu coûteuses.
- À caractéristiques égales, elles sont plus compactes que les machines volumétriques
- Leur rendement est souvent meilleur que celui des « volumétriques »
- Elles sont adaptées à une très large gamme de liquides
- Leur débit est régulier et le fonctionnement silencieux
- En cas de colmatage partiel ou d'obstruction de la conduite de refoulement, la pompe centrifuge ne subit aucun dommage et l'installation ne risque pas d'éclater. La pompe se comporte alors comme un agitateur...

Du côté des inconvénients :

- Impossibilité de pomper des liquides trop visqueux
- Production d'une pression différentielle peu élevée
- Elles ne sont pas auto-amorçantes
- À l'arrêt ces pompes ne s'opposent pas à l'écoulement du liquide par gravité (donc, vannes à prévoir...)

Leurs principes de fonctionnement consistent en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement en moyens d'un organe actif de la pompe qui s'appelle la roue.

Selon le type de la roue et son mode d'action, les turbopompes sont classées en trois catégories [5] :

- Pompes à centrifuges ;
- Pompes hélices ;
- Pompes hélico-centrifuges.
- Les pompes à hélices :

Ou pompes axiale sont généralement fabriquées pour une gamme de débits de l'ordre de 150 à 1500 m<sup>3</sup>/h. Elles sont à axe vertical et leurs hauteurs manométriques varient de 1,5 à 3,0 m. Les pompes à hélices à plusieurs étages (c'est-à-dire de plusieurs roues sur le même arbre) peuvent avoir des hauteurs de refoulement de l'ordre de 10 m environ.



Figure V.11: pompe à hélice

# > Pompes hélico-centrifuge :

Les pompes hélico-centrifuges ne sont pas utilisées pour de faibles débits, car elles conduisent dans ce cas à des vitesses de rotation élevées ou très élevées.

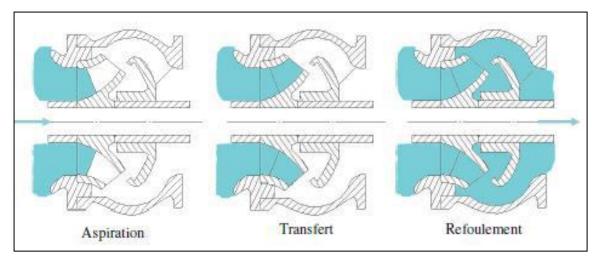


Figure V.12: pompe hélico-centrifuges.

# **Les pompes centrifuges :**

Une pompe centrifuge est une machine rotative qui pompe un liquide en le forçant ou travers d'une roue à aube ou d'une hélice appelée impulseur (souvent nommée improprement turbine).

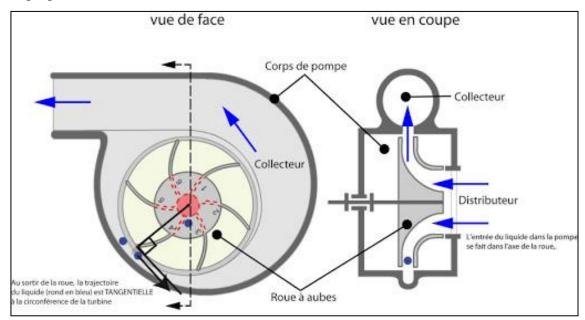


Figure V.13: Schéma d'une pompe centrifuge.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue :
  - Pompes centrifuges radiales;
  - Pompes centrifuges semi axiale.
- Suivant la forme du corps de la pompe :
  - Pompe à volute ou colimaçon;
  - A diffuseur circulaire.

- Suivant le nombre de roue :
  - Monocellulaire;
  - Multicellulaire.
- Suivant la position de son axe :
  - Pompe à axe horizontal;
  - Pompe à axe vertical.

# V.4. Le choix des pompes

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir [5] :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale.
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée.
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.
- Vérifier la condition de non cavitation.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrants.
- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables.
- Elles sont capables de travailler dans des conditions de rendement très élevées.

# V.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

#### V.5.1. Le débit(Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps. Il s'exprime en mètres cubes par seconde (m3/s) ou plus pratiquement en mètres cubes par heure (m3/h).

#### V.5.2. La hauteur manométrique

On appelle hauteur manométrique d'une pompe, l'énergie fournie par la pompe par unité de poids du liquide qui la traverse. Elle s'exprime en mètre (m) et se détermine par la formule suivante :

$$HMT = Hg + \Delta HT \tag{V.1}$$

Avec:

Hmt: La hauteur manométrique totale en (m);

Hg: La hauteur géométrique en (m);

 $\Delta$ HT: Pertes de charge totale (m).

#### V.5.3. Les puissances

On distingue deux types de puissance :

# a) La puissance absorbée par la pompe (Pa)

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

$$Pa = \frac{g \times Hmt \times Q}{\eta} \tag{V.2}$$

# b) La puissance utile(Pu):

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$Pu = g \times HMT \times Q \tag{V.3}$$

Avec:

Pu: puissance utile par la pompe (KW).

Q: Débit refoulé (m3/s).

HMT : hauteur manométrique totale (M.C.E).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²).

#### V-5-4- Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile Pu et la puissance absorbée par la pompe Pa, noté n.

$$\eta = \frac{Pu}{Pa} \tag{V.4}$$

#### V-6- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont :

#### **❖** La courbe hauteur-débit « H=f(Q) »

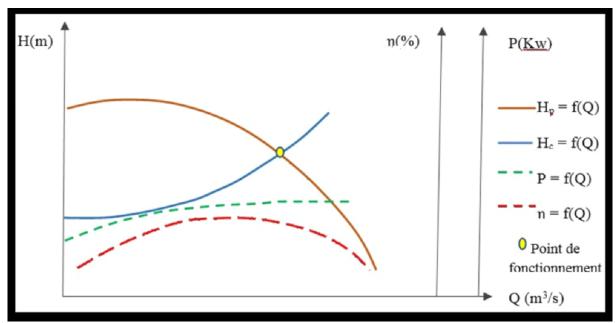
Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

#### La courbe rendement-débit « η=f(Q) »

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

#### **❖** La courbe de la puissance absorbée « P=f(Q) »

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe.



Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure suivante :

Figure V.14: Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

# V.7 Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales engendrées en fonction du débit véhiculé, c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$Hc = R \times Q^2 + Hg \tag{V.5}$$

Avec:

Hg: Hauteur géométrique (m)

R × Q2 : La valeur de la perte de charge au point désiré.

Q : Débit véhiculé par la conduite (m3/s) ;

R : Résistance de la conduite déterminée par la formule suivante :

$$R = 1.1 \times \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times D^5 \times g} \tag{V.6}$$

Avec:

D: Le diamètre de la conduite (m);

L: La longueur de la conduite (m);

g: L'accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s);

 $\lambda$ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

# V.8 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe et celle de la conduite de refoulement.

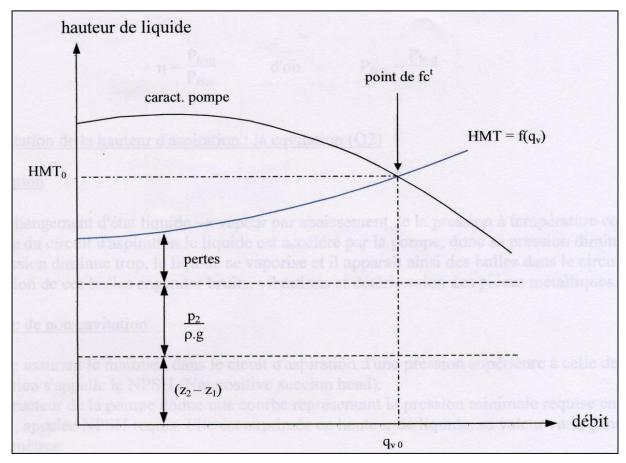


Figure V.15: Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

#### a) Première variante : réduction ou augmentation du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est T1 = 20 h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times O1 \ (m3)$$
 (V.7)

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q2) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$Q1 \times T1 = Q2 \times T2 \tag{V.8}$$

Donc le nouveau temps de pompage (T2) est donné par :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \tag{V.9}$$

**b) Deuxième variante :** régulation par étouffement (le vannage ou création des pertes de charge)

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

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

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} \tag{V.10}$$

Avec:

H' = H1 + h (m)

Avec:

h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;

H': La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m);

η: Le rendement;

H1: La hauteur manométrique totale du point désiré.

c) Troisième variante : Rognage de la roue.

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même Vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D1}{D2} = (\frac{Q1}{Q2})^{0.5} = (\frac{H1}{H2})^{0.5}$$

Avec:

m: Coefficient de rognage;

D1 : Diamètre de la roue avant rognage ;

D2 : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (D2) sera :

$$D2 = \frac{D1}{m} \tag{V.11}$$

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

$$r = 1 - m (\%)$$
 (V.12)

Dans notre projet on opte pour des pompes centrifuges multicellulaires, Dans le cas cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

#### d) Quatrième variante : (Variation de la vitesse de rotation).

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

On trace ma parabole d'équation y = ax² (**courbe d'iso-rendement**) qui contient le point homologue qui passe par P1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3), on aura alors la nouvelle vitesse de rotation N'donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \tag{V.13}$$

L'équation du courbe iso rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \tag{V.14}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_{a3} = \frac{g \times H_1 \times Q_1}{\eta} \tag{V.15}$$

## V.9 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

# V.10. Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRI PUMP TUTOR », au lieu des catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tous ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

#### V.10.1. Tronçon n°1

- Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :
- Q = 5 1/s;
- Hg = 121.540 m;
- Hmt=136.599 m;

D'après le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe multicellulaire à axe horizontal et une autre de secours qui ont les caractéristiques identiques suivantes (Annexe):

- PompeHMU40-1/7A
- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile
  - > Données techniques et Caractéristiques du groupe électro pompe
- Q = 61/s
- H=137 m
- $\eta = 67\%$
- Pa = 12.5 KW
- NPSHr= 2.46m
- N = 2900 tr/min
- n. poles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Puissance moteurP2: 15kW
- Tension: 400 V
- Diamètre refoulement : DN40 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN65 (UNI PN16)

# ➤ Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 :

Elles sont représentées dans la figure (V-16) ci-dessous :

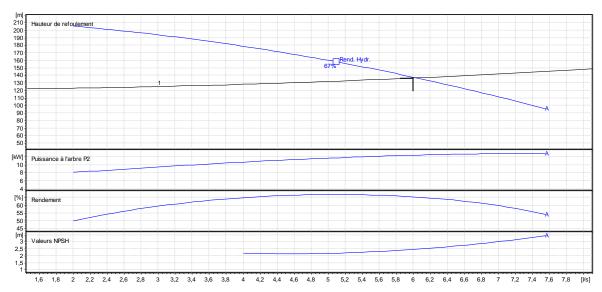


Figure V.16 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP1

- Le point de fonctionnement P2 (6l/s, 137 m)
- Le point désiré P1 (6l/s, 136.599 m)

D'après la figure (V.16) le point de fonctionnement coı̈ncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les caractéristiques de la pompe de la station de pompage n°1 et l'autre de secours sont identiques (voire l'annexe 3).

#### V.10.2. Tronçon $n^{\circ}2$ :

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 6 \frac{1}{s}$ ;
- Hg = 129.36 m;
- Hmt=138.19 m;

D'après le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe multicellulaire à axe horizontal et une autre de secours qui ont les caractéristiques identiques suivantes (Annexe):

#### Pompe HMU50-1/4D

- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier

- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

## > Données techniques et Caractéristiques du groupe électro pompe

- Q=6 1/s
- H=138 m
- $\eta = 62.6 \%$
- Pa = 13.2 KW
- NPSHr= 2.05 m
- N = 2904 tr/min
- n. poles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Puissance moteurP2: 22 kW
- Tension: 400 V
- Diamètre refoulement : DN50 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN80 (UNI PN16)

## ➤ Les courbes caractéristiques de la pompe du SP2 :

Elles sont représentées dans la figure (V-17) ci-dessous :

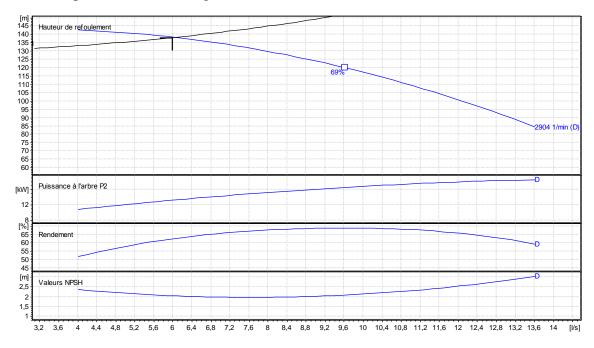


Figure V.17 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP2

- Le point de fonctionnement P2 (6 l/s, 138 m)
- Le point désiré P1 (6 l/s, 138.19 m)

D'après la figure (V.17) le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

Les caractéristiques de la pompe de la station de pompage n°2 et l'autre de secours sont identiques (voire l'annexe 4).

# **V.10.3.** Tronçon n°3:

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 6 \frac{1}{s}$ ;
- Hg = 114.84 m;
- Hmt=126.329 m;

D'après le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe multicellulaire à axe horizontal et une autre de secours qui ont les caractéristiques identiques suivantes (Annexe):

- Pompe HMU40-2/6<sup>E</sup>
- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile.

## > Données techniques et Caractéristiques du groupe électro pompe

- Q = 6.38 l/s
- H=128 m
- $\eta = 69.4 \%$
- Pa = 11.6 KW
- NPSHr= 1.98m
- N = 2900 tr/min
- n. poles : 2

• Fréquence : 50 Hz

• Puissance moteurP2: 18,5 kW

• Tension: 400 V

• Diamètre refoulement : DN40 (UNI PN40)

• Raccord d'aspiration : DN65 (UNI PN16)

# ➤ Les courbes caractéristiques de la pompe du SP3 :

Elles sont représentées dans la figure (V-18) ci-dessous :

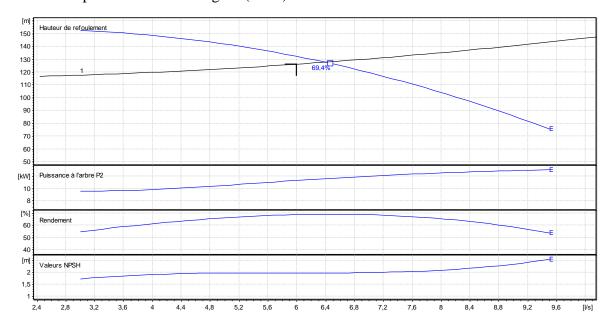


Figure V.18 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP3

- Le point de fonctionnement P2 (6.383 l/s, 128 m)
- Le point désiré P1 (6 l/s, 126.329 m)

D'après la figure (V.18) le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, par conséquent, cette pompe nécessite une modification.

Les caractéristiques de cette pompe et l'autre de secours sont identiques (voire l'annexe 5).

#### > Réalisation de point de fonctionnement

Les résultats de l'optimisation d'après le catalogue numérique CAPRARI sont :

- $Q = 6 \frac{1}{s}$
- H=126 m
- $\eta = 69.2 \%$
- Pa = 10.8 KW
- NPSHr= 1.92m
- N = 2846 tr/min

Hauteur de refoulement 140 130 69,4% 120 110 100 80 2846 1/min (E) 70 60 Puissance à l'arbre P2 [%] Rendement 50 40 [m] Valeurs NPSH 1,2 5,2

Les courbes caractéristiques sont représentées dans la figure suivant :

Figure V.19 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage SP3après l'optimisation.

Les caractéristiques de la pompe de la station de pompage n°3 et l'autre de secours sont identiques (voire l'annexe 6).

# V.11.phénomène de la cavitation

Lorsque l'on aspire un liquide dans un conduit on crée une dépression, si cette baisse de pression fait descendre la pression du liquide au-dessous de sa pression de vapeur saturante, le liquide se met en ébullition. (Production de vapeur), on appelle ce phénomène la cavitation. Ce phénomène s'accompagne souvent par de bruits violents et de vibrations importantes. Les effets de la cavitation sont nombreux selon le produit (température, tension de vapeur, densité) et le type de pompe (caractéristiques de fonctionnement et matériaux constitutifs)

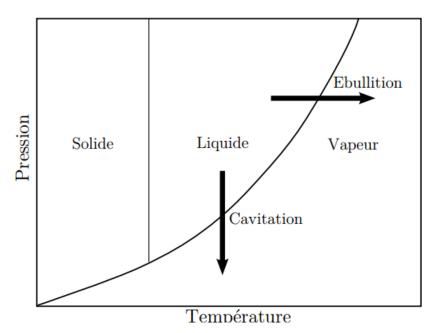


Figure V.20: Diagramme de changement de phase

Le phénomène d'ébullition est donc le même phénomène que la cavitation, Pour l'ébullition il s'agit de faire varier la pression a température constante, voir le diagramme (figure (V-20)).



Figure V.21 : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe

➤ NPSH (Net Positive Suction Head)

Le NPSH (charge totale nette à l'aspiration), est défini par la différence entre la pression disponible à l'entrée de la pompe et la pression de vapeur du liquide. Il est important de garder en mémoire que la pression de vapeur est différente en fonction des liquides et qu'elle varie en fonction de la température et de la pression atmosphérique. Il est indispensable de calculer toutes les pertes par friction, les pertes d'entrée et sortie et les pertes du processus générées dans les canalisations pour définir la pression d'aspiration disponible à la pompe.

Malheureusement, quand la pompe est installée nous subissons la pression nette disponible à la pompe.

$$NPSH = Ha - \frac{p_v}{\rho g} = \frac{p_a}{\rho g} + \frac{Va^2}{2g} + Za - \frac{p_v}{\rho g}$$

Avec : pression de vapeur du liquide, pa pression d'aspiration de la pompe, hauteur d'aspiration, va vitesse, Za altitude, g accélération due à la pesanteur et  $\rho$  masse volumique.

➤ NPSHr: La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend du type de la pompe et du point de fonctionnement.

Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit

> NPSHd : La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe

En pratique, pour qu'une pompe fonctionne sans cavitation, il faut vérifier que le *NPSHdisp*est supérieure du *NPSHreq*.

o Pour l'alimentation en dépression :

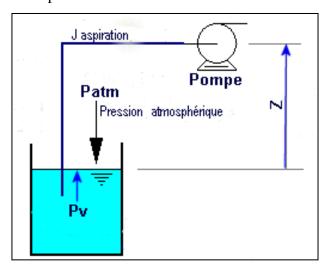


Figure V.22: schéma d'installation d'une pompe en dépression.

$$(NPSH)d = \frac{P0}{g \times \rho} - Ha - (Ja + Tv)$$

Avec:

- Ha: Hauteur d'aspiration en (m).

- Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).

- $\frac{P_0}{g \times \rho}$ : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- Tv = C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (tableau (V.2)).
- o Pour l'alimentation en charge :

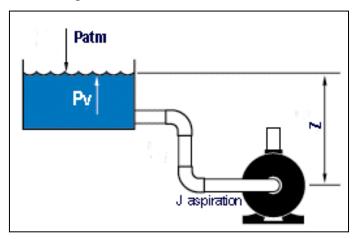


Figure V.23 : schéma d'installation d'une pompe en charge

$$(NPSH)d = \frac{P0}{g \times \rho} + Ha - (Ja + Tv)$$

#### Avec:

- Ha: Hauteur d'aspiration en (m).
- Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- $\frac{P0}{g \times \rho}$ : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- Tv = C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau V.2: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv (mce)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82	7.14	10.33

Tableau V.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P0}{g \times \rho}(m)$	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

#### V.11.1. Etude de la cavitation

D'où les trois pompes sont montées en charge, les résultats de l'étude de la cavitation sont :

Tableau V.4 : résultats de la charge nette d'aspiration disponible

N	cote de la	$\frac{P0}{g \times \rho}$ (m)	Ha (m)	Tv (mce)	NPSHd	NPSHr
19	pompe	g×ρ (III)	па (III <i>)</i>	IV (mce)	(mce)	(mce)
pompe 1	465,2	9,77176	5,8	0,238	15,33376	2,18
pompe 2	583,74	9,629512	3	0,238	12,391512	2,05
pompe 3	710,1	9,47788	3	0,238	12,23988	1,92

D'après le tableau on a NPSHd>NPSHr alors les pompes sont hors domaine de cavitation

#### V.12. Lutte anti cavitation

Pour limiter les effets nocifs de la cavitation et améliorer les plages d'utilisation des pompes, on peut agir de plusieurs façons :

- Améliorer le NPSH des pompes en agissant au niveau du dessin de la roue et des organes d'alimentation ;
- Limiter les conséquences de la cavitation (bruit, érosion, vibration) par une conception mécanique et un choix de matériaux adéquats
- Dans certains cas, utiliser un inducteur ou hélice de gavage installé à l'amont de la roue, principalement dans les pompes centrifuges
- Réduire l'aspiration de la pompe et augmenter la pression d'aspiration.
- Réduire la perte de charge dans la tuyauterie d'aspiration
- Réduire le débit de la pompe.
- Augmenter la hauteur d'aspiration.
- Si le phénomène persiste, choisissez une autre pompe

#### V.13. Causes de cavitation

Les principales causes à l'origine de l'apparition de la cavitation sont :

- la dépression due à une survitesse locale de l'écoulement provoquée par exemple par des réductions géométriques.
- les fluctuations turbulentes de la pression, le cisaillement élevé et les vortex provoquées par des instabilités de l'écoulement.
- la rugosité de paroi et la présence de germes de cavitation.

#### V.14. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR pour choisir le type de pompe adéquate. Pour la première station de pompage et les deux stations de reprises nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal.

D'après les calculs effectués pour les pompes, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir des installations de secours pour les trois pompes.

# CHAPITRE VI Protection des conduites

#### VI.1. Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale. En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Par conséquent, une meilleure protection des ouvrages est nécessaire pour prolonger leur durée de vie.

#### VI.2. Le phénomène du coup de bélier

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites contre ce phénomène.

#### IV.2.1. Définition

Les coups de bélier consistent en des oscillations de pression, surpressions et dépressions alternatives provoquées par une modification rapide du régime d'écoulement dans une conduite transportant un liquide. Ces oscillations parcourent la conduite, d'une de ses extrémités à l'autre, en un mouvement d'aller et retour périodique.

Il est à l'origine de variations importantes de la pression qui peuvent être soit supérieure à la pression nominale de la conduite, soit inférieure à la pression atmosphérique. C'est un désordre qu'on ne peut pas supprimer, mais qu'il faut contrôler afin qu'il reste dans les limites de prise en charge par les installations.

#### IV.2.2. Causes du phénomène

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes [16]:

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- Les coupures de l'alimentation électrique dans une station de pompage sont la cause la plus répandue du coup de bélier.

#### IV.2.3. Les conséquences du coup de bélier

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

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

#### a) La surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. La pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints

#### b) La dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à10 mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

#### c) Fatigue de la canalisation

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

#### IV.2.4. Analyse physique du phénomène

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L, qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées [17]:

**1re phase :** Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une dépression (l'eau se déprime). Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse a, donnée par la formule précitée. Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à "**L/a"** au bout duquel la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

**2éme phase**: Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/a (soit 2.L/a à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

**3ème phase** : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde dépression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit 3.L/a à partir du début du phénomène) toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée et immobile.

**4ème phase** : Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit4.L/a à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de " T = 4.L/a ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

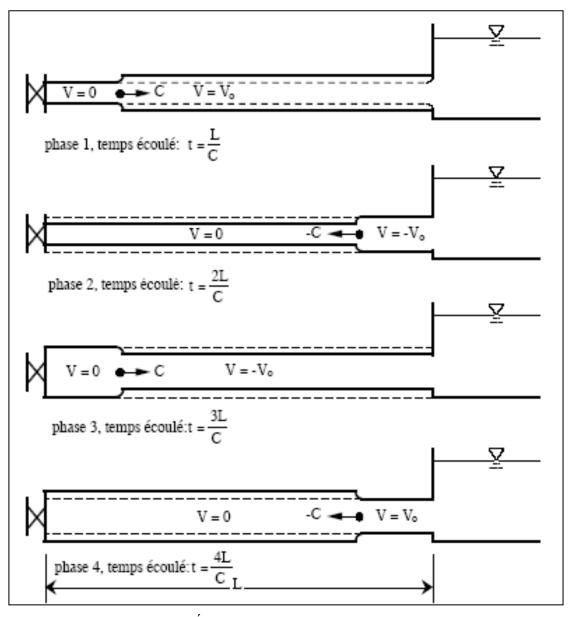


Figure VI.1: Étapes d'un cycle de variation de pression.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

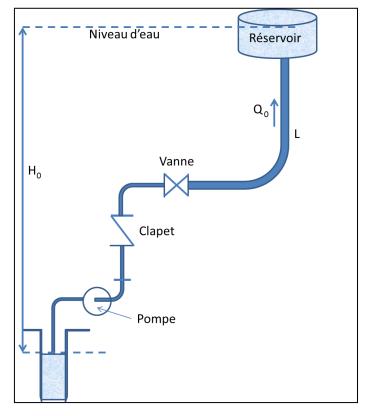


Figure VI.2 : cas de la conduite de refoulement

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3ème, 4ème ensuite 1ère et 2ème).

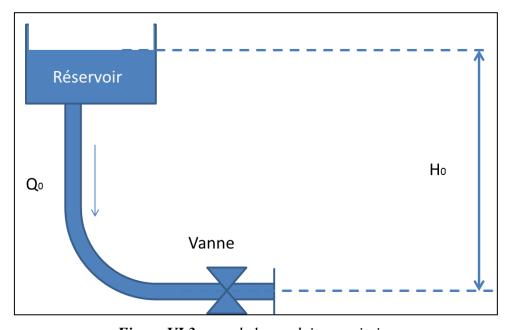


Figure VI.3 : cas de la conduite gravitaire

#### VI.2.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection contre les coups de bélier est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement. Toutefois, pour les grandes conduites, on peut aussi utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement (coupure ou disjonction du courant alimentant le moteur).

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier. On cherche alors à les limiter à une valeur compatible avec la résistance de la conduite : limitation de la surpression et/ou de la dépression. On utilise pour cela un appareil appelé an ti-bélier.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, pour la limitation des dépressions ;
- Les soupapes de décharge, pour la limitation des surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, pour la limitation, à la fois, des surpressions et des dépressions.
- a) Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.
  - Ce dispositif est le plus simple et protègera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.
- b) Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.
- c) Soupape de décharge : C'est appareils fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

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

**Tableau VI.1**: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier [16]

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de Décharge	Coût limité; Entretien et réglage facile; Ne consomme pas d'énergie; Indépendant d'une installation électrique;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort); Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; durée de vie Importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation Limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie Supplémentaire; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

Pour notre adduction on propose comme moyen de protection, le réservoir d'air car :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- Il est simple à installer
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il a un bon fonctionnement;
- Il a une bonne sécurité.

#### IV.2.6. Principe de fonctionnement du réservoir d'aire

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement Conduite— réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation.

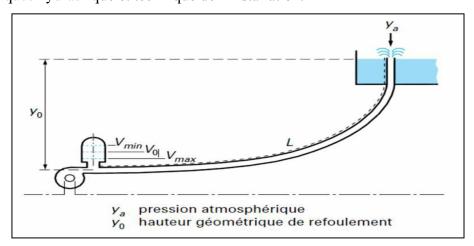


Figure VI.4: l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

#### VI.3. Définition des pressions

La pression est une notion physique fondamentale parfaitement définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface.

En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée, mais elle est complexe car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, les règles de l'art ou les régimes d'écoulement auxquelles on se réfère, on distingue :

#### VI.3.1. Pression maximale de service

La Pression Maximale de Service (PMS) est la pression dynamique la plus élevée en régime permanent sur le réseau. Cette valeur peut être variable sur un réseau de refoulement distribution et qui plus est, variée dans le temps. Si cette pression est invariable dans le temps, la pression dynamique devient la Pression de Service (PS).

#### VI.3.2. Pression de service

La Pression de Service (PS) est la pression dynamique d'un réseau lorsque ce dernier n'a qu'un seul régime de fonctionnement. Ces conditions sont rarement atteintes, le régime est souvent variable, ce terme de pression est donc à proscrire notamment auprès des fournisseurs.

#### VI.3.4. Pression statique

La pression statique est la pression supportée par le tuyau à débit nul. Cette pression est facile à définir lorsqu'il s'agit d'un simple refoulement sur un réservoir et particulièrement difficile à définir dans le cas d'un refoulement-distribution.

#### VI.3.5. Pression de fonctionnement admissible

La Pression de Fonctionnement Admissible (PFA) est la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service.

Cette norme est établie notamment dans la norme en 805.

#### VI.3.6. Pression nominale

La Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour la laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température, il faut donc prendre beaucoup de précaution lorsque l'on utilise cette notion pour dimensionner un réseau. Lorsque des paramètres, connus ou mal connus, ajoutent leurs effets à ceux de la pression statique, la durée de vie de la canalisation risque de s'en trouver diminuée par rapport aux conditions de références normalisées.

#### VI.3.7. Pression maximale admissible

Selon la norme EN 805, la Pression Maximale Admissible (PMA), est la pression y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.

**Remarque :** pour les conduites en PEHD le coefficient de sécurité de la conduite peut aller jusqu'à 20%.

#### VI.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service pour laquelle elle a était destinée.

- Dans le cas des conduites de refoulement, le coup de bélier résulte de l'arrêt brusque du groupe électropompe ;
- Dans le cas des conduites gravitaires, le coup de bélier résulte de l'ouverture ou de la fermeture rapide d'une vanne.

#### VI.4.1. Valeur numérique du coup de bélier

Les ondes de dépression et de surpression, générées par le coup de bélier sont caractérisées par une vitesse de propagation (célérité), donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \left(\frac{K \times D}{e}\right)}} \tag{VI.1}$$

Avec:

a: célérité d'ondes (m/s)

e : Epaisseur de la conduite (m).

D: Diamètre interne de la conduite (m).

K : Coefficient dépendent du matériau constituant la conduite.

**Tableau VI.2:** Valeurs du coefficient K

Matériau	K
Acier	0,5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0.59
PEHD	83
PEBD	5000
Béton	5
Amiante de ciment	4
PVC	33

Avec des dépressions selon la valeur déterminée du coup de Bélier ; nous distinguons deux cas :

 $\diamond$  Cas d'une fermeture brusque ( $T_P < 2L/a$ ):

Avec :2L/a: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est dans ce cas :

$$B = \frac{a.V_0}{g} \tag{VI.2}$$

Pour chaque tronçon, la pression dans la conduite est :

ightharpoonup En surpression : $\mathbf{H}_{S} = \mathbf{H}_{0} + \mathbf{b} \dots \dots (\mathbf{m})$ 

ightharpoonup En dépression :  $\mathbf{H_d} = \mathbf{H_0} - \mathbf{b} \dots \dots (\mathbf{m})$ 

Où:

H<sub>0</sub>: le point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = Hg + 10 \tag{VI.3}$$

Avec:

- Hg: Hauteur géométrique de refoulement;

- 10 : Pression atmosphérique ;

- Z0 : Pression absolue de la conduite.

 $\diamond$  Cas d'une fermeture lente  $(T_P > 2L/a)$ :

La valeur maximale du coup de bélier est dans ce cas :

$$B = \frac{2L.V_0}{g.T_p} \tag{VI.4}$$

Avec:

**B:** la valeur maximale du coup de bélier.

a : célérité des ondes.

 $V_0$ : vitesse d'écoulement.

**T**<sub>P</sub>: le temps d'un aller ou d'un retour.

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera au cas de la fermeture brusque.

#### VI.4.2. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs des suppressions et des dépressions pour le cas le plus défavorable (fermeture brusque) sont regroupées dans le tableau suivant :

Tronçon	Dext	D <sub>int</sub>	V	Hg	НО	a	В	Hs	Hd	PN
(n	(mm)	(mm)	(m/s)	(m)	(m)	(m/s)	(-)	(m)	(m)	(bar)
sp1-sr1	110	90	0,944	121,54	131,54	351,051	33,767	165,307	97,773	16
sr1-sr2	110	90	0,944	129,36	139,36	351,051	33,767	173,127	105,593	16
sr2-sr3	110	90	0,944	114,84	124,84	351,051	33,767	158,607	91,073	16

**Tableau VI.3:** Calcul des valeurs maximales du coup de bélier.

D'après le tableau (VI.3), nous constatons que les pressions maximales dues au régime transitoires sont dépassent dans certains tronçons la pression nominale.

De ce fait, il est impératif de prévoir une protection contre le coup de bélier par l'utilisation de réservoirs d'air.

#### VI.4.3. Choix des moyens de protection contre le coup de bélier

#### 1) Cas gravitaire

Pour les conduites gravitaires nous utiliserons les vannes à fermetures lentes. La formule de Michaud donne le temps de fermeture théorique ; comme on ne réalise pas de vannes assurant une variation du débit en fonction du temps, il faut majorer sensiblement le temps trouvé (par exemple le doubler).

Une vanne à fermeture lente ne protège pas la conduite contre un arrêt intempestif de la pompe, ou contre l'obstruction accidentelle par un corps étranger.

Le temps de fermeture :

$$T_f > \frac{2L}{a} \tag{VI.5}$$

La valeur du coup de bélier :

$$B = \frac{2 L V_0}{g T_f}$$
 (VI.6)

Dans notre cas, l'adduction gravitaire a une charge disponible de 1.92m et une longueur de 49.87m. De ce fait, nous pouvons négliger l'effet du coup de bélier dans ce tronçon.

#### 2) Cas de refoulement

Pour les conduites refoulement, nous utiliserons un réservoir d'air, qui est un réservoir cylindrique contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Il est placé à l'aval de la pompe. Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe.

On distingue différentes méthodes de calcul [5]:

#### • Méthode de VIBERT

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

#### • Méthode de BERGERON

Cette méthode a été mise au point à-peu-près simultanément par le Suisse OTHMAR SCHNYDER en 1929 et le français LOUIS BERGERON en 1931. Elle est connue en France sous le nom d'épure de BERGERON.

La méthode graphique est exactement une traduction graphique des équations aux caractéristiques établies précédemment et permet de résoudre tous les problèmes, aussi complexes soient-ils, mais c'est alors au prix d'un travail long et délicat.

Toutefois, cette méthode, qui a rendu de très grands services, reste encore très intéressante du point de vue de la compréhension physique du phénomène.

Les hypothèses simplificatrices introduites dans le calcul simplifie d'un réservoir d'air ne peuvent s'appliquer pour des installations très importantes.

D'ailleurs, on arriverait rapidement à des volumes du réservoir énormes. Il y a donc lieu de tenir compte de la réalité du phénomène et de sa propagation ondulatoire.

Par ailleurs, le fait de raccorder la cloche a air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entrainerait une succession d'oscillations qui ne seraient pas, ou que très peu amorties (le seul amortissement ne venant que des pertes de charge dans la conduite).

Il sera donc nécessaire de disposer à la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche [5].

Comme étranglement, on distingue [5] :

- Un diaphragme,
- Une tuyère,
- Un clapet à battant percé.

#### > Principe de calcul

Les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON après s'être fixé, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Le premier essai conduira peut-être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de d'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements. [5]

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe au préalable le volume initial du réservoir d'air U0, et son dispositif d'étranglement.
- En partant d'une vitesse prise arbitrairement "Vf" comme vitesse finale de l'eau dans l'intervalle du temps considère
- l'intervalle du temps est pris égal au d'aller et de retour de l'onde ;  $T = \frac{2L}{a}$
- L'accroissement ΔU du volume d'air du réservoir quand l'eau passe dans la conduite, ou sa diminution quand l'eau entre dans le réservoir, est donné par le volume d'eau que ce réservoir d'air verse dans la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime transitoire. Autrement dit, c'est le volume d'eau qui est transité dans la conduite de refoulement de section S pendant le temps T avec une vitesse moyenne V<sub>m</sub> qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de T.
- Donc la variation du volume d'aire :

$$\Delta U = S \times T \times Vm \tag{VI.7}$$

Avec:

S : Section de la conduite de refoulement (m2).

T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).

Vm : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s).

 Au cours des calculs, V<sub>m</sub> sera donc la moyenne arithmétique entre la vitesse finale (définitive) de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse finale qui sera choisie pour l'intervalle considéré :

$$V_{mi} = \frac{V_{i-1} + V_i}{2}$$
 (VI.8)

**Remarque :** Au cours des calculs, il faut faire attention aux vitesses négatives, cela signifie que l'eau passe de la conduite au réservoir d'air.

- on calcul successivement à la fin de chaque intervalle du temps, la pression dans le réservoir puis celle en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme fictif

Donc la nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$Z = (Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} / U^{-1,4}$$
 (VI.9)

#### Avec:

δ0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

Z0: Pression absolue.

U0: Volume d'air initial.

U: Nouveau volume d'air.

Z : Pression dans le réservoir d'air.

- A partir des calculs ci-dessus, la pression absolue se déduit comme suit :

✓ En faisant la différence  $\mathbf{Z} - \Delta \mathbf{h}_1$  quand l'eau monte.

✓ En faisant la somme  $\mathbf{Z} + \Delta \mathbf{h}_2$  quand l'eau descend.

- La pression finale absolue dans la conduite, en aval du point fictif des pertes de charge s'obtient :

✓ En faisant  $\mathbf{Z} - \Delta \mathbf{h}_1 - \delta$  quand l'eau monte.

✓ En faisant  $\mathbf{Z} + \Delta \mathbf{h}_2 + \delta$  quand l'eau descend.

 C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite (+ a/g) en un point et qui devra correspondre à la vitesse V<sub>f</sub> fixée au départ.

- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

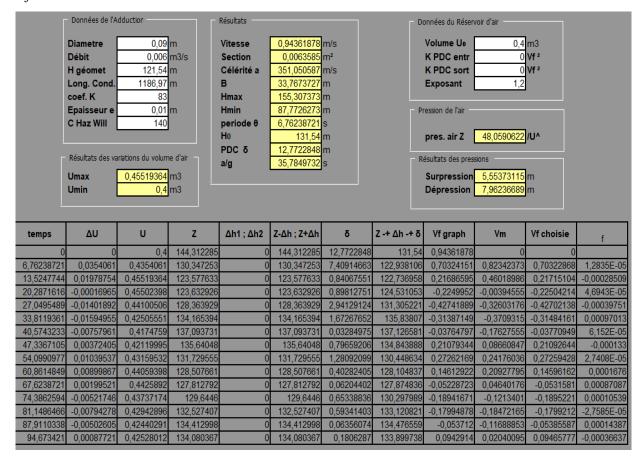
#### VI.4.4. Résultats de calcul du réservoir d'air

Nous utilisons un programme Excel pour calculer les différents paramètres du réservoir d'air pour les conduites en refoulement.

#### 1) Tronçon $n^{\circ}1$ (SP1-SR1):

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (VI.4) ci-dessous :

**Tableau VI.4 :** développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement SP1-SR1



A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = **5.55**m.
- La dépression maximale = **7.96** m.
- Le volume total du réservoir d'air qui sera majoré d'environ 20% pour assurer une sécurité vis-à-vis de la vidange, ainsi le volume du réservoir d'air sera :

$$Ut = Umax * 1.2 = 0.546 m^3$$

L'explication graphique est figurée sur la Coubre figure (V.5), montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

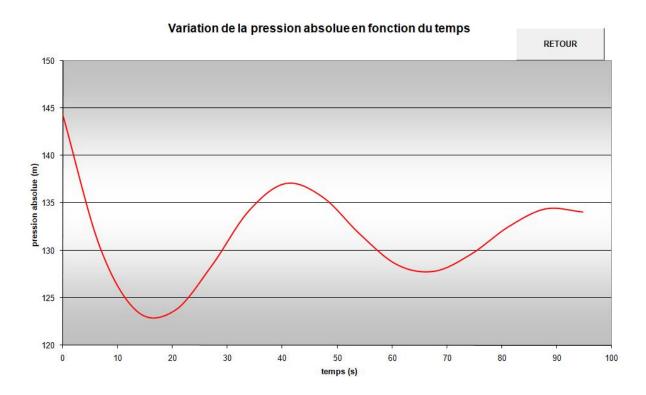


Figure VI.5 : variation de la pression absolue en fonction du temps pour le premier tronçon L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure (VI.6) :

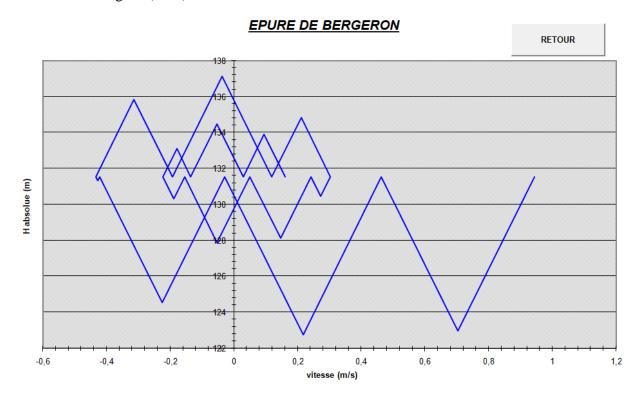


Figure VI.6: Epure de BERGERON pour le premier tronçon

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après :

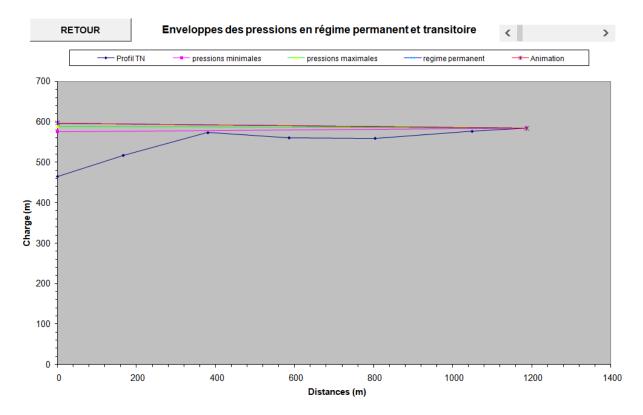
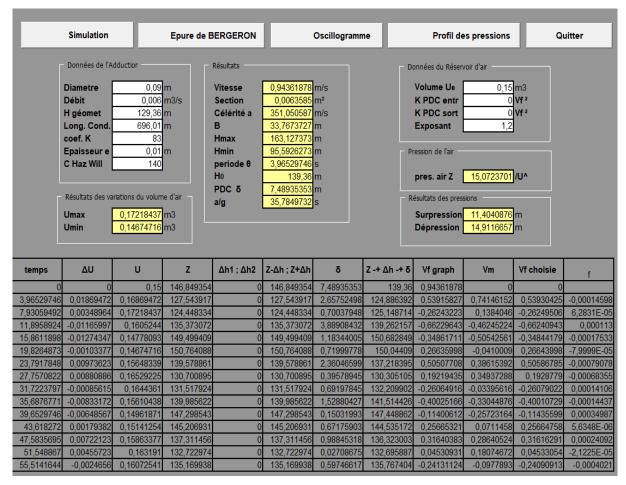


Figure VI.7 : Enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le premier tronçon

#### 1) Tronçon n°2 (SR1-SR2):

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (VI.5) ci-dessous :

**Tableau VI.5:** développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement SR1-SR2

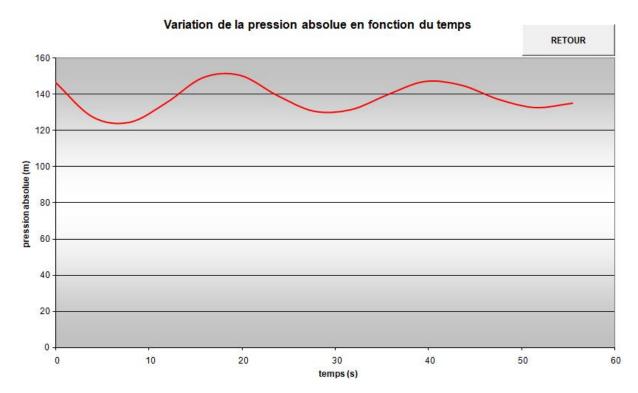


A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = **11.40**m.
- La dépression maximale = **14.91**m.
- Le volume total du réservoir d'air qui sera majoré d'environ 20% pour assurer une sécurité vis-à-vis de la vidange, ainsi le volume du réservoir d'air sera :

$$Ut = Umax * 1.2 = 0.21 m^3$$

L'explication graphique est figurée sur la Coubre figure (V.8), montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.



 $\emph{Figure}$  (V.8) : variation de la pression absolue en fonction du temps pour le deuxième tronçon

L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure (VI.9) :

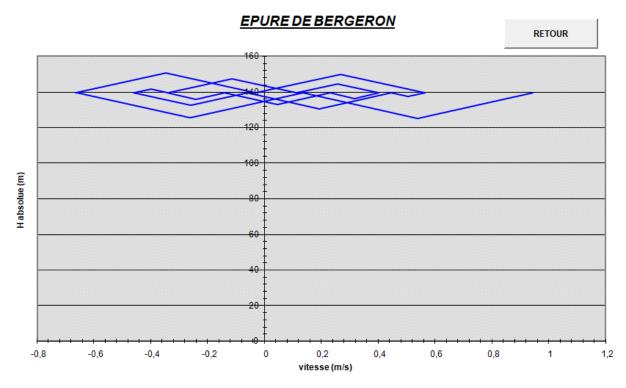


Figure VI.9: Epure de BERGERON pour le deuxième tronçon

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après :

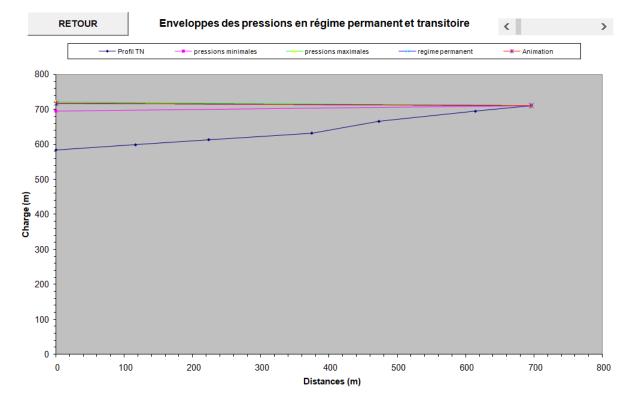
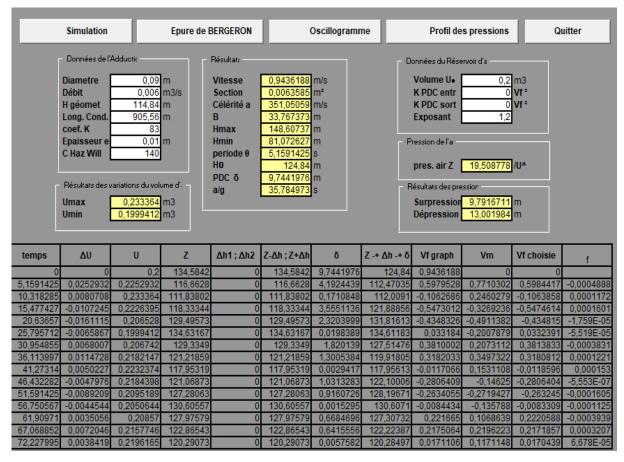


Figure VI.10: Enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le deuxième tronçon

#### 1) Tronçon n°3 (SR2-R):

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (VI.6) ci-dessous :

**Tableau (VI.6):** développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement SR2-R



A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = **9.79**m.
- La dépression maximale = **13** m.
- Le volume total du réservoir d'air qui sera majoré d'environ 20% pour assurer une sécurité vis-à-vis de la vidange, ainsi le volume du réservoir d'air sera :

$$Ut = Umax * 1.2 = 0.28 m^3$$

L'explication graphique est figurée sur la Coubre figure (V.11), montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

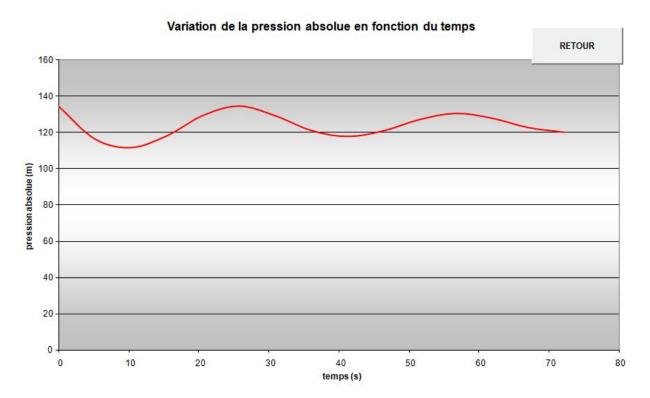


Figure (V.11) : variation de la pression absolue en fonction du temps pour le troisième tronçon

L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel dans la figure (VI.12) :

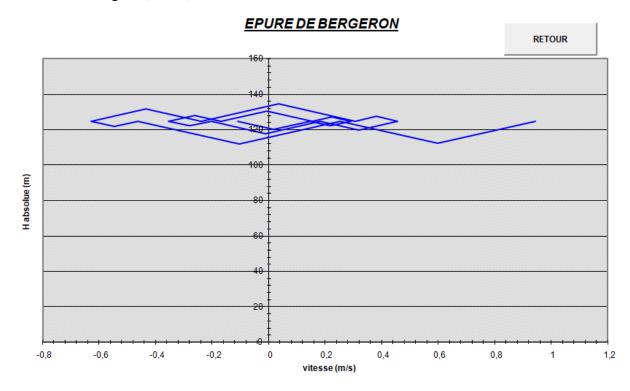


Figure VI.12: Epure de BERGERON pour le troisième tronçon

Les pressions minimales et maximales sont représentées dans l'enveloppe des pressions illustrées dans la figure ci-après :

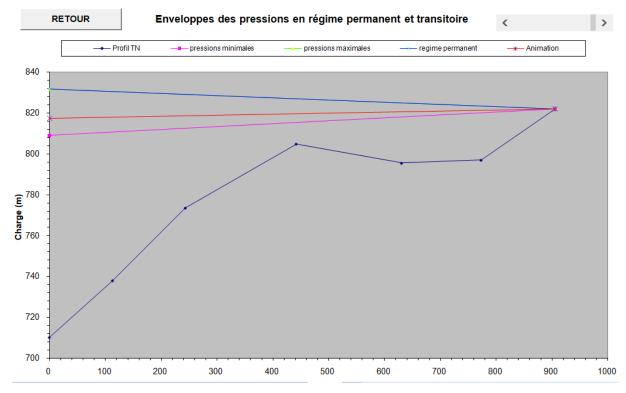


Figure VI.13: Enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le troisième tronçon

#### VI.5. Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, nous avons placé trois réservoirs d'air pour les tronçons de refoulement.

Pour ce qui est des conduites gravitaires, on a opté pour des vannes à fermeture lente.

# Conclusion générale

#### Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous avons essayé de résoudre la problématique d'alimentation en eau potable de localité de Bordj Thar (wilaya de Jijel), à partir d'une nouvelle source (Aghbala), dans le but de satisfaire la demande en eau de cette localité sur un horizon de **25** ans.

La réalisation de notre projet a nécessité la prise en compte des caractéristiques hydrauliques de la commune de Bordj Thar et des données démographiques projetées sur la base des données existantes et du taux d'accroissement de la population qui était de 2.17%.

Toutefois, Après l'estimation des besoins projetés à l'horizon **2045**, et tenant compte des ressources existantes, nous avons constaté qu'il y avait un déficit de de **425,15m3/j**, ce qui nous a conduit à trouver une nouvelle source d'approvisionnement qui est source d'Aghbala afin de combler le déficit en eau.

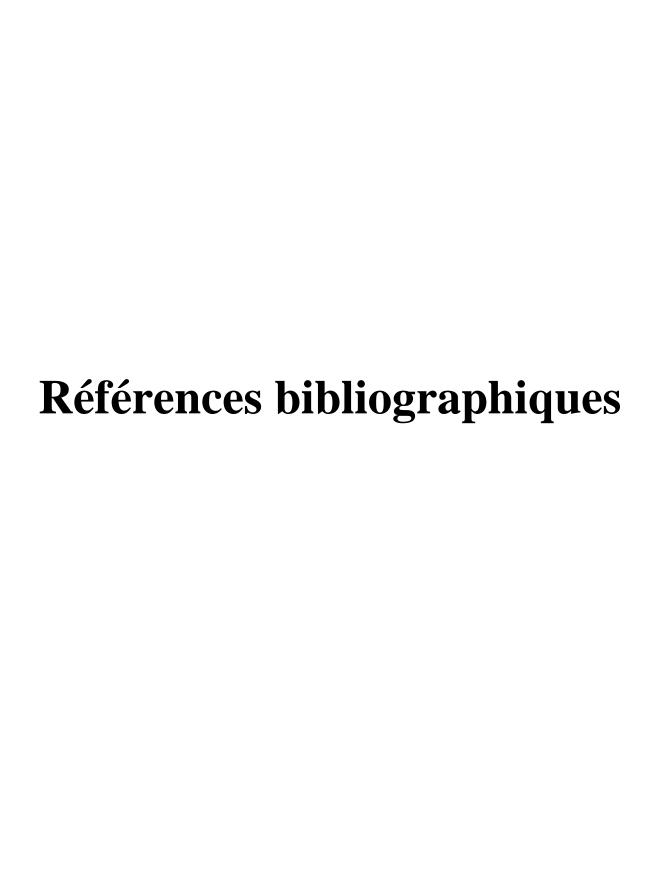
Devant telle situation nous avons opté pour l'installation d'une station de pompage et deux station de reprises pour refouler l'eau à des hauteurs géométriques de 121,54 m; 129,36 m, 114,84 met pour des longueurs de 1186,97 m, 696,01 m et 905,56 m. on utilisant le Polyéthylène Hautes Densité (PEHD) comme matériaux avec DN110. Et tout cela suit une alimentation gravitaire de 49.87 m de longueur avec un DN75.

En ce qui concerne les ouvrages de stockage, nous avons procédé à projeter un bâche pour la station de pompage d'une capacité de  $100 \ m^3$  et les deux autres de reprises pour une capacité de  $10 \ m^3$ .

Par la suite, le choix des pompes a été effectué par la détermination du point de fonctionnement l'énergie la plus économique. On a étudié aussi la non cavitation pour protéger les pompes, le choix de ces dernières a été réalisé à l'aide du logiciel « CAPRARI PUMP TUTOR », ce que nous a conduit à trois pompes multicellulaires a axe horizontal.

De ce projet, nous pouvons dire que la protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique et mécanique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, donc il est indispensable de prévoir des protections contre des problèmes tels que le coup de bélier.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ, et aussi nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une étude plus détaillée.



#### Références bibliographiques

- [1] : service technique d'APC (assemblé populaire communal).
- [2] : plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) commune de bordj thar.
- [3] : Office National de la météorologie de Jijel (**ONM**) Aéroport Ferhat Abbes.
- [4]: Règlement Parasismique Algérien (**RPA**), version 2003.
- [5]: **DUPONT.A**, «Hydraulique Urbaine», Tome II: Ouvrage de transport-élévation et Distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 484 pages, 1979.
- [6]: **ZOUNGRANA. D.,** L'Equipement Rural : cours d'approvisionnement en eau potable, BURKINA FASO, novembre 2003.
- [7]: **BOUMERIDJA. M, DJEDAOUN. F,** Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia, Promotion 2010.
- [8]: **BENHLILOU, M.,** Alimentation en eau potable de la commune de Ouled Slama, Option A.E.P-ENSH, Algérie, Promotion 2000/2001.
- [9]: FASCICULE TECHNIQUE, « conception des réservoirs d'eau potable », 2012.
- [10]: **JACQUES BONVIN**, « Hydraulique urbaine », Tome I : Captages— Réseaux d'adduction—Réservoirs Réseaux de distribution— Equipements Pompes— Petites centrales hydrauliques, 110 pages, 2005.
- [11]: **GUIRI, O. et DJADOUN, S,** Etude du renforcement de la chaine d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage de Taksebt. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2015.
- [12]: AHMED MISBAH YOUSSEF, PUMP TECHNOLOGY
- [13]: **DUPONT.A** (1986) « Hydraulique urbaine ». Tome1 Edition EYROLLES. Paris France.
- [14]: **PASCAL BIGOT**, « les pompe », cours cira 1<sup>ére</sup> année.

- [15]: **FANTAZI.B, HARKAT.I,** Etude de la cavitation dans les pompes centrifuges, option énergétique, Msila, promotion 2016/2017.
- [16] :**CHADADI.S**, adduction d'eau Katouticed el djir vers la commune de BniIlmane, Option A.E.P-ENSH, Algérie, septembre 2014
- [17]: MOHAMMED TEMMAL, cours d'AEP, école d'ingénierie de Casablanca.



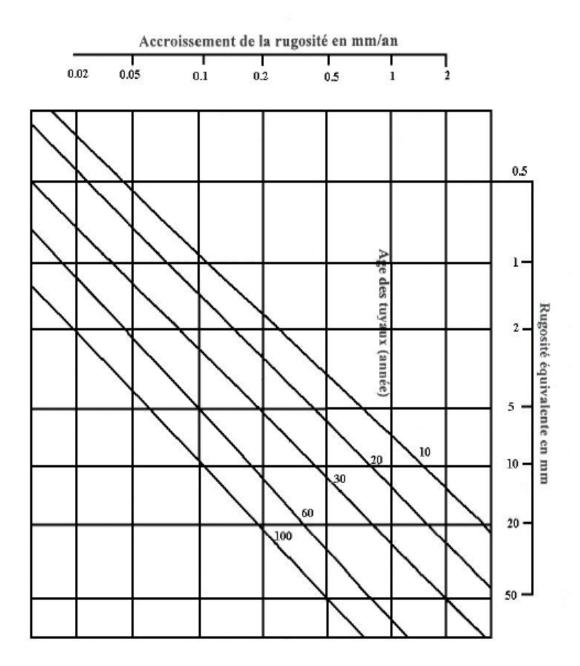
# Les annexes

ANNEXE 01: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS							
(h)	Moins de 10000	10 001à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale			
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75			
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75			
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1			
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1			
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3			
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5			
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5			
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5			
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5			
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5			
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6			
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5			
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5			
13-14	7	5	4.1	4.55	6			
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5			
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5			
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5			
17-18	6.5	5.5	4.1	4.4	3.5			
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6			
19-20	5	4.5	4.5	4.4	6			
20-21	4.5	4	4.5	4.4	6			
21-22	3	3	4.8	3.8	3			
22-23	2	2	4.6	3.8	2			
23-24	1	1.5	4.3	3.8	1			

# $\mathbf{ANNEXE}~\mathbf{02}$ : abaque de PETER LAMONT

Annexe (2): Abaque de PETER LAMONT

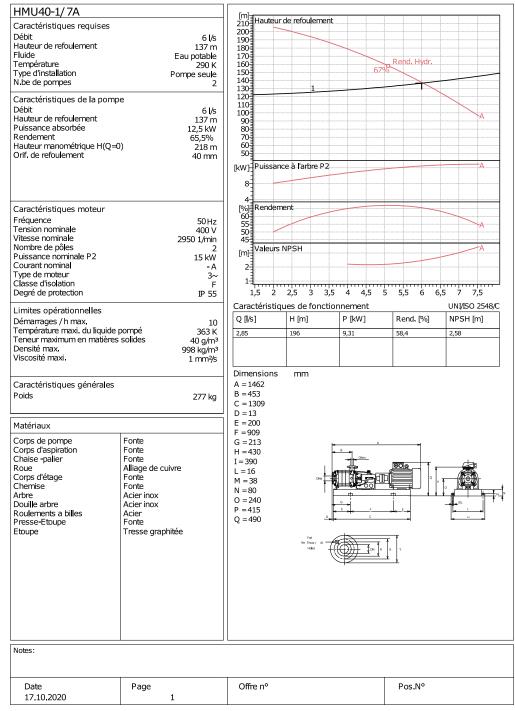


## ANNEXE 03: les caractéristiques de la pompe n°1



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
SISO 9001

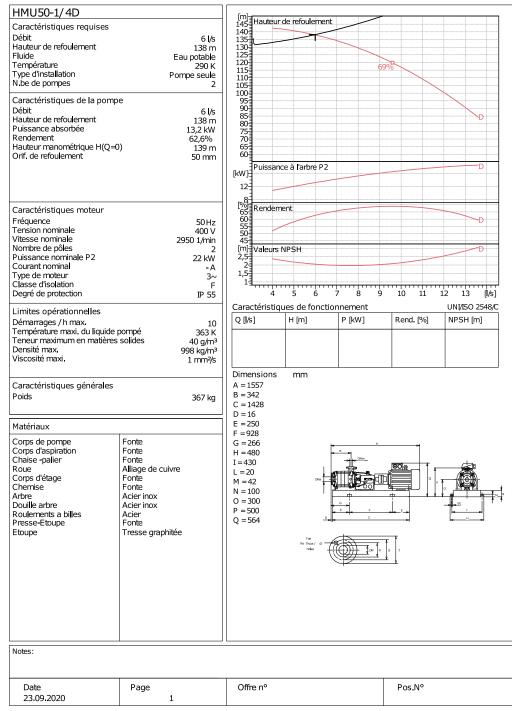


## ANNEXE 04 : les caractéristiques de la pompe n°2



Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV =ISO 9001=



# ANNEXE 05: les caractéristiques de la pompe n°3 avant le réglage



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV

ISO 9001

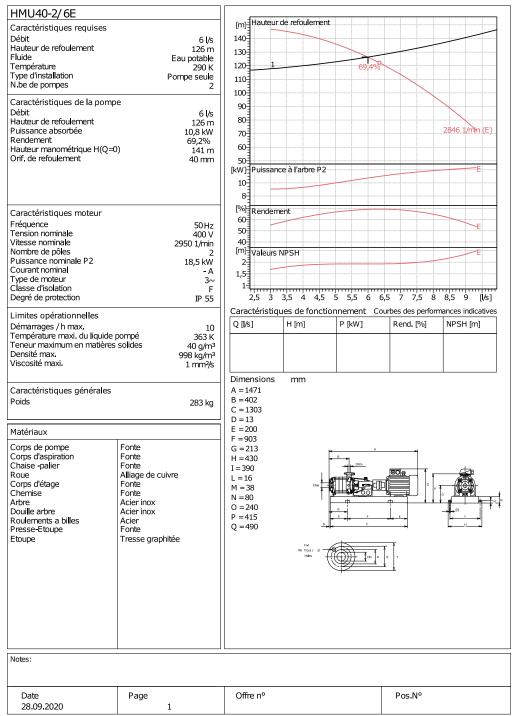
	[m] Hauteur de refoulement	
	150	
6 l/s	140	
	60 40	
Pompe seule		
2	110	
200	100	
	90=	
	80=	
		E
69,4%		
,		
40 mm	50=	
	IkW1 Puissance à l'arbre P2	==E
	L <sup>yo</sup> J Rendement	
50 Hz		\_F
400 V		
2950 1/min		
2	[m] Valeurs NPSH	E
	2=	
	1,5=	
	1	
	2,5 3 3,5 4 4,5 5 5,5 6 6,5 7 7,5 8 8,5	9,5 [[/
		ISO 2548/C
10	Q [l/s ]	H [m]
1 mm <del>²/</del> s		
	_ Dimensions mm	
5	A = 1471	
	B = 402	
203 Ng	C = 1303	
Fonte		
	Dhim	1
Alliage de cuivre		
Fonte	- II - I	(T)))-
Fonte		M .
Acier inox		<del>         </del> "
Acier   Fonte	Q = 490	н
i rone		
	Fori	
Tresse graphitée	No Trous / B	
	Hides Ton R S T	
	Hates T	
	Notes On a S T	
	tides T s T	
	ides Tolland T	
	Heles Total State	
	reds:	
	ides	
	ids ( )	
	ids ( )	
	ides \$\frac{1}{2} \frac{1}{2}	
	ides Total	
	Offre n° Pos.N°	
	126 m Eau potable 290 K Pompe seule 290 K Pompe seule 2 npe 6,38 l/s 128 m 11,6 kW 69,4% 60,4% 6	126 m   Eau potable   290 K   Pompe seule   2   110

# ANNEXE 06 : les caractéristiques de la pompe n°3 après le réglage



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
====ISO 9001====



# **ANNEXE 07:** prix tubes PEHD eau PN16

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36,3 mm	ML	10 192,06	11 924,71

# **ANNEXE 08 :** prix tubes PEHD eau PN20

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110090201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP. 3.0 mm	ML	38,00	44,46
110090251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP. 3.5 mm	ML	60,57	70,86
110090321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP. 4.4 mm	ML	93,71	109,64
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP. 5.5 mm	ML	146,28	171,15
110090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP. 6.9 mm	ML	226,56	265,07
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP. 8.6 mm	ML	361,70	423,18
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP. 10.3 mm	ML	508,54	595,00
110090901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 20 EP 10.1mm	ML	678,64	794,01
110091101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 004,91	1 175,74
110091251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 273,74	1 490,27
110091601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN20 EP. 17.9 mm	ML	2 071,43	2 423,58
110092001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24	3 793,42
110092501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49	5 900,88
110093151	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 315 PN20 EP. 35.2 mm	ML	7 705,89	9 015,89
110094001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 400 PN20 EP. 44.7 mm	ML	12 418,48	14 529,62

# **ANNEXE 09 :** prix tubes PEHD eau PN25

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110240201	Tube PEHD Ø 20 PN 25 EP. 3.4 mm	ML	46,75	54,70
110240251	Tube PEHD Ø 25 PN 25 EP. 4.2 mm	ML	69,41	81,21
110240321	Tube PEHD Ø 32 PN 25 EP. 5.4 mm	ML	111,29	130,21
110240401	Tube PEHD Ø 40 PN 25 EP. 6.7 mm	ML	173,53	203,03
110241501	Tube PEHD Ø 50 PN 25 EP. 8.3 mm	ML	270,76	316,79
110240631	Tube PEHD Ø 63 PN 25 EP. 10.5 mm	ML	425,65	498,01
110240751	Tube PEHD Ø 75 PN 25 EP. 12.5 mm	ML	606,35	709,42
110240901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 25 EP 12.3 mm	ML	790,87	925,32
110241101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN 25 EP 15.1 mm	ML	1 185,01	1 386,46
110241251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN 25 EP 17.1 mm	ML	1 508,08	1 764,46
110241601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN 25 EP 21.9 mm	ML	2 464,49	2 883,46
110242001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN 25 EP 27.4 mm	ML	3 778,74	4 421,13
110242501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN 25 EP 34.2 mm	ML	5 895,75	6 898,03
110243151	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 315 PN 25 EP 43.1 mm	ML	9 153,06	10 709,08
110244001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 400 PN25 EP. 54.7 mm	ML	14 738,90	17 244,51

#### Résumé:

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète du projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bordj Thar (le centre, Bouyahmed et Acherrar) à partir de la source d'Aghbala.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'étude des besoins en eau des différentes catégories de consommateurs.

Par la suite, une étude technico-économique de l'adduction a été faite où plusieurs variantes on été étudiées. En conséquence, la variante retenue se compose d'une adduction gravitaire et d'une adduction en refoulement qui dispose de trois stations de reprise sur une longueur de

Puis, nous avons dimensionné les bâches d'aspirations des stations de reprise, et vérifié la capacité du réservoir existant situé au centre du Bordi Thar, Suivie du choix des pompes adéquates pour les trois stations de pompage.

Enfin, dans le but de protéger le système d'AEP nous avons procédés à la vérification du phénomène du coup de bélier où des réservoirs d'airs ont été dimensionnés.

*Mots clés :* Alimentation en eau potable, adduction ; réservoir ; pompes ; coup de bélier.

#### **Abstract:**

In this work, we have made a complete technical study of the project to strengthen the drinking water supply to the city of Bordj Thar (the center, Bouyahmed and Acherrar) from the Aghbala spring.

After presenting the project site, we began to study the water needs of the different categories

Subsequently, a technico-economic study of the adduction was made where several variants were studied. As a result, the chosen variant consists of a gravity adduction and a pumping adduction which has three pumping stations over a length of 2.8 km.

Then, we designed the reservoirs of the pumping stations, and checked the capacity of the existing reservoir (tank) located in the center of Bordj Thar, followed by the choice of adequate pumps for the three pumping stations.

Finally, in order to protect the water supply system, we checked the water hammer phenomenon where air tanks have been designed.

**Keywords:** Drinking water supply, adduction; tank; Pumps; Water hammer.

في هذه الأطروحة ، قمنا بدراسة فنية كاملة لمشروع تعزيز إمدادات مياه الشرب إلى بلدية برج الطهر (المركز ، بويحمد وأشرار) من نبع أغبالة.

المقترح المختار من أنبوب الإمداد بنظام الجاذبية وأنبوب الإمداد بنظام الضخ الذي يحتوي على ثلاث محطات ضخ بطول

بعد ذلك، قمنا بتحديد حجم الخزانات لمحطات التحويل، وفحصنا سعة الخزان الحالى الموجود في وسط برج الطهر، يليه اختيار المضخات المناسبة لمحطات الضخ الثلاث.

أخيرًا، من أجل حماية نظام الإمداد بالمياه الصالحة للشرب، تحققنا من ظاهرة المطرقة المائية حيث تم تحديد حجم خزانات

الكلمات المفتاحية :إمدادات المياه الصالحة للشرب، شبكة الأنابيب، الخزان، المضخات، المطرقة المائية