

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
Département d'Hydraulique

Filière : Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté pour Obtenir le Diplôme de **Master**

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Thème

*Etude d'Alimentation en Eau Potable de la ville de Kherrata
wilaya de Béjaia*

Réalisé par :

Mlle HAMMOUDI Massilia

Mlle LAOUARI Thifina

Encadré Par :

Mr ZAMOUM Said

Soutenu le 03/07/2024

Remerciement

Ce mémoire est l'aboutissement d'un parcours jalonné de rencontres enrichissantes et de soutiens précieux.

Nous tenons à remercier en premier lieu le Dieu tout puissant pour nous avoir donné le courage, la force et la patience d'achever ce modeste travail.

En deuxième lieu nous remercions nos parents qui nous ont soutenus et encouragés dans nos vies, et nous tenons aussi à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur Mr ZAMOUM SAID Pour Son aide appréciée, ses conseils précieux qui nous ont également dirigés tout le long de ce travail.

Nos sentiments de profonde gratitude vont aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

Nous voudrions remercier aussi la DRE de Bejaia qui a mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.

Nous ne pouvons pas laisser cette occasion passer sans remercier également à tous le personnel d'Algérienne des eaux de Bejaia, Nous tenons à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique qui tout au long des années d'études nous ont transmis leur savoir sans réserve.



Dédicace

*À mon père, pilier de ma vie et source d'inspiration,
À ma mère, dont l'amour inconditionnel m'a toujours guidé,
À Massyl et Assalas, mes frères et complices de toujours,
À ma grand-mère, gardienne de notre histoire et de nos
traditions,*

*À ma tante Sabiha, deuxième maman de cœur, pour sa présence
bienveillante.*

*Et À Sabrina, Thifina, Skoura et Hacina, amies précieuses qui ont
égayé mon parcours,*

*Et à tous ceux qui, dans l'ombre ou la lumière, m'ont épaulé dans
les moments difficiles, Vos mots, vos gestes, votre présence ont été
des phares dans la tempête.*

*Ce mémoire est le fruit de notre voyage commun, Une ode à votre
soutien indéfectible et à votre foi en moi.*

Massilia



Dédicace

Je dédie cet événement de ma vie et avec un grand plaisir à celle qui sous ses pieds est mon paradis, à celle qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui. Je lui offre les fruits de sa bonne éducation et ses dévouements qui attendu avec patience ma très chère mère, le secret de mon existence sur terre, la source inépuisable d'amour et d'affection, la lumière de mes jours.

Et particulièrement à mon père, l'idole de toute ma vie, mon soutien physique et moral, mon secours au temps de besoin.

Une spéciale dédicace à mon cher mari Yazid qui n'a pas cessé de me soutenir et encourager et aussi à sa magnifique famille et aussi pour ma chère sœur Yamina, mes deux frères Amazighe et Ali .

Sans oublier mes grands-parents que dieu les protège, toute la famille que J'espère l'honorer.

Je tiens aussi à le dédier à ma chère amie Massilia et à tous mes collègues de cette fameuse promo 2023-2024.

Thifina



Résumé:

Dans ce présent mémoire, nous avons réalisé une étude technique d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, Wilaya de Bejaia sur un horizon projet de 30 ans. Après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuel et futur. Par la suite, nous avons conçus et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction, Nous avons également abordé la partie relative au pompage, en sélectionnant les pompes appropriées pour les deux tronçons de refoulement. Enfin, afin de prévenir les phénomènes oscillatoires et protéger le réseau, nous avons effectué une vérification complète contre les coups de bélier.

Mots clés : Alimentation en eau potable, Réservoir, Adduction, Coup de bélier.

Abstract :

In this present report, we have carried out a technical study of drinking water supply to the commune of Kherrata from the Ighil Emda dam, Wilaya of Bejaia over a 30-year project horizon. After presenting the study area, we proceeded to estimate current and future needs. Subsequently, we designed and dimensioned the tanks and the supply pipes. We also tackled the part relating to pumping, by selecting the appropriate pumps for the two discharge sections. Finally, in order to prevent oscillatory phenomena and protect the network, we have carried out a complete check against water hammer.

Keywords: Drinking water supply, Reservoir, Supply, Water hammer

ملخص:

في هذا التقرير، أجرينا دراسة فنية لإمدادات مياه الشرب لبلدية خراطة من سد إغيل إمداء بولاية بجاية على مدى أفق مشروع مدته 30 عاما. بعد عرض منطقة الدراسة، قمنا بتقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية. بعد ذلك، قمنا بتصميم الخزانات وأنابيب الإمداد وتحديد أبعادها، كما قمنا أيضًا بمعالجة الجزء المتعلق بالضخ، وذلك من خلال اختيار المضخات المناسبة لقسمي التفريغ. أخيرًا، من أجل منع الظواهر التذبذبية وحماية الشبكة، قمنا بإجراء فحص كامل ضد المطرقة المائية.

الكلمات المفتاحية: إمدادات مياه الشرب، خزان، إمدادات، مطرقة المياه

Liste des symboles et abréviations

A : Amortissement annuel.

a : Célérité de l'onde (m/s).

A.C.L.: Agglomération chef lieu

ADE : algérienne des eaux

ANBT: Agence nationale des barrages et transferts

ANRH : Agence nationale des ressources hydriques

PDAU: plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

RGPH : le recensement général de la population et de la l'habitat .

DPSB: la direction de la programmation et du suivi budgétaires .

B : Valeur du coup de bélier (m).

B_L : Le bilan (DA).

CP : La côte trop plein.

CR : la côte radier.

D : Diamètre de la conduite (m).

D_r : Diamètre du réservoir (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m)

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

D_n : Diamètre nominal du tuyau (m).

D_{max} : Diamètre maximale de la conduite (m).

D₁ : Diamètre donné par BONNIN (m).

D₂ : Diamètre donné par BRESS (m).

E : Énergie consommée par la pompe (KWh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

e_u : Prix unitaire du KWh fixé par SONELGAZ à (4.67 DA).

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

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

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

H_a : La hauteur d'aspiration (m).

H_r : La hauteur du réservoir (m).

H_1 : La hauteur manométrique du point désiré (m).

H_{inc} : La hauteur d'incendie(m).

H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m).

H_0 : La pression absolue de la conduite (m)

h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m).

i : Le taux d'intérêt.

K : coefficient de rugosité équivalente

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

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

$K_{max.j}$: Coefficient de variation journalière maximale

L : Longueur de la conduite (m).

L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

m : Coefficient de rognage.

N : La vitesse de rotation (tr/min).

N^j : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min).

N_i : Nombre d'habitants.

$NPSH_d$: La charge minimale disponible à l'aspiration.

$NPSH_r$: La charge nette minimale à l'aspiration.

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

n_i : Nombre d'année d'amortissement .

P : La puissance utile (KW).

P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW).

P_0 : La pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).

$P\%$: Le résidu maximale dans le réservoir (%).

P_n : La population à l'horizon d'étude.

P_0 : La population de l'année référence (2008).

$PEHD$: Polyéthylène haute densité.

Pic : Le point de piquage.

PN : La pression nominal.

Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

Q_{equi} : Besoins d'équipement (m^3/j).

Q_{dom} : Besoins domestiques (m^3/j).

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

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

$Q_{moy,h}$: Débit moyen majoré horaire (m^3/h).

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

Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3/s).

dot : Dotation moyenne journalière ($l/j.cons$).

R : Réservoir.

Re : Le nombre de REYNOLDS.

R^+max : Résidu maximum positif.

R^-max : Résidu maximum négatif.

r : Le pourcentage de rognage (%).

S_r : La surface de réservoir (m^2).

T_{AAM} : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.2.

T_p : Le temps de pompage.

T^j : Le nouveau temps de pompage (s).

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

V : La vitesse d'écoulement (m/s).

V_T : Le volume totale du réservoir (m^3).

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s.

V_{inc} : Le volume d'incendie ($120 m^3$).

V_0 : Vitesse initiale d'écoulement (m/s).

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2 et 1.4.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

η : Le rendement de la pompe (%).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

φ Le diamètre de la tubulure (m).

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ρ : La masse volumique (kg/m^3).

π : 3.14.

ΔH_v : La perte de charge créée par la vanne (m).

ΔH_t : La perte de charge totale (m).

ΔH_l : La perte de charge linéaire (m).

ΔH_s : La perte de charge singulière (m)

Liste des figures

Figure I.1 : localisation géographique de la commune de Kherrata -----	2
Figure I.2: Situation géographique de la commune de Kherrata-----	3
Figure I.3 : présentation de réseau hydrographique.....	4
Figure I.4 : La pluviométrie annuelle de la commune de Kherrata entre 1964-2015 -----	6
Figure I 5. Températures mensuelles moyennes.....	6
Figure I.6. Diagramme Ombro-thermique.	7
Figure I.7. Carte de délimitation du sous bassin versant de l'Oued Agrioun réalisée à l'aide de MapInfo	12
Figure I.8 : image satellite de la retenue d'Ighil-Emda (source- Google Earth) -----	13
Figure II.1 : Histogramme représentant l'évolution de la population -----	19
Figure II. 3 : Bilan ressources-besoins	25
Figure III. 1 : adduction en chute libre.....	27
Figure III. 2 : adduction noyée.....	27
Figure III.3 : Emplacements de la conduite de distribution -----	28
Figure III. 4 : Trop plein et vidange	28
Figure III. 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution -----	28
<i>Figure III. 6 : Système de deux prises</i>	29
Figure III. 7 : Système à Siphon	29
Figure III. 8 : schéma général d'un réservoir avec équipements -----	30
Figure IV 1. Schéma d'adduction gravitaire.....	46
Figure IV 2. Schéma d'adduction par refoulement.....	46
Figure V.1. Forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges -----	65
Figure V.2. Constitution d'une pompe centrifuge.	65
Figure V.3 : Pompes en série	66
Figure V.4 : Pompes en parallèle	66
Figure V. 5 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites -----	68
Figure V. 6 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	69
Figure V. 7. : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré -----	71
Figure V 8. L'effet de cavitation sur les aubes.....	71
Figure V. 9 : Graphe des courbes NPSH.....	72
Figure VI.1 : Composition d'une soupape de décharge-----	76
Figure VI.2 : Installation d'un réservoir Anti-Bélier.....	77

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Quelques Points culminants des montagnes de la région étudiée -----	5
Tableau I.2. Coordonnées de la Station de référence.....	5
Tableau I.3. Répartition de la pluviométrie dans les stations de référence-----	5
Tableau I.4 : les températures mensuelles de la région de Kherrata-----	6
Tableau I.5: Evolution de la population globale entre 1998 –2012 -----	7
Tableau I.6. Infrastructure administrative de la commune de Kherrata -----	9
Tableau I.7: Etablissements primaires de la commune de Kherrata -----	9
Tableau I.8: Etablissements du cycle moyen de la commune de Kherrata-----	10
Tableau I.9 : Etablissements du cycle secondaire de la commune de Kherrata -----	10
Tableau I.10 : Centre de formation de la commune de Kherrata -----	10
Tableau I.11 : Infrastructure sanitaires de la commune de Kherrata-----	11
Tableau I.12 : Infrastructures culturelles, sportives et de loisir de la commune de Kherrata -----	11
Tableau I.13 : Infrastructures industrielles de la commune de Kherrata -----	11
Tableau I.14 : Récapitulatif des conduites d'adduction et de distribution d'eau potable-----	14
Tableau I.15 : Programme de distribution de la commune Kherrata -----	15
Tableau II.1 : Evolution de la population à différents horizons -----	18
Tableau II. 2: dotation domestique par taille de l'agglomération -----	19
Tableau II 3. Répartition des besoins domestiques.....	20
Tableau II.4: Besoins des équipements de la zone d'étude -----	21
Tableau II.5 : Récapitulation des consommations totales-----	22
Tableau II.6 La consommation moyenne journalière majorée-----	23
Tableau II 7. Consommation maximal journalière.....	24
Tableau II 8. Variation des valeurs de β_{max}	24
Tableau II.9. Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ -----	24
Tableau II.10 : bilan ressources-besoins	25
Tableau III.1. Dimensionnement du réservoir Tampon -----	32
Tableau III.2. Dimensionnement du réservoir Sidi Abderahmane-----	34
Tableau III.3. Dimensionnement du réservoir R'Houali -----	36
Tableau III.4. Dimensionnement du réservoir centre-ville-----	37
Tableau III.5. Dimensionnement du réservoir cité-carrière -----	39
Tableau III.6. Dimensionnement du réservoir Technicum -----	40
Tableau III 8. Dimensionnement du réservoir Mahrira.....	43
Tableau IV.1. Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Ighil Alia – Pic Tajnanet -----	53
Tableau IV.2. Calcul des pertes de charge totales Pic Tajnanet_Pic Sidi Abderhmane -----	54
Tableau IV.3. Calcul des pertes de charge totales pic sidi Abderrahmane-Pic R'houali -----	54

Tableau IV.4. Calcul des pertes de charge totales pic R'houali-Pic centre-ville -----	55
Tableau IV.5. Calcul des pertes de charge totales Pic centre-ville_ cité carrière -----	55
Tableau IV.6. Calcul des pertes de charge totales Pic Tajnant _ Pic technicum-----	56
Tableau IV.7. Calcul des pertes de charge totales Pic Technicum_ R.Technicum -----	57
Tableau IV.8. Calcul des pertes de charge totales Pic Technicum_ R.Boufalki-----	57
Tableau IV.9 : Calcul de la Hmt du tronçon station traitement_ RV Ighil Alia -----	58
Tableau IV.10 : frais de réalisation.....	58
Tableau IV.11 : frais d'exploitation.....	58
Tableau IV.12 : Calcul du bilan.....	58
Tableau IV.13 : Calcul de la Hmt du tronçon R.Boufalki_SR1 -----	59
Tableau IV.14 : frais de réalisation.....	59
Tableau IV.15 : frais d'exploitation.....	59
Tableau IV.16 : Calcul du bilan.....	60
Tableau IV.17 : Calcul de la Hmt du tronçon SR1_ R.projeté Mahrira -----	60
Tableau IV.18: frais de réalisation.....	60
Tableau IV.19: frais d'exploitation.....	61
Tableau IV.20 : Calcul du bilan.....	61
Tableau IV.21 : Les diamètres retrouvés et le matériau opté pour chaque conduite -----	63
Tableau VI.2 : Valeur de coefficient K.....	77
Tableau VI.3 Valeur de coup de bélier pour tronçon ST—RV Ighil Alia-----	79
Tableau VI.4 Valeur de coup de bélier pour tronçon RV Boufalki-SR -----	80
Tableau VI.5 Valeur de coup de bélier pour tronçon SR—RV. Pro Mahrira -----	80

Sommaire

Introduction générale.....	1
I.1. Introduction :.....	2
I.2. présentation du site :.....	2
I.2.1.delimitation et situation géographique :.....	2
I.2.2. le réseau hydrographique :.....	4
I.2.3. relief et topographie :.....	4
I.2.4. Situation climatique :.....	5
I.2.4.1.Pluviométrie :.....	5
I.2.4.2.Température :.....	6
I.2.5. Situation démographique :.....	7
I.2.6. infrastructure et équipements :.....	8
A) Infrastructure administrative :.....	8
B) Infrastructures scolaires :.....	9
C) Infrastructures sanitaires :.....	11
D) Infrastructures socio-culturel :.....	11
E) Infrastructures de culte.....	11
F) Infrastructures de Sécurité :.....	11
G) Infrastructures industrielles :.....	11
I.3. Situation hydraulique :.....	12
I.3.1 : situation des ressources en eau :.....	12
I.3.1.1.Oued Agrioun :.....	12
I.3.1.2.barrage Ighil-Emda:.....	12
I.3.1.3. Les eaux souterraines :.....	13
A.Les forages :.....	13
B.Les sources :.....	13
C.Les puits :.....	13
I.3.2.reseau d'adduction :.....	13
I.3.2 : le réseau d'assainissement :.....	16
I.4. conclusion :.....	16
II.1. introduction :.....	17
II.2. Evaluation des besoins en eau :.....	17
II.3. population et évolution démographique :.....	17
II.4. Estimation des besoins en eau de la population :.....	19

II.4.1. normes de consommation (dotation) :	19
II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière	20
II 4. Estimation des différents types de besoins :	20
II.4.1. Calcul de la consommation moyenne journalière des besoins domestiques	20
II.4.2. Calcul de la consommation moyenne journalière des équipements (actuel)	21
II.4.2. Calcul de la consommation moyenne journalière des équipements (futur)	22
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj.j}$	23
II.6. Consommation maximal journalière $Q_{max.j}$:	23
II 7. Variation de la consommation horaire :	24
II.8 : bilan ressources-besoins :	25
II9. conclusion :	25
III1.introduction :	26
III 2. Définition et rôle :	26
III 3.classification des réservoirs :	26
A.Selon le type de matériaux de construction :	26
B.Selon le type d'emplacement dans le sol on distingue les	26
C.Selon la forme géométrique ils peuvent être soit :	26
D.Selon l'aspect esthétique, ils peuvent :	27
E.Selon l'usage on peut les classés en :	27
III 4. Equipements des réservoirs :	27
III.4 1. Conduite d'arrivée :	27
III.4 2. Conduite de distribution :	27
III.4 3. Conduite trop plein :	28
.III.4 4. Conduite de vidange :	28
III.4.5. Conduite by-pass :	28
III.4 6. Reserve d'incendie :	28
III 5. emplacement de réservoir :	30
III.6. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	30
III.7. Détermination de la capacité théorique des réservoirs	30
b 1.Calcul du résidu P_{max} :	31
b 2. Le volume total de réservoir :	31
III8. Détermination de la capacité des réservoirs :	32
III.8.1. Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon)	32
III.8.2. Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane	34
III.8 3. Dimensionnement du réservoir R'Houali :	36
III.8.4. Dimensionnement du réservoir Centre-ville :	37
III.8.5. Dimensionnement du réservoir cité-carrière :	38

III.8.6. Dimensionnement du réservoir Technicum :	40
III.8.7. Dimensionnement du réservoir Boufalki :	42
III.8.8. Dimensionnement du réservoir Mahrira :	43
III.9.conclusion :	44
IV.1.introduction :	46
IV.2.types d'adduction :	46
IV.2.1.adduction gravitaire :	46
IV.2.2.Adduction par refoulement :	46
IV.2.3.Adduction mixte :	46
IV.3.Choix du tracé :	47
IV.4.Choix de type des conduites :	47
IV.5. Etude technico-économique des conduites :	48
IV.5.1 Calcul du diamètre économique de la conduite	49
IV.5.2Calcul de la vitesse :	49
IV.5 3. Calcul des pertes de charge :	49
IV.5 4. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	51
IV.5 5.Calcul de la puissance absorbée par la pompe	51
IV.5 6.Energie consommée par la pompe :	52
IV.5 7. Évaluation des frais d'exploitation :	52
IV.5 8. Évaluation des frais d'amortissement :	52
IV.5 9.Calcul du bilan :	52
IV6. Dimensionnement de réseau d'adduction :	53
IV.6 1.Adduction gravitaire :	53
IV.6.1.1. Tronçon R.Ighil Alia - Pic Tajnanet :	53
IV.6.1.2. Tronçon Pic Tajnanet – pic Sidi Abderhmane	53
IV.6.1.3. Tronçon pic sidi Abderhmane-Pic R'houali	54
IV.6.1.4. Tronçon Pic R'houali-Pic centre-ville :	54
IV.6.1.5. Tronçon Pic centre-ville_ R.cité carrière	55
IV.6.1.6. Tronçon Pic Tajnant _ Pic technicum :	55
IV.6.1.7. Tronçon Pic Technicum_R. Technicum :	56
IV.6.1.8. Tronçon Pic Technicum_R. Boufalki:	57
IV.6 2.Adduction par refoulement :	57
IV.6.2.1. Tronçon station traitement_ RV Ighil Alia :	57
IV.6.2.3. Tronçon SR1_R.projeté Mahrira :	60
IV.7. Analyse Numérique et Validation des Résultats avec Water GIMS	61
IV8.Conclusion :	63
V1. Introduction :	64

V.2. Classification des pompes :	64
V.3. Caractéristique des pompes centrifuges:	65
V.4. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	65
V 5.Couplage des pompes :	66
V.5 1.Couplage en série :	66
V.5 2.Couplage en parallèle :	66
V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	67
V.7. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	68
V 8.Caractéristiques d'une conduite :	68
V 9. le point de fonctionnement de la pompe :	68
V.9.1.Réduction ou augmentation du temps de pompage	69
V.9 2.Régulation par étouffement (Le vannage) :	70
V.9 3.Rognage de la roue :	70
V.9 3.Variation de la vitesse de rotation :	70
V.10. Le phénomène de cavitation :	71
V.10.1.La cavitation dans les pompes :	71
Notion du NPSH :	71
V 11. Choix du type des pompes :	72
V.11.1. pompe 1 (Station traitement - RV Ighil Alia) :	72
V.11.3. pompe 3(Station de reprise-RV Mahrira) :	74
V 12.Conclusion :	75
VI.1 introduction :	76
VI.2 Causes principales du phénomène de coup de bélier	76
VI.3 moyen de protection contre le coup de bélier :	76
VI.4 Etude de coup de bélier :	77
VI 4.1 La valeur de coup de bélier :	77
VI.4.2 Les valeurs de la surpression et de la dépression	78
VI.4 3 .Calcul du volume de réservoir d'air :	78
VI.5 Calcul de la valeur de coup de bélier pour les différents tronçons	79
VI 5.1 tronçon ST—RV Ighil Alia :	79
VI 5.2 tronçon RV Boufalki —SR :	80
VI 5.3 tronçon SR—RV projeté Mahrira :	80
VI 6. Interprétation des résultats	80
VI 7.Conclusion :	80
Conclusion générale	81
Références bibliographiques :	82
Annexe III.1 : Régime de consommation des agglomérations	83

<i>Annexe V.1: catalogue pompe 1</i>	85
<i>Annexe V.2 : catalogue pompe 2</i>	86
<i>Annexe V.3 : catalogue pompe 3</i>	87
<i>Annexe VI.1: les abaques du Dubin Mageneau</i>	88

Introduction générale

L'eau, est la source de la vie et du développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses ayant une importance considérable pour le développement social et économique. L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à l'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroître.

Dans ce contexte, l'objectif du présent travail est l'étude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata (Wilaya de Bejaia) à partir du barrage d'Ighil Emda. Permettant de résoudre la souffrance en manque d'eau dans cette région et satisfaire la demande en eau de la population des quatre agglomérations : Djermouna, Chef-lieu, Beni-Merai et Kelaoune jusqu'à l'horizon d'étude 2054

Ce travail est réparti en six chapitres :

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude en décrivant les différentes situations : géographique, démographique, topographique, climatique, hydrographique et hydraulique.

Dans le deuxième chapitre, nous allons évaluer des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes et cela pour divers horizons.

Dans le troisième chapitre, nous allons dimensionner les ouvrages de stockage servant à la distribution des différents villages.

Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technico-économique.

Par ailleurs, le cinquième chapitre se portera sur le choix des pompes adéquates pour les différentes stations de pompage à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes CAPRARI.

La protection de notre chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et prendre les précautions nécessaires anti coup de bélier sera réalisée dans le sixième chapitre.

On terminera notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

- Au Nord, elle est bordée par les communes de Taskriout et Derguina, situées dans la wilaya de Bejaïa.
- Au Sud, elle est délimitée par la commune de Tizi N'Bachar, appartenant à la wilaya de Sétif.
- A l'Est, elle est délimitée par les communes de l'Oued El Bared, wilaya de Sétif.
- A l'Ouest, elle est bordée par la commune de Draa-El-Gaid.




Les limites territoriales de la région étudiée		
AIT SMAIL	TASKRIOUT	
DRAA EL KAID		DERGUINA
DRAA EL KAID	DRAA EL KAID	W. SETIF

Figure I.2: Situation géographique de la commune de Kherrata.

Source : PDAU Kherrata.

I.2.2. le réseau hydrographique :

La commune de Kherrata se trouve incluse dans le bassin versant de l'Oued Agrioun et le barrage d'Ighil Emda qui constitue la principale ressource hydraulique de la région. Le sous bassin de l'Oued Agrioun totalise une superficie de 449 Km² dans le territoire de la wilaya (superficie totale du sous bassin = 936 km²) par son chevelu hydrographique dense et ces caractéristiques climatiques offre des potentialités appréciables en ressources hydriques.

D'où la construction ancienne du fameux barrage d'Ighil-Emda en amont du cours d'eau de Oued Agrioun. Le barrage de Ighil Emda collecte les apports de :

- Oued El Berd dont la totalité de son impluvium se situe dans la wilaya de Sétif.
- Oued Atteba dont l'impluvium est divisé en deux parties entre la wilaya de Bejaia et celle de Sétif.
- Oued Embarek dont l'impluvium se trouve au niveau de la wilaya de Sétif.

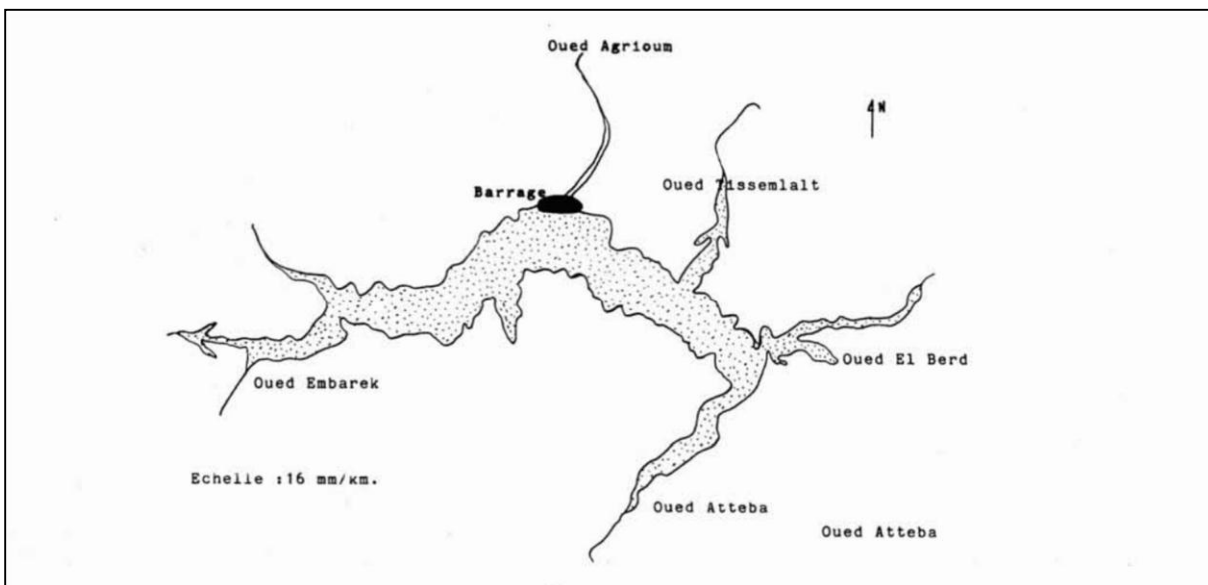


Figure I.3 : présentation de réseau hydrographique

I.2.3. relief et topographie :

D'un point de vue topographique, la région de Kherrata se caractérise par :

- Un relief accidenté et des chaînes montagneuses qui occupent la majorité de l'agglomération, formant ainsi des pentes raides (des pentes de plus de 25%).
- Le territoire s'insère dans une tranche d'altitude variant entre 300 mètres, du côté de l'Oued Agroune (au niveau des gorges situées à la limite nord de la commune de Kherrata) et 1896 mètres (sommet du Djebel Takoucht dans la commune de Kherrata).
- Les reliefs les plus élevés correspondent aux escarpements de la chaîne des Babor, sur le territoire de la commune de Kherrata.

Tableau I.1. Quelques Points culminants des montagnes de la région étudiée

Djebel	Point Culminant en (m)	Communes de localisation
Djebel Takoucht	1896	Kherrata
Adrar Rais	1473	
Ighil Akorn	1215	

Source : PDAU kherrata.

I.2.4. Situation climatique :

I.2.4.1. Pluviométrie :

Le choix des stations de référence pour l'analyse et l'interprétation des caractéristiques climatiques s'est basé sur des critères de représentativité et de disponibilité des données.

Pour l'étude des précipitations, nous avons utilisé la série pluviométrique de la station d'Ain Roua avec un pas de temps mensuel sur la période 1981-2003 (source ANRH), simplement pour comparer les résultats pluie-température. La station pluviométrique du barrage Ighil Emda, caractérisée par un pas de temps annuel, a été utilisée par l'ANBT pour le calcul des apports du barrage sur la période 1964-2015.

Tableau I.2. Coordonnées de la Station de référence.

STATION	code	PERIODE D'OBSERVATION	X	Y	Z(m)
AIN ROUA	030205	1981-2003	723.08	339.95	1100

Source : ANRH

Tableau I.3. Répartition de la pluviométrie dans les stations de référence

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUILL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANN UEL
AIN ROUA (mm)	77.8	72.1	65.3	58.4	52.1	15.9	7.4	10.6	36.2	51.4	58.2	99	604.4

- ✓ La répartition des précipitations varie en fonction des mois de l'année. Le mois de décembre est celui qui enregistre le plus de pluie, avec une quantité de 99mm. Par ailleurs, il y a une grande différence de pluviométrie entre la saison hivernale et la saison estivale, avec un écart important de 215mm.

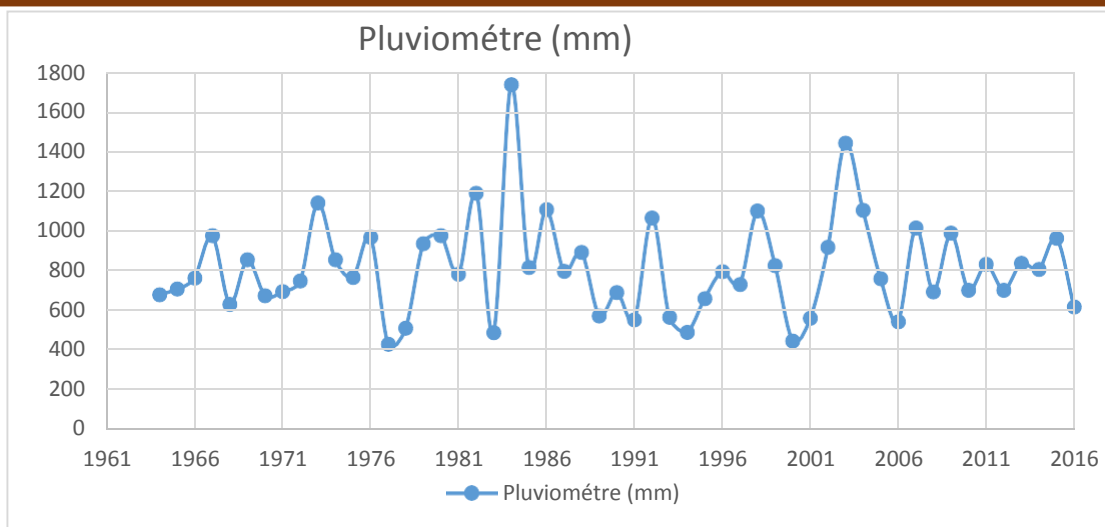


Figure I.4 : La pluviométrie annuelle de la commune de Kherrata entre 1964-2015

- ✓ la pluviométrie varie entre 400 mm et 1200 mm avec 2 pics ont été observé dans les années 1984 et 2003 successivement 1736 mm et 1442mm.

I.2.4.2. Température :

Les données disponibles sur les températures mensuelles sont présentées dans le tableau I.4 et la figure I.5 :

Tableau I.4 : les températures mensuelles de la région de Kherrata

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUILL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNUEL
MIN	10.2	12.4	15.6	17.9	23.9	30.1	33.7	33.4	27.4	21.4	15.8	10.8	21.1
MAX	2.5	2.7	5.3	7.1	12	17	20.1	20.1	16.1	11.8	6.7	3.2	10.4
T(°C)	6.4	7.6	10.5	12.5	18	23.6	26.9	26.8	21.8	16.6	11.3	7	15.7

Source: ANRH

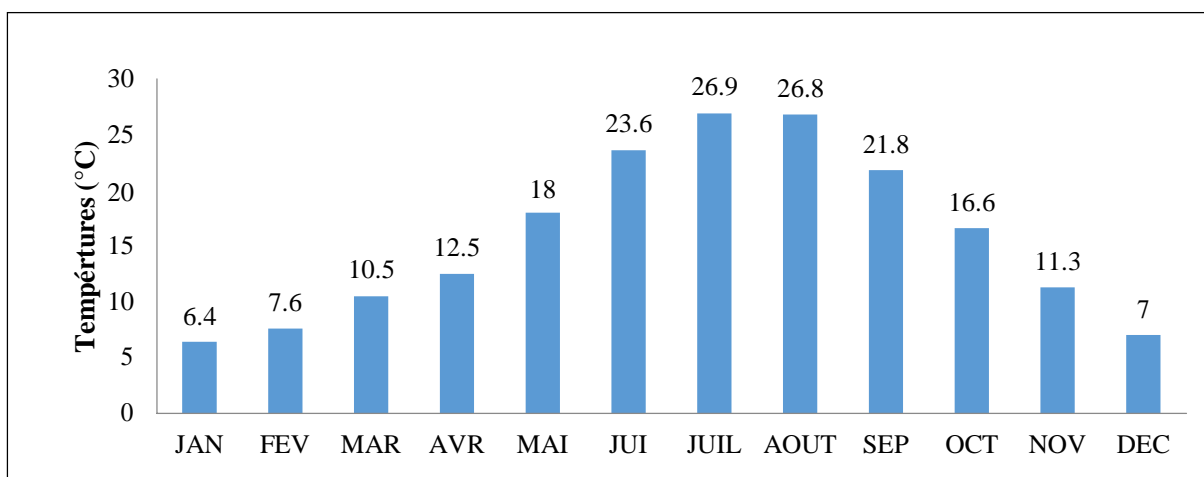


Figure I.5. Températures mensuelles moyennes

A travers la station de référence :

- ✓ La température moyenne annuelle est de **15.7°C**.
- ✓ La moyenne mensuelle des minima est observée en mois janvier, avec **6.4°C**.
- ✓ La moyenne mensuelle des maxima est enregistrée durant le mois de juillet avec de **26.9°C**.
- ✓ La température maximale enregistrée en été atteint les **33.7°C**.
- ✓ La température minimale est de **2.5°C**, enregistrée en janvier.

➤ **DIAGRAMME OMBRO-THERMIQUE :**

Le diagramme Ombro-thermique permet de faire ressortir la période sèche. Ainsi, ils considèrent un mois sec quand le total des précipitations exprimé en mm est égal ou inférieur au double de la température exprimée en °C.

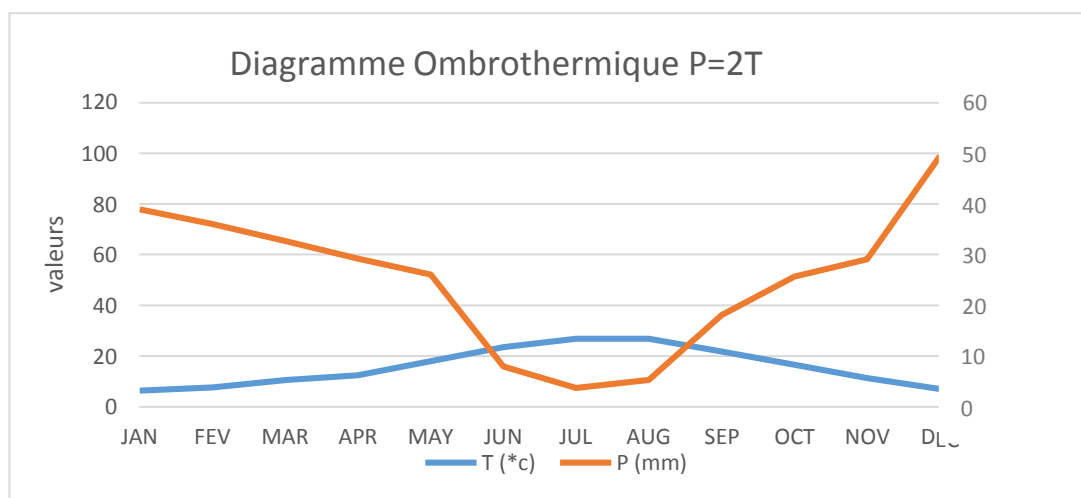


Figure I.6. Diagramme Ombro-thermique.

- ✓ La période de sécheresse dure 4 mois, de juin à septembre inclus.

I.2.5. Situation démographique :

Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008 (RGPH), la population de la commune de Kherrata est estimée à **35077** habitants, avec une densité moyenne de **359** habitants/km². La population est inégalement répartie, avec environ **67%** de la population communale concentrée dans l'agglomération chef-lieu, **11%** dans les agglomérations secondaires et environ **21%** dans les hameaux et lieu-dit.

Tableau I.5: Evolution de la population globale entre 1998 –2012

RECENSEMENT	KHERRATA	
	Population	TAAM
RGPH 1987	24 623	2,57
GPH 1998	31 743	
RGPH 2008	35 077	1,2
POP 2012	36 177	0,77

Source : RGPH 1987 -1998 2008/ Estimation 2012 DPSB W de Bejaia

I.2.6. infrastructures et équipements :

Les différentes infrastructures recensées sont comme suit :

A) Infrastructure administrative :

L'infrastructure administrative existante sur l'ensemble du territoire de la commune de Kherrata est représentée dans le tableau (I.6)

Tableau I.6. Infrastructure administrative de la commune de Kherrata

Equipment	Nombre	Localisation	Nombre d'unité (employé)
Sièges daïra et APC	02	A.C.L	314
Siège Algérien poste	01	A.C.L	31
ANEM	01	A.C.L	17
Banque	01 BADR 01 CNEP	A.C.L	13 11
Service Impôts	01	A.C.L	10
OPGI	01	A.C.L	17
Palais de justice	01	A.C.L	67
Centre Pénitencier	01	A.C.L	2013

B) Infrastructures scolaires :

- ❖ L'enseignement primaire dans la commune est dispensé dans 30 établissements répartis sur l'ensemble du territoire communal. Ces écoles accueillent un total de 3 205 élèves. Toutes les écoles sont équipées de cantines scolaires (demi-pension). Le tableau I.7 reprend la liste de ces 30 établissements avec leurs effectifs respectifs.

Tableau I.7: Etablissements primaires de la commune de Kherrata

N°	Ecole/Localité	Nombre d'élèves
01	Frères Amour – Kherrata	316
02	Frères BouahAkhroub – Kherrata	257
03	Martyr HemarSouleyman – 200 logts	243
04	Yahia Bacha Mahjouba (Filles)	220
05	BouzedSmail – Djermouna	179
06	HakemLayachi – TiziOukheroub	174
07	Martyr MayouchSaid – Kherrata	162
08	Frères Akach – IghilImilen	124
09	Martyr Yahi Abdellah – nouvelle cité	138
10	Martyr HemdaniBelkacem – TabyaI	123
11	Frères Merzouk – Merouaha	115
12	Sali Said – Meklaa	110
13	Martyr Mostepha Ben Mehdi - Kherrata	98
14	AzzouzHocune - Sebouka	95
15	Martyr Hay Slimane – Tazarourt	86
16	Martyr Boudi Hocine – Bouhoukal	88
17	Frères Ben Latrach - Bouchertioua	88
18	Frères Selmani – Tiaouinine ancienne	84
19	Beni Merai	65
20	Martyr Azi Messaoud	68
21	Martyr Berkat Abdelkader Boughezrane	53
22	MebarkiSmail - Tiaouinine nouvelle	57
23	Bounouni Slimane - Boussaada	52
24	Frères Abbas	52

25	Martyr Bouloufa Amar – Menchar	34
26	Martyr Afoune Mahmoud – Aafar	45
27	Hemlaoui Salah – Tabya nouvelle	24
28	HedajSmail – Ankouri	34
29	Frères Akal - Khacha	7
30	Frères Moussaouer - Bradma	14
Total élèves		3205

- ❖ L'enseignement du cycle moyen est organisé dans 5 établissements de la commune, qui accueillent un total de 2 588 élèves, comme détaillé dans le tableau I.8.

Tableau I.8: Etablissements du cycle moyen de la commune de Kherrata.

N°	Etablissement/localité	Nombre d'élèves
01	08/05/1945 - Kherrata	658
02	Tahyat Ahmed – Kherrata	599
03	Hechman Ali Ou Aissa	519
04	Martyr MazouzBelkacem - Djermouna	421
05	Martyr Abbas Said-Merwaha	291
Total élèves		2588

- ❖ Concernant l'enseignement secondaire, la commune de Kherrata dispose de 3 lycées qui ont une capacité d'accueil totale de 2 201 élèves, comme précisé dans le tableau(I.9).

Tableau I.9 : Etablissements du cycle secondaire de la commune de Kherrata.

N°	Etablissement/localité	Nombre d'élèves
01	Martyr Soumani Mahmoud	839
02	Technicum 500/13000	790
03	Kherrata nouvelle	572
Total élèves		2201

- ❖ En ce qui concerne les Formations professionnelles, La communes de Kherrata est dotée de d'un seul centre de formation professionnelle et d'apprentissage, localisé au niveau du chef-lieu de la commune. (ACL Kherrata).

Tableau I.10 : Centre de formation de la commune de Kherrata.

Centre	Capacité d'accueil	Atelier	Salle de cours	Internat
C.F.P.A SEMAHI SMAIL KHERRATA	360	08	09	OUI

C) Infrastructures sanitaires :**Tableau I.11 : Infrastructures sanitaires de la commune de Kherrata**

Etablissement	Nombre	Localisation	Nombre d'unité (Patient)
Hôpital	01	A.C.L	359
Polyclinique	02	A.C.L et Merwaha	406
Centre d'hémodialyse	01	A.C.L	160
Salle de soin	05	Ighil N'taher, Ighilimiliane,Aitlaaziz,Menchar,Benimerai	38*(5)

D) Infrastructures socio-culturel :

Les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau I.12 : Infrastructures culturelles, sportives et de loisir de la commune de Kherrata

Etablissement	Nombre	Localisation	Effectifs (unité)
Stade	01	A.C.L	157m ²
Salle de sport	01	A.C.L	50 m ²
Maison de jeune	01	A.C.L	13 (personnes)
Bibliothèque	01	A.C.L	23(personnes)
Cinéma	01	A.C.L	500(places)
Musée	01	A.C.L	8(personnes)

E) Infrastructures de culte :

Chaque groupement ou centre dispose d'une mosquée, au total ça fait (21) mosquées. Il existe une école coranique à d'une capacité de 200 élèves et (07) cimetières.

F) Infrastructures de Sécurité :

Il existe deux (02) brigades de gendarmerie, une sureté de daïra, une protection civile et enfin une Garde communale.

G) Infrastructures industrielles :**Tableau I.13 : Infrastructures industrielles de la commune de Kherrata**

Infrastructures	Nombre	Effectifs
Commerce à grande	1170	200
Galerie des Babors	-	07
Tissu imprimé SONITEX	01	146
Unité de fabrication de farine et semoule ERIAD Sétif,d'une capacité de production de 100T/j	01	-
Abattoir	01	-

I.3. Situation hydraulique :

I.3.1 : situation des ressources en eau :

I.3.1.1. Oued Agrioun :

Oued Agrioun prend sa source de l'amont de la commune de Kherrata et traverse les localités de Darguina, Taskeriout, Melbou et Souk El-Tenine pour se jeter à la mer. Cet Oued draine une superficie de 652 km avec un rapport de 180 hm.

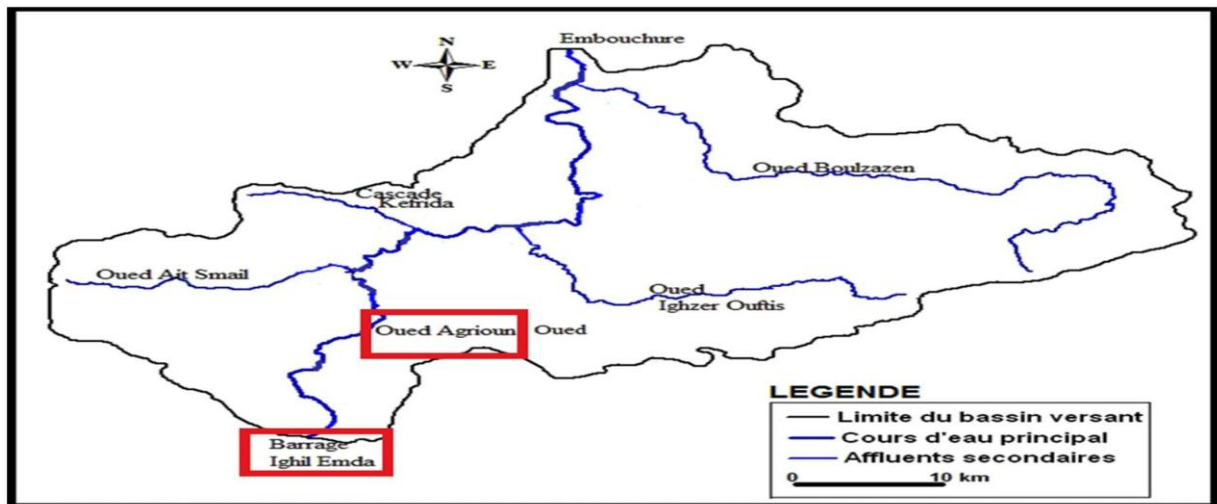


Figure I.7. Carte de délimitation du sous bassin versant de l'Oued Agrioun réalisée à l'aide de MapInfo

I.3.1.2. barrage Ighil-Emda:

Construit en 1945 à Kherrata sur l'Oued Agrioun avec une capacité initiale de stockage de 154 Hm³ et une capacité actuelle de 104 Hm³.

Les localités alimentées en eau potable sont la wilaya de Sétif avec un débit brute de 6 m³/s et Draa el-kaid avec un débit traité de 100l/s (3000m³/j). Le niveau max et min d'exploitation pour Draa el kaid est successivement entre les cotes 532NGA et 506NGA. Le Transfer d'eau vers Sétif se fera si le niveau d'eau dans le barrage dépasse la cote 520NGA.et Sonetex avec un débit de 1000 m³/j

Dans le cadre d'un projet visant à renforcer l'alimentation en eau potable, la wilaya de Bejaïa poursuivra ses efforts pour approvisionner la commune de Kherrata à partir du barrage Ighil-Emda. (Le volume sera calculé dans les chapitres suivants).



Figure I.8 : image satellite de la retenue d'Ighil-Emda (source- Google Earth)

I.3.1.3. Les eaux souterraines :

Les forages, les sources et les puits constituent l'ensemble des eaux souterraines, totalisant un débit de 4.436 Hm /an.

A. Les forages :

Le nombre de forages sur le territoire de la Daïra de Kherrata est de 19

- 4 forages sont destinés à l'alimentation en eau potable (AEP), mobilisent un volume de 1100 m³/j ;
- 15 forages sont destinés à l'irrigation des terres de la Daïra, mobilisent un volume d'exploitation en 2012 de 0.0065 Hm ;
- le débit des forages est de 45 l/s ;

B. Les sources :

La Daïra de Kherrata dispose de nombreuses sources, le nombre est de l'ordre de 6696, elles sont destinées essentiellement à l'alimentation en eau potable, et à l'irrigation avec une superficie agricole de 60 ha.

C. Les puits :

Assurent l'irrigation des jardins et l'abreuvement du cheptel. En outre, ils contribuent à l'alimentation des agglomérations et des petites localités en milieu rural. Le nombre de puits existant à la Daïra de Kherrata sont contrôlés par les services de l'hydraulique et selon la DRE de la wilaya de Bejaia le nombre est de 1640.

I.3.2. réseau d'adduction et distribution :

Le réseau de distribution est généralement de type ramifié, il s'étale sur une longueur de 90KM avec un taux de perte de 25 %

Le tableau ci-après regroupe en effet les informations sur les conduites reliant les différentes infrastructures (stations de pompage, réservoirs, captages, forages, etc.) du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable, en précisant l'origine, la destination, le matériau et le diamètre des conduites.

Tableau I.14 : Récapitulatif des conduites d'adduction et de distribution d'eau potable

Départ	Arrivée	Matériau	Diamètre
Source Bleu	Station de reprise N°01	Fonte	DN250
Station de reprise N°01	Station de reprise N°02 (70m ³)	Fonte	DN250
Station de reprise N°02	Réservoir 500m ³	Fonte	DN250
Captage source Tala Oughanime	Réservoir 500m ³	Acier	Φ127/140
Réservoir Douasla 500m ³	Réservoirs centre (250m ³ et 150m ³)	Fonte, Acier	DN200
Réservoir Douasla 500m ³	Réservoir Cité Carrière 250m ³	Acier	DN125
Captage Tala Oughanime → Douasla	Réservoirs centre	Acier	DN139
Réservoirs centre	Réservoirs Sidi Abderrahmane (250m ³ et 200m ³)	Acier	DN125
Réservoirs Sidi Abderrahmane	Réservoir AFRA 500m ³	Acier	DN125
Station AFRA 500m ³	Réservoir Tala Ouguellil 500m ³	PEHD	DN125
Réservoir Douasla	Réservoirs EPLF (500m ³ et 250m ³)	Acier	DN150
Réservoir Douasla	Réservoir Technicum 100m ³	Acier	DN125
Captage Tala Oughanime	Station de reprise Maida 01 (50m ³)	PVC	DN200
Station de reprise Maida 01	Station de reprise Maida 02 (150m ³)	Acier	DN219
Station de reprise Maida 02 (150m ³)	Réservoir de tête 150m ³	Acier	DN219
Réservoir de tête 150m ³	Station 50m ³	PEHD	DN250
Station de reprise Tala N'Tlilite (50m ³)	Réservoirs El Moekef	Acier	Φ102/114
Station de reprise Tala N'Tlilite (50m ³)	Station de reprise Angouri (50m ³)	PEHD	DN250
Station de reprise Tala N'Tlilite (50m ³)	Réservoirs EPLF	PEHD	DN150
Station de reprise Angouri	Réservoirs Baaziz (150m ³ et 50m ³)	-	-
Station de reprise Baaziz (50m ³)	Réservoirs Mahriara (500m ³ et 150m ³)	Acier	Φ102/114
Captages Tala N'Bouزيد, Tala Fars 01 et 02	Réservoir Bradhma (50m ³)	Acier	Φ33/42, Φ50/60, Φ66/76

Captages Ain Rym 01 et 02	Réservoir Bourzine (200m ³)	Acier	Φ66/76
Captages Lenaceur 01 et 02	Réservoir Bourzine (200m ³)	Acier	Φ80/90
Captage Tizoual	Réservoir Msela (200m ³)	Acier	Φ66/76 à Φ102/114
Captages Thikhamine, Thikdmine, Ikhf Ighzer	Réservoir El Menchar (50m ³)	-	-
Réservoir El Menchar (50m ³)	Réservoir El Menchar (150m ³)	PEHD	DN90
Puits	Réservoir Oueled Saada (100m ³)	Acier	DN100
Forage 12l/s Tabia	Réservoir Tabia (500m ³)	PEHD	DN75
Réservoir Tabia (500m ³)	Réservoir Oueled Hanoune (150m ³)	PEHD	DN125
Réservoir Tabia (500m ³)	Réservoir Bouzeraoune (100m ³)	PEHD	DN110
Captage Merouaha (3l/s)	Bâche à eau (70m ³)	PVC	DN125
Bâche à eau (70m ³)	Réservoir (50m ³)	Acier	Φ66/76
Réservoir (50m ³)	Réservoir (100m ³)	Acier	Φ66/76

Tableau I.15 : Programme de distribution de la commune Kherrata

ZONE	H24		QUATIDIEN		1j/2j JOURS		volume distribué m ³ /j
	PLAGE	TAUX %	PLAGE	TAUX %	PLAGE	TAUX %	
CENTRE	H24	2%	5h	98	0	0	1300 m ³ /j
S.A.Errahmen	H24	0	3h	100	0	0	250 m ³ /j
EPLF	H24	0	3h:30mn	85	3h	15	900 m ³ /j
TECHNICUM	H24	0	7h	100	0	0	100 m ³ /j
ELMAWKIF 5	H24	0	0h	0	2h	100	400 m ³ /j
INGOURIN 6	H24	0	0	0	2h	100	20 m ³ /j
OUFRA/TALA OUHANICHE	H24	0	0	0	4h	100	400 m ³ /j
TALA OUG	H24	0	5h	100	0	0	100 m ³ /j
TIGHREMTE	H24	0	3h	100	0	0	50 m ³ /j
AIT LAZIZ	H24	0	3h	50	3h	50	250 m ³ /j
ELMANCHAR	H24	0	0	0	2h	100	200 m ³ /j
TIAOUININ	H24	0	0	0	1h30min	100	250 m ³ /j
Adjiouane	H24	0	3h	100	0		300 m ³ /j
DRAA ELGAID(centre)	H24	0	3h	100	0	0	300 m ³ /j
Volume de la source bleu =2800M3/J Soit 32.4l/s				=3491 m³/j			4820 m³/j
Volume de la source el Maida=691 M3/J Soit 8l/s							

Source : ADE

- ✓ Parmi les sources d'eau, deux d'entre elles, à savoir El Maida et la source bleue, fournissent un volume substantiel estimé à 3491 m³/j, représentant 72% du volume total distribué. Les autres

sources restantes contribuent à un volume estimé de 1329 m³/j, équivalant à 28% du volume total. Au total, le volume d'eau distribué est de **4820 m³/j**.

I.3.2 : le réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de la commune de Kherrata est de majorité de type séparatif (la ville unitaire), les rejets se font directement vers les cours d'eau existants à l'air libre sans aucune épuration préalable, dont le volume est estimé à 1 282 880 m³/an et on retrouve que 3000 logements raccordés au réseau AEU, le taux de raccordement est de 61 %.Le réseau s'étend sur une longueur de 39 km

Le réseau de drainage des eaux pluviales reste peu développé dans la commune, mais le relief accidenté du site permet un drainage naturellement vers les multitudes cours d'eau existant

I.4. conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté sous différents angles notre zone d'étude. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude (Kherrata) afin de résoudre et de remédier aux difficultés liées à ce dernier.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

II.1. introduction :

Les consommations en eau varient beaucoup selon les conditions locales et reflètent, d'une certaine façon, le niveau de vie d'une population. La quantité d'eau nécessaire à une agglomération se détermine non pas dans l'absolu, mais en relation avec le développement démographique, l'hygiène, les circonstances locales, les usages divers que l'on fait de l'eau, etc. On évalue généralement les besoins correspondants sous l'aspect de la quantité nécessaire par usager et par jour, ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement de tous les ouvrages d'écoulements et d'adductions.

II.2. Evaluation des besoins en eau :

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

II.3. population et évolution démographique :

Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons de l'aire d'étude, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

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

Avec :

- **P_n** : Population à l'horizon de calcul ;
- **P₀** : Population de l'année de référence (2008) ;
- **T** : Taux de croissance naturel de la population (t= **1.20 %**, pour l'aire d'étude d'après le servicetechnique de l'APC de Kherrata);
- **n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul

Les horizons de calcul considérés sont :

- À Court terme : 2034(n=26) ;
- À Moyen terme : 2044 (n=36) ;
- À Long terme : 2054 (n=46) ;

D'après le RGPH de 2008(recensement général de la population et de l'habitat) font ressortir un volume de population estimé à 35 596habitants au niveau de la commune de Kherrata avec une densité moyenne de 359 habitants/km²,

Au niveau de Kherrata la population est répartie inégalement, où on voit que :

- L'agglomération chef-lieu détient environ 67 % de la population communale.
- Les agglomérations secondaires ne renferment que 11 % de la population communale
- En outre, le volume de la population éparsé vient en seconde position, il représente environ 21 % qui sont répartis à travers plusieurs hameaux et lieux- dits.

Le tableau II.1, ci-après inséré, regroupe la population calculée à différents horizons (actuel, moyen et long terme).

Tableau II.1 : Evolution de la population à différents horizons.

Agglomérations		Population (2008)	Population (2024)	Population (2034)	Population (2044)	Population (2054)
Kherrata centre	kherrata chef-lieu	9029	10928	12312	13872	15629
	Cité 75 log	1800	2179	2455	2765	3116
	Cité EPLF	763	923	1040	1172	1321
Djermouna	TIAAWININTE	2367	2865	3228	3637	4097
	AKHROUB	1841	2228	2510	2828	3187
	IGHIL N'DAHER	1421	1720	1938	2183	2460
	IGHIL IMELIEN	918	1111	1252	1410	1589
	TAZAAROUTE	865	1047	1180	1329	1497
	KHACHKHECHE	833	1008	1136	1280	1442
	TALA N'TEGRA	780	944	1064	1198	1350
	ANGOURI	713	863	972	1095	1234
	BOUGAZRAR	532	644	725	817	921
	BRADMA	412	499	562	633	713
	Boukardjough	116	140	158	178	201
	Ahfir	65	79	89	100	113
BENI MERAII	AFRA	2818	3411	3843	4330	4878
	EL MENCHARO SPOUKA	1879	2274	2562	2887	3253
	OULED LAAZIZ	1041	1260	1420	1599	1802
	AHMAM	930	1126	1268	1429	1610
	TIGRAMET	859	1040	1171	1320	1487
	TALA OUDRADJI	741	897	1010	1138	1283
	BOUCHARTIWAT	497	602	678	764	860
	KHACHAT	436	528	595	670	755
	IAAFAR	311	376	424	478	538
KALAAOUNE	TABIAT	2158	2612	2943	3316	3736
	BOUSSADA	582	704	794	894	1007
	MARWAHA	477	577	650	733	826
	BALOUTA	412	499	562	633	713
total		35596	43081	48539	54689	61618

On présente l'évolution de la population de 2024 jusqu'à 2054 sous forme d'un histogramme de la figure (II.1):

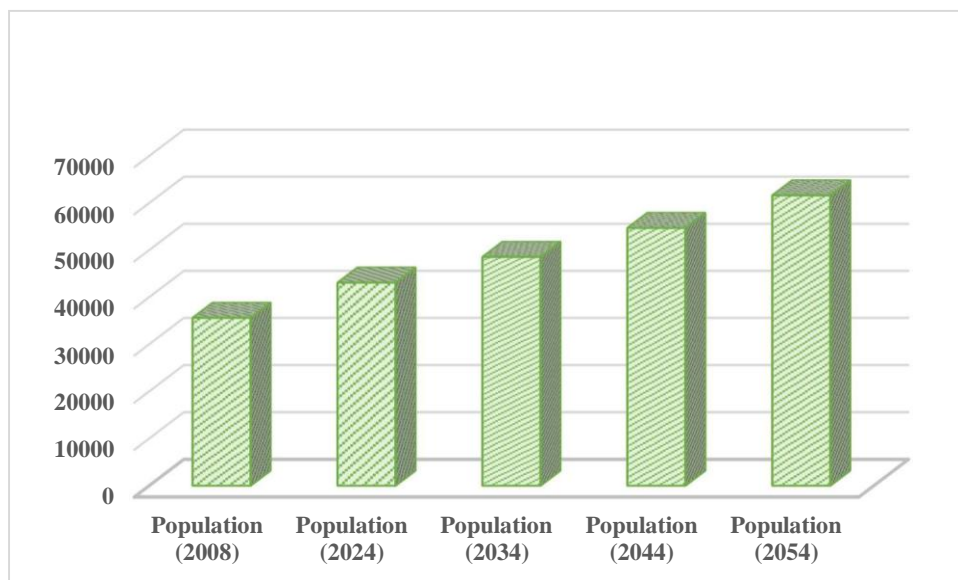


Figure II.1 : Histogramme représentant l'évolution de la population

II.4. Estimation des besoins en eau de la population :

II.4.1. normes de consommation (dotation) :

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons, principalement, le moyen et le long terme. Le choix de la norme de consommation dépend de deux facteurs, à savoir :

- Evolution de la norme de consommation dans le temps ;
- L'extension démographique ou croissance démographique.

Pour le cas d'Algérie, Le Plan National de l'Eau PNE (2010), dans son volet alimentation en eau potable, propose une dotation domestique selon une stratification par taille de l'agglomération desservie

Tableau II. 2: dotation domestique par taille de l'agglomération

Population	Dotation (L/j/h)
$P < 2000$	125
$2000 < P < 20.000$	150 - 200
$20.000 < P < 100.000$	200 - 300
$P > 100.000$	300 - 400

L'air d'étude est de type urbain et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de 150-200 l/j/hab ; néanmoins, le dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude se fera sur la base d'une dotation de 200l/j/hab (d'après la DRE), en tenant compte du développement en cours que connaît-la commune en question, tous secteurs confondus et sur différents programmes d'investissements, (le cas de tout le pays durant cette décennie).

II.4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière :

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

$$Q_{\text{moy}/j} = \frac{N \times D}{1000} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/j).
- D : Dotation moyenne journalière en (l /j/cons).
- N : Nombre de consommateurs.

II.4. Estimation des différents types de besoins :

II.4.1. Calcul de la consommation moyenne journalière des besoins domestiques :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux,...etc.

Les besoin domestique sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II. 3. Répartition des besoins domestiques

Agglomérations		Q _{moy,j2024} (m ³ /j)	Q _{moy,j2034} (m ³ /j)	Q _{moy,j2044} (m ³ /j)	Q _{moy,j2054} (m ³ /j)
Kherrata centre	Kherrata chef-lieu	1639,2	1846,8	2080,8	3125,9
	Cité 75 log	326,8	368,2	414,8	623,2
	Cité EPLF	138,5	156,1	175,8	264,2
Djermouna	TIAAWININTE	429,7	484,2	545,5	819,5
	AKHROUB	334,2	376,6	424,3	637,4
	IGHIL N'DAHER	258,0	290,7	327,5	492,0
	IGHIL IMELIEN	166,7	187,8	211,6	317,8
	TAZAAROUTE	157,0	176,9	199,3	299,5
	KHACHKHECHE	151,2	170,4	192,0	288,4
	TALA N'TEGRA	141,6	159,5	179,8	270,0
	ANGOURI	129,4	145,8	164,3	246,8
	BOUGAZRAR	96,6	108,8	122,6	184,2
	BRADMA	74,8	84,3	94,9	142,6
	Boukardjough	21,1	23,7	26,7	40,2
	Ahfir	11,8	13,3	15,0	22,5
BENI MERAII	AFRA	511,6	576,4	649,4	975,6
	EL MENCHARO SPOUKA	341,1	384,3	433,0	650,5
	OULED LAAZIZ	189,0	212,9	239,9	360,4
	AHMAM	168,8	190,2	214,3	322,0
	TIGRAMET	155,9	175,7	198,0	297,4

	TALA OUDRADJI	134,5	151,6	170,8	256,5
	BOUCHARTIWAT	90,2	101,7	114,5	172,1
	KHACHAT	79,2	89,2	100,5	150,9
	IAAFAR	56,5	63,6	71,7	107,7
KALAAOUNE	TABIAT	391,8	441,4	497,3	747,1
	BOUSSADA	105,7	119,0	134,1	201,5
	MARWAHA	86,6	97,6	109,9	165,1
	BALOUTA	74,8	84,3	94,9	142,6
	total	6462,2	7280,9	8203,3	12323,5

- ✓ D’après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne de la commune de Kherrata s’élèvera à **12323,5 m³/j** à l’horizon (2054).

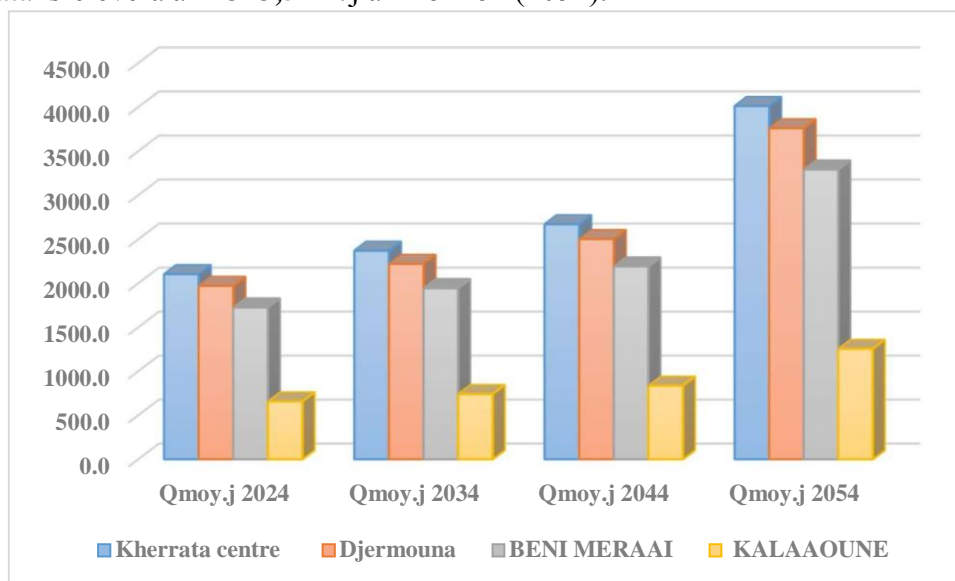


Figure II.2 : évolution de la population par agglomérations

II.4.2. Calcul de la consommation moyenne journalière des équipements (actuel) :

On entend par les besoins des équipements dans cette étude :

- Les besoins scolaires.
- Les besoins sanitaires.
- Les besoins administratifs.
- Les besoins socio-culturels.
- Les besoins de culte.
- Les besoins de Sécurité.
- Les besoins industrielles.

Au niveau de la zone d’étude, les besoins des équipements existants et projetés sont représentés dans le tableau Tableau II.4

Tableau II.4: Besoins des équipements de la zone d’étude

Type d’infrastructure	Equipements	Nombre de consommateurs (mentionnés au premier chapitre)	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m ³ /j)
-----------------------	-------------	--	---------------------	-----------------------------

Administratifs	Sièges daïra et APC	314	15	4,71
	Siège Algérien poste	31	15	0,465
	ANEM	17	10	0,17
	Banque	13 DADR 11 CNEP	15	0,36
	Service Impôts	10	10	0,1
	OPGI	17	10	0,17
	Palais de justice	67	15	1,005
	Centre Pénitencier	2013	30	60,39
Scolaires	30 Ecoles primaires	3205	10	32,05
	05 CEM	2588	10	25,88
	03 lycées	2201	10	22,01
	CFPA	360	10	3,6
Sanitaires	Hôpital	359	400	143,6
	02 Polyclinique	406	400	162,4
	Centre d'hémodialyse	160	50	8
	05 Salle de soin	38×(5)	20	3,8
socioculturels	Stade	157m ²	60	9,42
	02 Salle de sport	50 m ²	15	0,75
	Maison de jeune	13	5	0,065
	Bibliothèque	23	5	0,115
	Cinéma	500(places)	20	10
	Musée	8	20	0,16
Culte	Mosquée	400	20	8
	Ecole coranique	200	20	4
Sécurité	Brigades	80	40	3,2
	Protection civile	40	40	1,6
	Garde communal	45	40	1,8
industrielles	Commerce à grande	200	15	3
	Galerie des Babors	7	20	0,14
	Tissu imprimé SONITEX	146	-	1000
	ERIAD	60	50	3
	Abattoir	60	3000	180

II.4.2. Calcul de la consommation moyenne journalière des équipements (futur) :

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants, on peut estimer les déferents besoins d'équipements futurs. Ces besoins auront une croissance sur les déferents horizons suivant la relation ci-après :

$$\frac{Q_{\text{équipement}}(\text{actuel})}{Q_{\text{doméstique}}(\text{actuel})} = \frac{Q_{\text{équipement}}(\text{futur})}{Q_{\text{doméstique}}(\text{futur})} \quad (\text{II.3})$$

$$\Rightarrow Q_{\text{équipement}}(\text{futur}) = \frac{Q_{\text{équipement}}(\text{actuel})}{Q_{\text{doméstique}}(\text{actuel})} \times Q_{\text{doméstique}}(\text{futur})$$

Tableau II.5 : Récapitulation des consommations totales

Catégories des besoins		Qmoy, j (2024)	Qmoy, j (2034)	Qmoy, j (2044)	Qmoy, j (2054)
Besoins domestiques		6462,2	7280,9	8203,3	12323,5
Besoins Publics	besoins scolaires	79,94	90,1	101,5	152,4
	besoins sanitaires	321,4	362,1	408,0	612,9
	Besoins administratifs	67,37	75,9	85,5	128,5
	besoins socio-culturels	20,51	23,1	26,0	39,1
	besoins de culte	12	13,5	15,2	22,9
	besoins de Sécurité	6,6	7,4	8,4	12,6
	besoins industrielles	1186,14	1336,4	1505,7	2262,0
Total des consommations (m ³ /j)		8156,16	9189,5	10353,7	15553,9

II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière Qmaj,j :

Les fuites au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution sont fonction du type de conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien. Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20 % (réseau neuf).

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \quad (II.4)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m³/j)

$Q_{maj,j}$: débit majoré journalier (m³/j)

Tableau II.6 La consommation moyenne journalière majorée

Années	2024	2034	2044	2054
$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	8156,1	9189,5	10353,7	15553,9
$Q_{maj,j}$ (m ³ /j)	9787,3	11027,4	12424,4	18664,6

II.6. Consommation maximal journalière Qmax,j :

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{maj,j} \quad (II.5)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m³/j) ;
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1.2 et 1.4
On prend $K_{max,j} = 1.3$

D'où :

$$Q_{max,j} = 1.3 \times Q_{maj,j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Consommation maximal journalière

Années	2024	2034	2044	2054
Q_{max,j} (m ³ /j)	12723,61	14335,62	16151,77	24264,08
Q_{max,j} (l/s)	147,2	165,9	186,9	280,83

II.7. Variation de la consommation horaire :

La consommation d'eau journalière varie durant les 24 heures, elle ne suit pas un chemin régulier, on la caractérise par le coefficient d'irrégularité $K_{max,h}$, tel que :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times (Q_{max,j} / 24) \quad (II.6)$$

Avec :

- - **Q_{max,h}** : débit maximum horaire (m³/j) ;
- - **Q_{max,j}** : débit maximum journalier (m³/j) ;
- - **K_{max,h}** : coefficient de variation maximale horaire.

D'où : $K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.7)$

- **α_{max}** : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3, on prend **$\alpha_{max} = 1.3$** .
- **β_{max}** : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans le tableau II.8 ci-après :

Tableau II.8. Variation des valeurs de β_{max}

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000
B max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10

À travers le tableau ci-dessus, on détermine les valeurs de β_{max} et du coefficient $K_{max,h}$, dans le cadre d'estimation les valeurs de $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour tous les horizons, ces valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$

Années	2024	2034	2044	2054
Population	43081	48539	54689	61618
A_{max}	1,3	1,3	1,3	1,3
B_{max}	1,17	1,17	1,15	1,12
K_{max,h}	1,521	1,521	1,495	1,456
Q_{moy,h} (m ³ /h)	530,1	597,3	672,9	1011,0
Q_{max,h} (m ³ /h)	806,3	908,5	1006,1	1472,0
Q_{max,h} (l/s)	223,9	252,3	279,4	408,8

II.8 : bilan ressources-besoins :

Cette évaluation permettra de déterminer l'état des ressources hydrauliques de la commune de Kherrata en examinant, d'un côté, les volumes d'eau mobilisés et, de l'autre, les besoins en eau potable de la municipalité. L'alimentation en eau de Kherrata provient principalement de deux sources, la source Bleue et la source El Maida, qui fournissent un débit cumulé de 3491 m³ par jour. S'ajoutent à cela d'autres sources moins importantes dont le volume total est estimé à 1329 m³ quotidiennement. Ainsi, comme détaillé dans le premier chapitre, le volume global d'eau distribuée sur le territoire de la commune atteint 4820 m³ par jour.

Le bilan de consommation de la zone d'étude est présenté dans le tableau II.10 suivant

Tableau II.10 : bilan ressources-besoins

Horizon	Besoins (m ³ /j)	Ressources (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)
2024	12724	4820	-7904
2034	14336		-9516
2044	16152		-11332
2054	24264		-19444

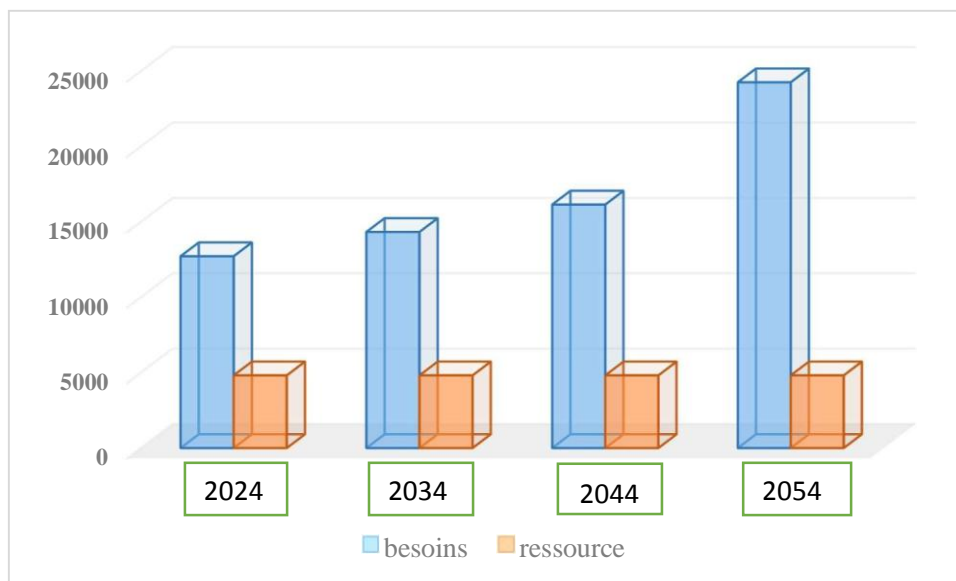


Figure II. 3 : Bilan ressources-besoins

II.9. conclusion :

L'évaluation des besoins en eau potable de la commune à différents horizons (2024,2034, 2044 et 2054) est essentielle afin de dimensionner de manière optimale les réservoirs, les bâches d'eau et le système d'approvisionnement. Cela permettra d'assurer un fonctionnement adéquat du réseau et de fournir des quantités d'eau suffisantes.

Cependant, le bilan des besoins et des ressources révèle que la commune de Kherrata fait face à un important déficit en eau potable. Pour assurer les besoins de la commune, il sera donc nécessaire d'envisager une solution alternative, à savoir l'approvisionnement à partir du barrage Ighil-Emda.

Chapitre III :

Réservoirs

III.1. introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable des localités en question, ce réseau comporte plusieurs éléments, à savoir, des stations de pompage, des conduites de refoulement et de distribution, des ouvrages de stockage...

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'eau potable, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité des ouvrages de stockage nécessaires pour satisfaire les besoins future des zones à alimenter.

III.2. Définition et rôle :

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau.

Leurs nombreux rôles peuvent se résumer comme suit :

- Régularisation des débits et des pressions ;
- Compensation de l'écart entre les apports d'eau et la consommation (débit de point) ;
- Maintien de l'eau à l'abri des risques de contamination et sa préservation contre les fortes variations de température ;
- Lutte contre d'éventuels incendies par la partie du volume y est réservée ;
- Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Constituent une réserve pour les imprévus (ruptures, panne des pompes, réparation et extension du réseau, etc.).
- Réduction des dépenses d'énergie

III.3. classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés d'après les facteurs suivants :

A.Selon le type de matériaux de construction :

Les réservoirs peuvent être soit :

- Maçonnerie ;
- Métalliques ;
- En béton armé ou précontraints.

B.Selon le type d'emplacement dans le sol on distingue les :

- Réservoirs enterrés ;
- Réservoirs semi enterrés ;
- Réservoirs surélevés sur tour.

C.Selon la forme géométrique ils peuvent être soit :

- De forme rectangulaire ou carré ;

- Ou bien cylindrique.

D. Selon l'aspect esthétique, ils peuvent :

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage.

E. Selon l'usage on peut les classés en :

- Réservoir principale d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (tampon) ;
- Réservoir de traitement ;

III.4. Equipements des réservoirs :

III.4.1. Conduite d'arrivée :

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par surverse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant.

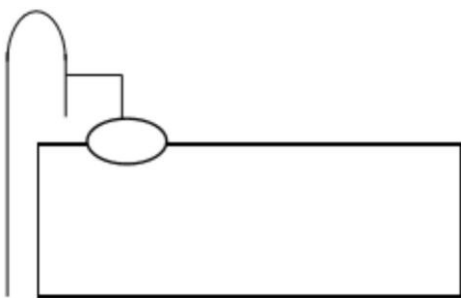


Figure III. 1 : adduction en chute libre

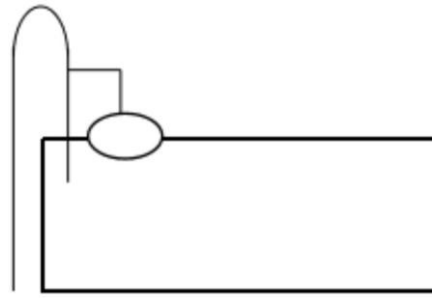


Figure III. 2 : adduction noyée

III.4.2. Conduite de distribution :

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex.

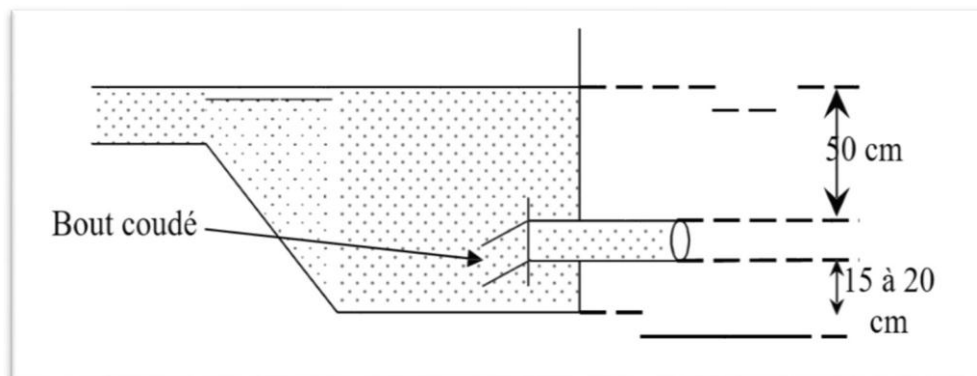


Figure III.3 : Emplacements de la conduite de distribution

III.4.3. Conduite trop plein :

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale .il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt le pompage.

Pour éviter l'intrusion d'insectes ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite

III.4.4. Conduite de vidange :

Elle commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage

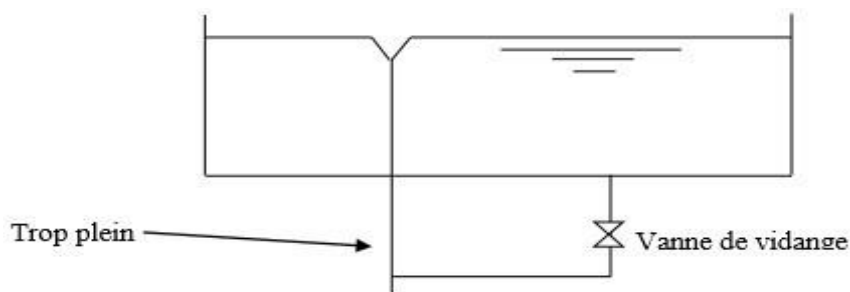


Figure III. 4 : Trop plein et vidange

III.4.5. Conduite by-pass :

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2.

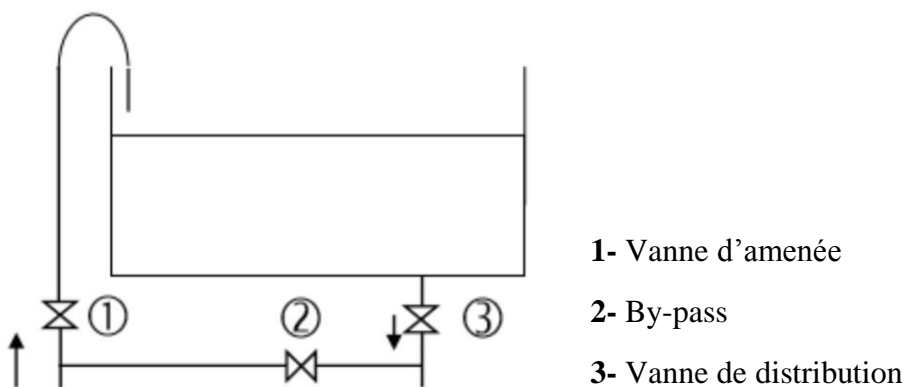


Figure III. 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution

III.4.6. Reserve d'incendie :

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, on aménage la disposition indiquée dans la figure (III-6), en temps normal la vanne 1 est ouverte et 2 fermée, en cas de besoin il suffira d'ouvrir la vanne 2 tout en évitant la tranche morte.

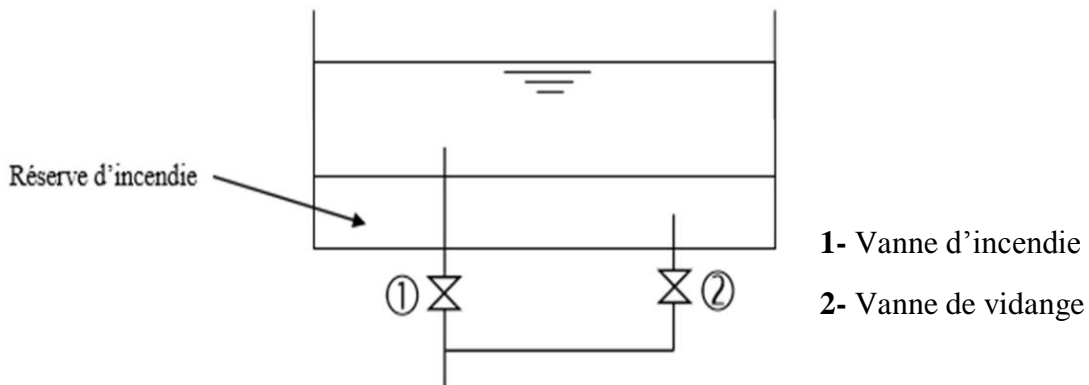


Figure III. 6 : Système de deux prises

Le dispositif le plus employé est celui en siphon figure (III-7) où en temps normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée, le siphon se désamorce grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors de l'atteinte de la réserve d'incendie, il suffira d'ouvrir la vanne 2

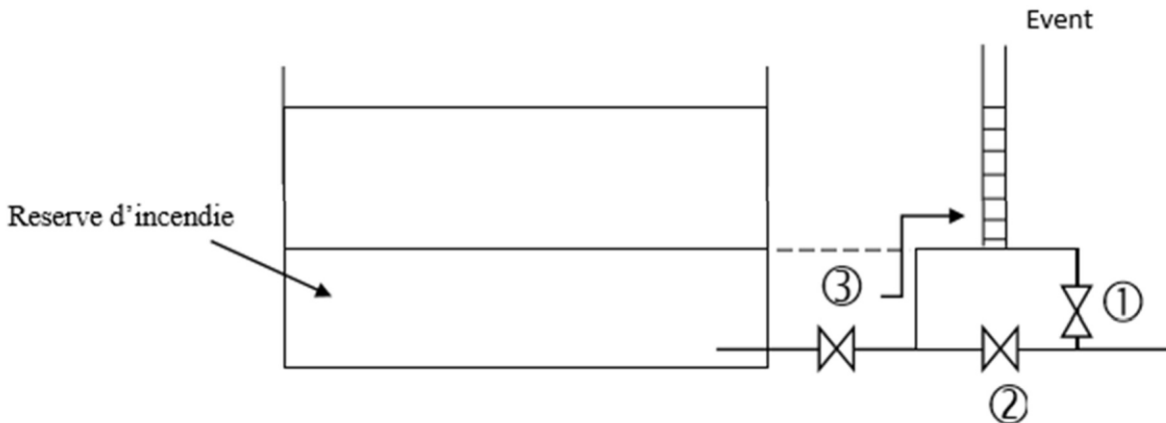


Figure III. 7 : Système à Siphon

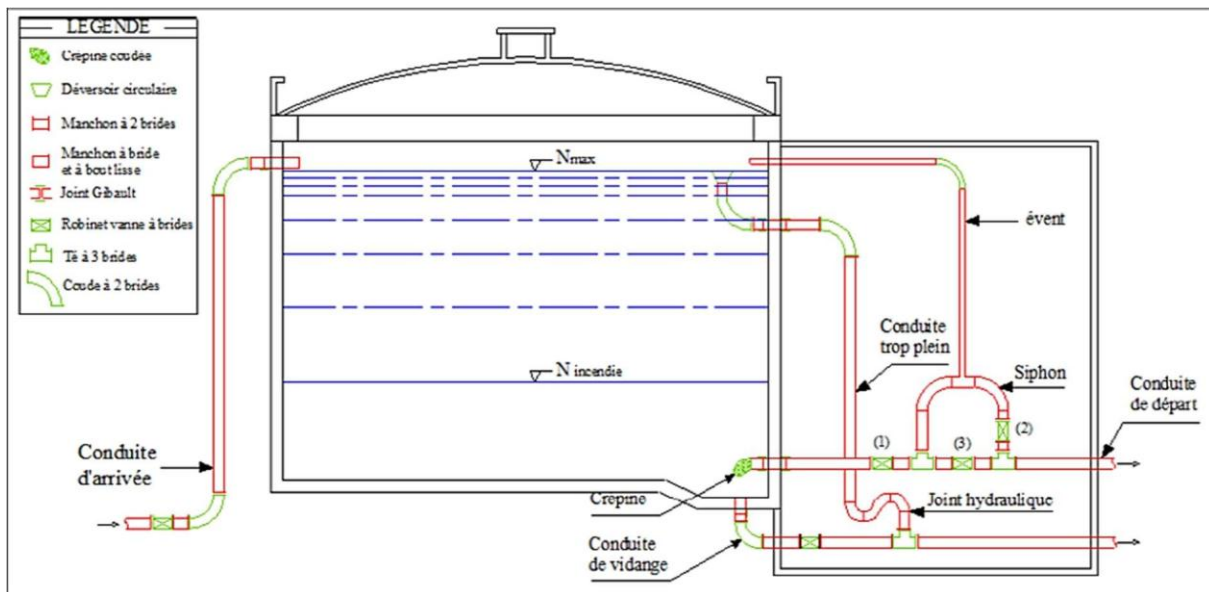


Figure III. 8 : schéma général d'un réservoir avec équipements

III.5. emplacement de réservoir :

L'emplacement du réservoir d'eau potable est un élément crucial pour assurer une distribution efficace. Son positionnement en termes d'altitude est primordial afin de garantir une pression adéquate lors des pics de consommation. Le choix optimal de l'emplacement nécessite une étude technico-économique approfondie, prenant en compte les critères Durabilité suivants :

- Être situé à un niveau plus élevé que la zone desservie.
- Fournir une pression suffisante aux usagers pendant les périodes de forte demande.
- Le radier (base) du réservoir doit se trouver à une altitude supérieure au point le plus haut du réseau de distribution.
- Être le plus proche possible de la zone à approvisionner pour des raisons économiques.
- Être construit sur un terrain stable et solide.

III.6. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir :

Les principales exigences sont :

- **Résistance** : le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;
- **Étanchéité** : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume sans fuite ;
- **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

III.7. Détermination de la capacité théorique des réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve

d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- a. **La méthode graphique :** qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé en fonction de la durée de pompage.
- b. **méthode analytique :** qui tient compte des débits d'apports et des débits de départ en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³.

D'où :

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

$$V_{max} = \frac{P_{max}(\%) \times Q_{max.j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_r : Volume de régulation du réservoir (m³) ;
- Q_{maxj} : Consommation maximale journalière (m³/j) ;
- P_{max} : Résidu maximum dans le réservoir (%).

b.1. Calcul du résidu P_{max} :

- ❖ La distribution du débit journalier sur les heures de jour est déterminée par la variation du coefficient de variation horaire ($K_{max.h}$), le débit de pompage est réparti sur 20 h le long de la journée, on détermine la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée alors on aura un surplus ou un déficit. Ainsi, on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée, sera le pourcentage de volume de stockage.
- ❖ La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (\text{III.2})$$

Avec :

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

$|R^-_{max}|$: Résidu minimum négatif (%)

b.2. Le volume total de réservoir :

Pour déterminer la valeur totale de réservoir nous devons tenir compte de la réserve d'incendie, cette réserve égale à 120 m³

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V_t : volume totale du réservoir
- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m³)
- V_{inc} : la réserve d'incendie (égale à 120 m³)

✦ Calcul de diamètre :

La hauteur des réservoirs varie généralement entre 3 et 6 m. on prend $H = 4$ m pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m³ et $H=5$ m pour les réservoirs supérieurs à 500 m³.

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

Avec

- V : Capacité du réservoir (m³) ;
- S : Section du réservoir (m²) ;
- H : Hauteur utile d'eau (m) ;
- D : Diamètre du réservoir (m).

✦ Calcul de la hauteur d'incendie H_{inc} :

On utilise directement la relation suivante :

$$H_{inc} = \frac{4V_{inc}}{\pi D^2} \quad (\text{III.5})$$

✦ Calcul de la hauteur d'eau à desservir :

$$H_d = H - H_{inc} \quad (\text{III.6})$$

III.8. Détermination de la capacité des réservoirs :

III.8.1. Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon) :

Le réservoir projeté Ighil Alia est alimenté par refoulement à partir de la prise d'eau flottante en transférant l'eau gravitairement vers trois destinations avec un débit de 24030,86 m³/j pour une population de 61618 habitants.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.1. Dimensionnement du réservoir Tampon

Heure	Apport (%)	ADDUCTION (%)	déficit ou surplus (%)	Résidu (%)
00--01	0	4,16	-4,16	-4,16

01--02	0	4,16	-4,16	-8,32
02--03	5	4,16	0,84	-7,48
03--04	5	4,16	0,84	-6,64
04--05	5	4,16	0,84	-5,80
05--06	5	4,16	0,84	-4,96
06--07	5	4,16	0,84	-4,12
07--08	5	4,16	0,84	-3,28
08--09	5	4,17	0,83	-2,45
09--10	5	4,17	0,83	-1,62
10--11	5	4,17	0,83	-0,79
11--12	5	4,17	0,83	0,04
12--13	5	4,17	0,83	0,87
13--14	5	4,17	0,83	1,70
14--15	5	4,17	0,83	2,53
15--16	5	4,17	0,83	3,36
16--17	5	4,17	0,83	4,19
17--18	5	4,17	0,83	5,02
18--19	5	4,17	0,83	5,85
19--20	5	4,17	0,83	6,68
20--21	5	4,17	0,83	7,51
21--22	5	4,17	0,83	8,34
22--23	0	4,17	-4,17	4,17
23--24	0	4,17	-4,17	0,00
total	100	100		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 16,66 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}|$ $P_{max} = 16.66\%$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = ((24030,86 \times 16.66)/100) + 120$ $VT = 4003,54 m^3$.

Le volume calculé est de 4003,54 m, alors le réservoir projeté Ighil Alia sera d'une capacité de **4500 m³**.

➤ Diamètre du réservoir

Généralement la hauteur du réservoir est comprise entre 4 m et 5 m, on prend $H = 4$ m.

$$VT = Sr \times Hr \rightarrow Dr = \sqrt{\left(\frac{4 \times VT}{H \times \pi}\right)} \quad (III.7)$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir (m^3);
- S_r : surface du réservoir (m^2);
- H_r : hauteur du réservoir (m);
- D_r : diamètre du réservoir (m).

Donc : $D_r = \sqrt{\frac{4 \times 4500}{4 \times 3,14}} = 38m$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times V_{inc}}{D_r^2 \times \pi}} \quad (III.8)$$

Avec :

- H_{inc} : hauteur d'incendie (m);
- V_{inc} : volume d'incendie (m^3).

Alors on aura :

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{38^2 \times 3,14}} = 0,32m$$

III.8.2. Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane :

Le piquage Tajnante provenant du réservoir Ighil Alia assure le stockage du réservoir Sidi Abderrahmane qui se situe à une cote de 609 m et qui distribue vers le Chef-lieu

(15 % de la population dont : $K_{max.h} = 2$ et $Q_{maxj} = 1173,80 m^3/j$)

Tableau III.2. Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane

Heure	courbe de consommation Dom (%)	arrivée	Consommation	Déficit ou surplus	résidu
00--01	0,75	48,9	8,80	40,10	40
01--02	0,75	48,9	8,80	40,10	80
02--03	1	48,9	11,74	37,16	117
03--04	1	48,9	11,74	37,16	155
04--05	3	48,9	35,21	13,69	168

05--06	5,5	48,9	64,56	-15,66	153
06--07	5,5	48,9	64,56	-15,66	137
07--08	5,5	48,9	64,56	-15,66	121
08--09	3,5	48,9	41,08	7,82	129
09--10	3,5	48,9	41,08	7,82	137
10--11	6	48,9	70,43	-21,53	115
11--12	8,5	48,9	99,77	-50,87	64
12--13	8,5	48,9	99,77	-50,87	14
13--14	6	48,9	70,43	-21,53	-8
14--15	5	48,9	58,69	-9,79	-18
15--16	5	48,9	58,69	-9,79	-28
16--17	3,5	48,9	41,08	7,82	-20
17--18	3,5	48,9	41,08	7,82	-12
18--19	6	48,9	70,43	-21,53	-33
19--20	6	48,9	70,43	-21,53	-55
20--21	6	48,9	70,43	-21,53	-76
21--22	3	48,9	35,21	13,69	-63
22--23	2	48,9	23,48	25,42	-37
23--24	1	48,9	11,74	37,16	0
total	100		1173,80		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 244,68 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = 244,68$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = 244,68 + 120 \quad \mathbf{VT = 364,68 m^3}$.

Le volume calculé est de **364,68 m³**. Alors le réservoir Sidi Abderahmane sera d'une capacité de **400 m³**.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 400}{4 \times 3,14}} = 11,28m$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{11,28^2 \times 3,14}} = 1,09m$$

III.8.3. Dimensionnement du réservoir R'Houali :

Le piquage R'Houali provenant du réservoir Ighil Alia assure le stockage du réservoir R'Houali qui se situe à une cote de 592m et qui distribue vers beni merai (4% de la population) dont $Q_{max,j} = 256,9 \text{ m}^3/j$, $K_{max.h} = 2,6$

- La consommation de Beni merai est prise en consideration dans les calculs meme si cette derniere ne fait pas partie de la zone d'etudes. Toutes fois elle est alimentée par le systeme concerné par la présente étude.

Tableau III.3. Dimensionnement du réservoir R'Houali

Heure	courbe de consommation Dom (%)	arrivé	consommation	différence arrivée et départ	résidus
00--01	0,6	10,70	1,5	9,2	9,20
01--02	0,6	10,70	1,5	9,2	18
02--03	1,2	10,70	3,1	7,6	26
03--04	1,2	10,70	3,1	7,6	34
04--05	3,5	10,70	9,0	0,0	34
05--06	3,5	10,70	9,0	1,7	35
06--07	4,5	10,70	11,6	-0,9	34
07--08	10,2	10,70	26,2	-15,5	19
08--09	8,8	10,70	22,6	-11,9	7
09--10	6,5	10,70	16,7	-6,0	1
10--11	4,1	10,70	10,5	0,2	1
11--12	4,1	10,70	10,5	0,2	1
12--13	3,5	10,70	9,0	1,7	3
13--14	3,5	10,70	9,0	1,7	5
14--15	4,7	10,70	12,1	-1,4	3
15--16	6,2	10,70	15,9	-5,2	-2
16--17	10,4	10,70	26,7	-16,0	-18
17--18	9,4	10,70	24,1	-13,4	-31
18--19	7,3	10,70	18,8	-8,0	-39
19--20	1,6	10,70	4,1	6,6	-33
20--21	1,6	10,70	4,1	6,6	-26
21--22	1	10,70	2,6	8,1	-18
22--23	0,6	10,70	1,5	9,2	-9

23--24	0,6	10,70	1,5	9,2	0
total	100	257	255		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 74,6 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = 74,6$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = 74,6 + 120 \quad \mathbf{VT = 194,6 m^3}$

Le volume calculé est de **194,6 m³**. Alors le réservoir R'houali sera d'une capacité de **200 m³**.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 200}{4 \times 3,14}} = 8 m$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{8^2 \times 3,14}} = 1,54 m$$

III.8.4. Dimensionnement du réservoir Centre-ville :

Le réservoir centre-ville se situe à une cote de 528m assure la distribution vers chef-lieu (39% de la population) dont $Q_{max.j} = 3051,89 m^3/j$ et $K_{max.h} = 1,75$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4. Dimensionnement du réservoir centre-ville

Heure	courbe de consommation Dom (%)	arrivée	consommation	déficit ou surplus	résidu
00--01	1	127,16	30,52	96,64	97
01--02	1	127,16	30,52	96,64	193
02--03	1	127,16	30,52	96,64	290
03--04	1	127,16	30,52	96,64	387
04--05	2	127,16	61,04	66,12	453
05--06	3	127,16	91,56	35,60	488
06--07	5	127,16	152,59	-25,43	463
07--08	6,5	127,16	198,37	-71,21	392

08--09	6,5	127,16	198,37	-71,21	320
09--10	5,5	127,16	167,85	-40,69	280
10--11	4,5	127,16	137,33	-10,17	270
11--12	5,5	127,16	167,85	-40,69	229
12--13	7	127,16	213,63	-86,47	142
13--14	7	127,16	213,63	-86,47	56
14--15	5,5	127,16	167,85	-40,69	15
15--16	4,5	127,16	137,33	-10,17	5
16--17	5	127,16	152,59	-25,43	-20
17--18	6,5	127,16	198,37	-71,21	-92
18--19	6,5	127,16	198,37	-71,21	-163
19--20	5	127,16	152,59	-25,43	-188
20--21	4,5	127,16	137,33	-10,17	-198
21--22	3	127,16	91,56	35,60	-163
22--23	2	127,16	61,04	66,12	-97
23--24	1	127,16	30,52	96,64	0
total	100	3051,84	3051,89		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 686,70 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = 686,70$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = 686,70 + 120 \quad \mathbf{VT = 806,70m^3}$

Le volume calculé est de **806,70m³**. Alors on opte pour un réservoir de **800 m³**.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 800}{4 \times 3,14}} = 15,96 \text{ m}$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{15,96^2 \times 3,14}} = 0,77 \text{ m}$$

III.8.5. Dimensionnement du réservoir cité-carrière :

Le réservoir cité-carrière se situe à une cote de 537m assure la distribution vers chef-lieu (12% de la population) dont $Q_{max,j} = 939,04m^3/j$ et $K_{max,h} = 1,5$

Tableau III.5. Dimensionnement du réservoir cité-carrière

Heure	courbe de consommation Dom (%)	arrivé	courbe de consommation Dom (%)	différence arrivée et départ	résidus
00--01	1,5	39,13	14,1	25,0	25
01--02	1,5	39,13	14,1	25,0	50
02--03	1,5	39,13	14,1	25,0	75
03--04	1,5	39,13	14,1	25,0	100
04--05	2,5	39,13	23,5	15,7	116
05--06	3,5	39,13	32,9	6,3	122
06--07	4,5	39,13	42,3	-3,1	119
07--08	5,5	39,13	51,6	-12,5	106
08--09	6,25	39,13	58,7	-19,6	87
09--10	6,25	39,13	58,7	-19,6	67
10--11	6,25	39,13	58,7	-19,6	48
11--12	6,25	39,13	58,7	-19,6	28
12--13	5	39,13	47,0	-7,8	20
13--14	5	39,13	47,0	-7,8	12
14--15	5,5	39,13	51,6	-12,5	0
15--16	6	39,13	56,3	-17,2	-17
16--17	6	39,13	56,3	-17,2	-34
17--18	5,5	39,13	51,6	-12,5	-47
18--19	5	39,13	47,0	-7,8	-55
19--20	4,5	39,13	42,3	-3,1	-58
20--21	4	39,13	37,6	1,6	-56

21--22	3	39,13	28,2	11,0	-45
22--23	2	39,13	18,8	20,3	-25
23--24	1,5	39,13	14,1	25,0	0
total	100		939,0		

D'après le tableau ci-dessus :

On a le résidu max est de 180 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| = 180,0$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = 180,0 + 120 \quad \mathbf{VT = 300m^3}$.

Le volume calculé est de $300m^3$. Alors on opte pour un réservoir de $300 m^3$.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 300}{4 \times 3,14}} = 10 \text{ m}$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{10^2 \times 3,14}} = 1,23 \text{ m}$$

III.8.6. Dimensionnement du réservoir Technicum :

Le réservoir technicum se situe à une cote de 565m assure la distribution vers chef-lieu (10% de la population) dont $Q_{max,j} = 782,54m^3/j$ et $K_{max,h} = 1,7$

Tableau III.6. Dimensionnement du réservoir Technicum

Heure	courbe de consommation Dom (%)	arrivée	consommation	déficit ou surplus	résidu
00--01	1	32,6	7,83	24,77	25
01--02	1	32,6	7,83	24,77	50
02--03	1	32,6	7,83	24,77	74
03--04	1	32,6	7,83	24,77	99

04--05	2	32,6	15,65	16,95	116
05--06	3	32,6	23,48	9,12	125
06--07	5	32,6	39,13	-6,53	119
07--08	6,5	32,6	50,86	-18,26	100
08--09	6,5	32,6	50,86	-18,26	82
09--10	5,5	32,6	43,04	-10,44	72
10--11	4,5	32,6	35,21	-2,61	69
11--12	5,5	32,6	43,04	-10,44	59
12--13	7	32,6	54,78	-22,18	36
13--14	7	32,6	54,78	-22,18	14
14--15	5,5	32,6	43,04	-10,44	4
15--16	4,5	32,6	35,21	-2,61	1
16--17	5	32,6	39,13	-6,53	-5
17--18	6,5	32,6	50,86	-18,26	-24
18--19	6,5	32,6	50,86	-18,26	-42
19--20	5	32,6	39,13	-6,53	-48
20--21	4,5	32,6	35,21	-2,61	-51
21--22	3	32,6	23,48	9,12	-42
22--23	2	32,6	15,65	16,95	-25
23--24	1	32,6	7,83	24,77	0
total	100	782,4	782,54		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 176,15 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = 176,15$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = 176,15 + 120 \quad \mathbf{VT = 296,15m^3}$.

Le volume calculé est de $296,15m^3$. Alors on opte pour un réservoir de $300 m^3$.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 300}{4 \times 3,14}} = 10 m$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{10^2 \times 3,4}} = 1,23m$$

III.8.7. Dimensionnement du réservoir Boufalki :

Le piquage Technicum provenant du réservoir Ighil Alia m^3/j assure le stockage du réservoir Boufalki qui distribue vers Chef-lieu (24,39%) dont $Q_{max.j} = 1908,6m^3/j$ et $K_{max.h} = 1,88$ comme il assure une adduction vers le réservoir Mahrira ($Q_{max.j \text{ total}} = 7825,35m^3/j$).

Tableau III.7. Dimensionnement du réservoir Boufalki

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Deficit ou surplus	résidu
00--01	4,16	3,15	0,22	0,79	0,79
01--02	4,16	3,15	0,22	0,79	1,58
02--03	4,16	3,15	0,22	0,79	2,37
03--04	4,16	3,15	0,24	0,84	3,21
04--05	4,16	3,15	0,33	0,68	3,89
05--06	4,16	3,15	0,94	0,07	3,96
06--07	4,16	3,15	1,27	-0,26	3,70
07--08	4,16	3,15	1,51	-0,50	3,20
08--09	4,17	3,16	1,34	-0,33	2,87
09--10	4,17	3,16	1,43	-0,42	2,45
10--11	4,17	3,16	1,22	-0,21	2,24
11--12	4,17	3,16	1,59	-0,58	1,67
12--13	4,17	3,16	1,83	-0,82	0,85
13--14	4,17	3,16	1,63	-0,62	0,23
14--15	4,17	3,16	1,30	-0,29	-0,07
15--16	4,17	3,16	1,13	-0,12	-0,19
16--17	4,17	3,16	1,10	-0,09	-0,28
17--18	4,17	3,16	1,34	-0,33	-0,61
18--19	4,17	3,16	1,54	-0,53	-1,14
19--20	4,17	3,16	1,30	-0,29	-1,43
20--21	4,17	3,16	1,22	-0,21	-1,64
21--22	4,17	3,16	0,73	0,28	-1,36
22--23	4,17	3,16	0,49	0,52	-0,84

23--24	4,17	3,16	0,24	0,77	0
total	100	75,61	24,39		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 5,61 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}|$ $P_{max} = 5,61\%$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = ((7825,35 \times 5,61)/100) + 120$ $VT = 558,68m^3$.

Le volume calculé est de **558,68m³** alors le réservoir Boufalki sera d'une capacité de **600 m³**.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 600}{4 \times 3,14}} = 13,82m$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{13,82^2 \times 3,14}} = 0,89m$$

III.8.8. Dimensionnement du réservoir Mahrira :

Le réservoir projeté Mehrira destiné pour le village Djermouna est alimenté par refoulement à partir du réservoir Boufalki et assure l'adduction vers les deux réservoirs Mahrira et Moekef dont $Q_{max,j total} = 7333,61m^3/j$.

Tableau III.8. Dimensionnement du réservoir Mahrira

Heure	Apport (%)	adduction1 (%)	adduction2 (%)	Surplus ou deficit	Résidu (%)
00--01	0,00	1,54	2,61	-4,15	-4,15
01--02	0,00	1,54	2,61	-4,15	-8,30
02--03	5,00	1,55	2,61	0,84	-7,46
03--04	5,00	1,55	2,61	0,84	-6,62
04--05	5,00	1,55	2,61	0,84	-5,78
05--06	5,00	1,55	2,61	0,84	-4,94
06--07	5,00	1,55	2,62	0,83	-4,11
07--08	5,00	1,55	2,62	0,83	-3,28
08--09	5,00	1,55	2,62	0,83	-2,44
09--10	5,00	1,55	2,62	0,83	-1,61
10--11	5,00	1,55	2,62	0,83	-0,78
11--12	5,00	1,55	2,62	0,83	0,05

12--13	5,00	1,55	2,62	0,83	0,88
13--14	5,00	1,55	2,62	0,83	1,71
14--15	5,00	1,55	2,62	0,83	2,54
15--16	5,00	1,55	2,62	0,83	3,37
16--17	5,00	1,55	2,62	0,83	4,20
17--18	5,00	1,55	2,62	0,83	5,03
18--19	5,00	1,55	2,62	0,83	5,86
19--20	5,00	1,55	2,62	0,83	6,70
20--21	5,00	1,55	2,62	0,83	7,53
21--22	5,00	1,55	2,62	0,83	8,36
22--23	0,00	1,55	2,62	-4,17	4,19
23--24	0,00	1,55	2,62	-4,17	0
total	100	37,18	62,82		

D'après le tableau ci-dessus :

On remarque que le résidu max est de 16,66 sur lequel se base le calcul suivant :

- Résidu maximal : $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}|$ $P_{max} = 16,66\%$
- Volume total : $VT = VU + V_{inc} = ((7333,61 \times 16,66)/100) + 120$ $VT = 1221,54m^3$.

Le volume calculé est de **1221,54m³**.alors le réservoir Mahrira sera d'une capacité de **2000 m³**.

➤ **Diamètre du réservoir**

$$Dr = \sqrt{\frac{4 \times 2000}{4 \times 3,14}} = 25,23m$$

➤ **Hauteur d'incendie :**

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{25,23^2 \times 3,14}} = 0,24m$$

III.9.conclusion :

Le dimensionnement des ouvrages de stockage nous a permis d'établir le tableau (III.9) qui résume la capacité des réservoirs servant à la distribution des quatre villages de la commune de Kherrata, ainsi que les diamètres de chaque réservoir et les hauteurs nécessaires à la réserve d'incendie.

TableauIII.9 Représentation des capacités des réservoirs, les diamètres et H_{inc}

Reservoirs dimensionnés	Volume (m ³)	Diamètres (m)	H _{inc} (m)
Réservoir tampon	4500	38	0.38
Sidi Abderhmane	400	11,28	1.09
R'houali	200	8	1.54
Centre ville	800	15,96	0,77

Cité carrière	300	10	1,23
technicum	300	10	1,23
Boufalki	600	13,82	0,89
Mehrira	2000	25,23	0.24

Chapitre IV :

Adductions

IV.1. introduction :

L'adduction désigne le transport de l'eau brute depuis sa source jusqu'au réseau de distribution, à l'aide d'un système de canalisations. Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions appropriées pour ce réseau d'adduction, afin d'alimenter efficacement la zone étudiée.

IV.2. types d'adduction :

Selon la nature de relief et celui de terrain naturel, on distingue trois types d'adduction :

- ✦ Adduction gravitaire.
- ✦ Adduction par refoulement.
- ✦ Adduction mixte.

IV.2.1.adduction gravitaire :

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

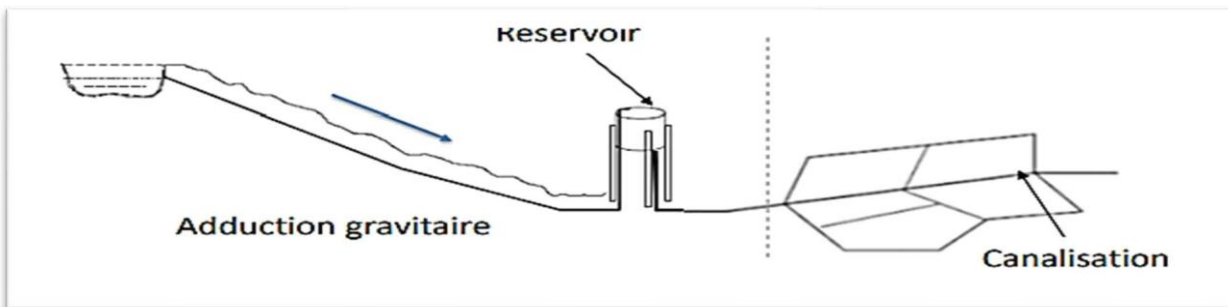


Figure IV.1. Schéma d'adduction gravitaire

IV.2.2.Adduction par refoulement :

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

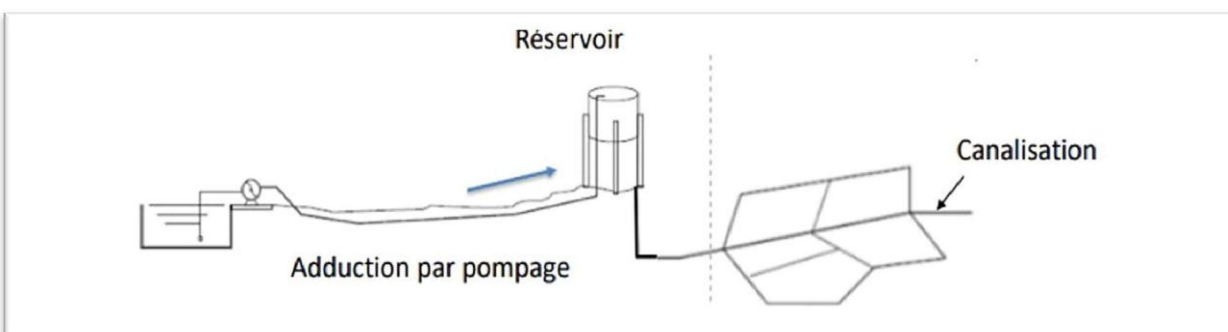


Figure IV.2. Schéma d'adduction par refoulement

IV.2.3.Adduction mixte :

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

IV.3. Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction se base sur les conditions économiques, techniques, et topographiques d'une manière à réduire dans la mesure du possible les coûts de la réalisation du projet, et ces conditions se résument comme suit :

- Dans un but économique du projet, le tracé à choisir doit être le plus court possible ayant un profil en long régulier afin de réduire les frais ;
- Dans le but technique et pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de réalisation, il est recommandé de suivre les voies d'accès préexistantes (route, piste ...)
- Rechercher la possibilité d'avoir une adduction gravitaire afin d'alimenter la zone d'étude ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées implantées et afin de minimiser les pertes de charge.

IV.4. Choix de type 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 :

- ✦ 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, PRV).

On donne ci-dessous les avantages de quelques types de conduites :

❖ Avantages des conduites en PEHD :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité ;
- Facilité de soudage par électro-soudeur ou fusion bout à bout, offrant un système complètement soudé ;
- Résistance à la corrosion interne et externe ;
- Bonnes propriétés hydrauliques ;
- Longue durabilité ;
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité ;
- Son élasticité lors du phénomène transitoire ;
- Son coût faible.

❖ Avantages des conduites en fonte ductile :

- Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- Facilité d'assemblage ;
- Longue durée de vie ;
- Une très bonne résistance à la corrosion

❖ Avantages des conduites en acier :

- Ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder les pièces spéciales (Joints présentant une certaine élasticité) ;
- Soudable ;
- Bonne étanchéité ;
- Peuvent supporter des pressions importantes ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matière plastique ;
- Par leurs élasticités s'adaptent aux reliefs plus aux moins accidentés.

IV.5. Etude technico-économique des conduites :

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, repose sur deux critères :

Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;

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

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

Le débit ;

Le diamètre ;

La vitesse ;

Les pertes de charge ;

IV.5.1 Calcul du diamètre économique de la conduite :

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique

Pour les conduites par refoulement on utilisera les formules suivantes :

$$\text{Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

D : diamètre de conduite(m).

Q : débit transitant dans la conduite (m³/s).

On choisira parmi les diamètres compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS, celui qui est le plus économique.

❖ Pour les conduites gravitaires on utilisera les formules suivantes :

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

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

Avec :

- D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;
- D_{max} : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s ;
- v_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 1.5 m/s ;
- ✦ v_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0.5 m

IV.5.2 Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;

IV.5.3. Calcul des pertes de charge :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- a. Pertes de charge linéaires ;
- b. Pertes de charge singulières

a. Pertes de charges linéaires :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH

$$\Delta HL = \lambda \times L \times \frac{v^2}{2gD} \quad (IV.6)$$

Avec :

- ΔHL : Perte de charge linéaire (m)
- L : Longueur de conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81\text{m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement

❖ **Calcul du coefficient des pertes de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge (λ) aux différents régimes, on utilise les relations suivantes :

✓ **Régime turbulent rugueux :**

On utilise la formule de *NIKURADZE* :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln \frac{k}{D})^{-2} \quad (IV.7)$$

✓ **Régime transitoire :**

On utilise la formule de *COLEBROOK- WHIT* :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (IV.8)$$

Avec :

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,
- λ : Coefficient de pertes de charge ;
- D : Diamètre du tuyau en m ;
- V : Vitesse d'écoulement en m/s ;
- g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 ;
- L : Longueur de la conduite en m ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad (IV.9)$$

D'où :

K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;

α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON ;

α : 0.036mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité ;

t : Temps de service=30ans.

➤ Pour les tubes En PEHD :

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

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

- **Re** : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$R = \frac{VD}{\nu} \quad (IV.10)$$

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

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

ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes ;

$$\nu = \frac{0,0178}{1+0,0337t+0,0022t^2} \quad (IV.11)$$

Avec :

t : température de l'eau,

- ✓ Généralement, la Viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C .
En fonction de la valeur de nombre de Re, nous avons la classification suivante :
 - **Re < 2400** : correspond au régime laminaire ;
 - **2400 < Re < 4000** : correspond au régime transitoire ;
 - **Re > 4000** : correspond au régime turbulent.

b. Pertes de charges singulières :

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 20 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_S = 0.2 \times \Delta H_L \quad (IV.12)$$

Donc au final :

$$\sum \Delta H = 1.2 \times \Delta H_L \quad (IV.13)$$

On a aussi :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD et PVC :
 $H_S = 0.1 \times H_L$
- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte et acier :
 $H_S = 0.15 \times H_L$

IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (**Hg**) et la perte de charge (**ΔH**) le long de la conduite.

Elle est donnée par la formule suivant :

$$HMT = H_g + \Delta H \quad (IV.14)$$

IV.5.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante :

$$Pa = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (IV.15)$$

Avec :

- **Pa** : Puissance totale en KW ;
- **g** : Accélération de la pesanteur ;
- **Q** : Débit refoulé par la pompe en m³/s ;
- **HMT** : Hauteur manométrique totale ;
- **η**: Rendement de la pompe (82%).

IV.5.6.Énergie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = Pa \times t \times 365 \quad (IV.16)$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en (KWh/an) ;

Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

t : Nombres d'heures de pompage (20h)

IV.5.7.Évaluation des frais d'exploitation :

Ils sont donnés par la relation suivante :

$$F_{exp} = E \times \acute{e} \quad (IV.17)$$

Avec :

- **E** : énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- **é** : Prix unitaire de KWh, fixé par la SONALGAZ (5 Da).

IV.5.8.Évaluation des frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Pu \times L \times A \quad (IV.18)$$

Avec :

- **Pu** : Prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassement (DA) ;
- **L** : Longueur de la conduite ;
- **A** : Coefficient d'annuité, calculé par la formule suivante :

Ou :

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

- **i** : taux d'annuité adopté égale à 8% ;
- **n** : nombre d'années d'amortissement (30ans) ;

D'où :

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

$$A = 0,088$$

IV.5.9.Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.20)$$

Avec :

- **F_{exp}** : Les frais d'exploitation (DA)

F_{am} : Les frais d'amortissement (DA) ;

- B_L : Le Bilan (DA).

IV.6. Dimensionnement de réseau d'adduction :

IV.6.1. Adduction gravitaire :

IV.6.1.1. Tronçon R.Ighil Alia - Pic Tajnanet :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2772 \text{ m}$$

$$H_g = 244 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$D_{min} = 0,387 \text{ m}$$

$$D_{max} = 0,781 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 400, 500, 630 et 710 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Vu que la zone est très accidentée (beaucoup de changements de directions et d'ouvrages en ligne) par conséquent les pertes de charge singulières sont estimées à 20%

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.1) suivant :

Tableau IV.1. Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Ighil Alia – Pic Tajnanet

PEHD PN16	D (m)	Q (L/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg	charge résiduelle à l'arrivée
400	0,3274	243,61	2,85	880962	0,015239	7365	170,57	244	73,43
500	0,4092	243,61	1,83	704856	0,014542	7365	53,37	244	190,63
630	0,5156	243,61	1,15	559400	0,01387	7365	16,03	244	227,97
710	0,581	243,61	0,91	496432	0,01354	7365	8,61	244	235,39

D'après le tableau (IV.1) ci-dessus, on optera pour le diamètre 630 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 16,03$ m et une vitesse de 1.15 m/s.

IV.6.1.2. Tronçon Pic Tajnanet – pic Sidi Abderhmane:

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1395 \text{ m}$$

$$H_g = 152 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{min} = 0,240 \text{ m}$$

$$D_{max} = 0,485 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 315, 400, 500 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau IV.2. Calcul des pertes de charge totales Pic Tajnanet_Pic Sidi Abderhmane

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H disponible	charge résiduelle à l'arrivée
250	0,2046	92,79	2,82	545030	0,01688233	1395	56,13	152	95,87
315	0,2578	92,79	1,78	432556	0,01604296	1395	16,80	152	135,20
400	0,3274	92,79	1,10	340602	0,01523917	1395	4,83	152	147,17
500	0,4092	92,79	0,71	272515	0,01454238	1395	1,51	152	150,49

D'après le tableau (IV.2) ci-dessus, on optera pour le diamètre 400 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 4,83$ m et une vitesse de 1.10 m/s.

IV.6.1.3. Tronçon pic sidi Abderhmane-Pic R'houali

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 397\text{m}$$

$$H_g = 17\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{\min} = 0,214\text{m}$$

$$D_{\max} = 0,43\text{m}$$

Les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315, 400, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.3) suivant :

Tableau IV.3. Calcul des pertes de charge totales pic sidi Abderrahmane-Pic R'houali

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H disponible	charge résiduelle à l'arrivée
200	0,1636	72,76	3,46	534483	0,01775879	397	31,61	17	-14,61
250	0,2046	72,76	2,21	427377	0,01688233	397	9,82	17	7,18
315	0,2578	72,76	1,39	339183	0,01604296	397	2,94	17	14,06
400	0,3274	72,76	0,86	267078	0,01523917	397	0,85	17	16,15

D'après le tableau (IV.3) ci-dessus, on optera pour le diamètre 315 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 2,94$ m et une vitesse de 1.39m/s.

IV.6.1.4. Tronçon Pic R'houali-Pic centre-ville :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 352\text{m}$$

$$H_g = 64\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{\min} = 0,212\text{m}$$

$$D_{\max} = 0,424\text{m}$$

Les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315, 400, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.4) suivant :

Tableau IV.4. Calcul des pertes de charge totales pic R'houali-Pic centre-ville

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H disponible	charge résiduelle à l'arrivée
200	0,1636	70,74	3,37	519644	0,01775879	352	26,49	64	37,51
250	0,2046	70,74	2,15	415512	0,01688233	352	8,23	64	55,77
315	0,2578	70,74	1,36	329767	0,01604296	352	2,46	64	61,54
400	0,3274	70,74	0,84	259663	0,01523917	352	0,71	64	63,29

D'après le tableau (IV.4) ci-dessus, on optera pour le diamètre 315 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 2,46$ m et une vitesse de 1.36m/s.

IV.6.1.5. Tronçon Pic centre-ville_ R.cité carrière

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,016\text{m}^3/\text{s}$$

$$L = 1040\text{m}$$

$$H_g = 9\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{\min} = 0,1\text{m}$$

$$D_{\max} = 0,2\text{m}$$

Les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160, 200, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.5) suivant :

Tableau IV.5. Calcul des pertes de charge totales Pic centre-ville_ cité carrière

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g	charge résiduelle à l'arrivée
110	0,09	16,84	2,65	224866	0,02046625	1040	101,46	44	-57,46
125	0,1022	16,84	2,05	198023	0,01984077	1040	52,09	44	-8,09
160	0,1308	16,84	1,25	154724	0,01870586	1040	14,30	44	29,70
200	0,1636	16,84	0,80	123704	0,01775879	1040	4,44	44	39,56

D'après le tableau (IV.5) ci-dessus, on optera pour le diamètre 160 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 14,30$ m et une vitesse de 1.25m/s

IV.6.1.6. Tronçon Pic Tajnant _ Pic technicum :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,15\text{m}^3/\text{s}$$

$$L = 917\text{m}$$

$$H_g = 78\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{\min} = 0,308\text{m}$$

$$D_{\max} = 0,618\text{m}$$

Les diamètres normalisés sont : 315, 400, 500, 630, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.6) suivant :

Tableau IV.6. Calcul des pertes de charge totales Pic Tajnant _ Pic technicum

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	H disponible	charge résiduelle à l'arrivée
315	0,2578	150,64	2,89	702234	0,01604296	0,032	917	29,10	78	48,90
400	0,3274	150,64	1,79	552950	0,01523917	0,009	917	8,37	78	69,63
500	0,4092	150,64	1,15	442414	0,01454238	0,003	917	2,62	78	75,38
630	0,5156	150,64	0,72	351117	0,01386951	0,001	917	0,79	78	77,21

D'après le tableau (IV.6) ci-dessus, on optera pour le diamètre 500 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 2,62\text{m}$ et une vitesse de 1.15m/s.

IV.6.1.7. Tronçon Pic Technicum_R. Technicum :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,013 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 677\text{m}$$

$$H_g = 30\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{\min} = 0,1\text{m}$$

$$D_{\max} = 0,187\text{m}$$

Les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160, 200, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.7) suivant :

Tableau IV.7. Calcul des pertes de charge totales Pic Technicum_R.Technicum

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H disponible	charge résiduelle à l'arrivée
110	0,09	13,84	2,18	184807	0,02046625	677	44,61	30	-14,61
125	0,1022	13,84	1,69	162746	0,01984077	677	22,90	30	7,10
160	0,1308	13,84	1,03	127161	0,01870586	677	6,29	30	23,71
200	0,1636	13,84	0,66	101666	0,01775879	677	1,95	30	28,05

D'après le tableau (IV.7) ci-dessus, on optera pour le diamètre 160mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 6,29\text{m}$ et une vitesse de 1.03m/s.

IV.6.1.8. Tronçon Pic Technicum_R. Boufalki:

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1101\text{m}$$

$$H_g = 111\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules précédentes on trouve :

$$D_{\min} = 0,294\text{m}$$

$$D_{\max} = 0,59\text{m}$$

Les diamètres normalisés sont : 315, 400, 500, 630, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans le tableau (IV.8) suivant :

Tableau IV.8. Calcul des pertes de charge totales Pic Technicum_R.Boufalki

PEH D PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H disponibl e	charge résiduelle à l'arrivée
315	0,2578	137,16	2,63	639395	0,01604296	1101	28,96	111	82,04
400	0,3274	137,16	1,63	503470	0,01523917	1101	8,33	111	102,67
500	0,4092	137,16	1,04	402825	0,01454238	1101	2,61	111	108,39
630	0,5156	137,16	0,66	319697	0,01386951	1101	0,78	111	110,22

D'après le tableau (IV.8) ci-dessus, on optera pour le diamètre 500mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 2,61\text{m}$ et une vitesse de 1.04m/s.

IV.6.2. Adduction par refoulement :

IV.6.2.1. Tronçon station traitement_RV Ighil Alia :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,348 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1475\text{m}$$

$$H_g = 152\text{m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$DBonnin = 0,589\text{m}$$

$$DBress = 0,884\text{m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 500, 630 et 710 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

- **Calcul de la hauteur manométrique total :**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (IV.9) suivant :

Tableau IV.9 : Calcul de la Hmt du tronçon station traitement_ RV Ighil Alia

PEHD PN16	Diamètre (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	hg	ΔH_t (m)	HMT (m)
500	0,4092	348	2,65	1022040	0,01454238	1475	152	22,47	174
630	0,5156	348	1,67	811131	0,01386951	1475	152	6,75	159
710	0,581	348	1,31	719826	0,01354	1475	152	3,63	156

- **Calcul des frais d'amortissement :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.10)

Tableau IV.10 : frais de réalisation

réalisation				
PEHD PN16	Diamètre (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
500	0,4092	26472,3901	1475	3436116,24
630	0,5156	42032,4636	1475	5455813,78

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.11)

Tableau IV.11 : frais d'exploitation

exploitation				
PEHD PN16	Diamètre (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
500	0,4092	726,375696	5302542,58	26512712,9
630	0,5156	660,911476	4824653,77	24123268,9

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.12) ci-dessous :

Tableau IV.12 : Calcul du bilan

bilan				
PEHD PN16	Diamètre (m)	F _{amort} (DA)	F _{explo} (DA)	Bilan (DA)
500	0,4092	3436116,24	26512712,9	29948829,1
630	0,5156	5455813,78	24123268,9	29579082,6

Le diamètre 630 est caractérisé par une vitesse favorable .

Le diamètre économique est de 630 mm, avec un bilan minimal de 29579082,6DA et une vitesse de 1,6 m/s.

IV.6.2.2. Tronçon R.Boufalki_SR1 :

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,103 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 955 \text{ m}$$

$$H_g = 130 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0,321 \text{ m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0,482 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315, 400 et 500 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

- **Calcul de la hauteur manométrique total :**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (IV.13) suivant :

Tableau IV.13 : Calcul de la Hmt du tronçon R.Boufalki_SR1

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	hg	ΔH_t (m)	HMT (m)
315	0,2578	103,5	1,98	482483	0,01604296	955	130	14,31	144
400	0,3274	103,5	1,23	379915	0,01523917	955	130	4,11	134
500	0,4092	103,5	0,79	303969	0,01454238	955	130	1,29	131

- **Calcul des frais d'amortissement :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.14)

Tableau IV.14 : frais de réalisation

réalisation				
PEHD	Diamètre en (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
315	0,2578	10511,4104	955,00	883 378,93 DA
400	0,3274	16979,972	955,00	1 426 996,84 DA
500	0,4092	26472,3901	955,00	2 224 739,67 DA

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.15)

Tableau IV.15 : frais d'exploitation

exploitation				
PEHD	Diamètre en (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
315	0,2578	178,68076	1304369,54	6 521 847,72 DA

400	0,3274	166,06094	1212244,87	6 061 224,33 DA
500	0,4092	162,561346	1186697,82	5 933 489,12 DA

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.16) ci-dessous :

Tableau IV.16 : Calcul du bilan

bilan				
DN	Diamètre en (m)	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan
315	0,2578	883 378,93 DA	6 521 847,72 DA	7 405 226,65 DA
400	0,3274	1 426 996,84 DA	6 061 224,33 DA	7 488 221,17 DA
500	0,4092	2 224 739,67 DA	5 933 489,12 DA	8 158 228,79 DA

Le diamètre économique est de 400 mm, avec un bilan minimal de 7 488 221,17 DA et une vitesse de 1,23 m/s.

IV.6.2.3. Tronçon SR1_R.projeté Mahrira :

- ❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 0,103 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 400\text{m}$$

$$H_g = 120\text{m}$$

- ❖ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules (IV.1), (IV.2) on trouve :

$$D_{\text{Bonnin}} = 0,321\text{m}$$

$$D_{\text{Bress}} = 0,482\text{m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315, 400 et 500 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

- **Calcul de la hauteur manométrique total :**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (IV.17) suivant :

Tableau IV.17 : Calcul de la Hmt du tronçon SR1_R.projeté Mahrira

PEHD PN16	D (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	hg	ΔH_t (m)	HMT (m)
315	0,2578	103,5	1,98	482483	0,01604296	400	120	5,99	126
400	0,3274	103,5	1,23	379915	0,01523917	400	120	1,72	122
500	0,4092	103,5	0,79	303969	0,01454238	400	120	0,54	121

- **Calcul des frais d'amortissement :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.18)

Tableau IV.18: frais de réalisation

réalisation				
PEHD	Diamètre (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
315	0,2578	10511,4104	400,00	370 001,65 DA
400	0,3274	16979,972	400,00	597 695,01 DA
500	0,4092	26472,3901	400,00	931 828,13 DA

- **Calcul des frais d'exploitation :**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.19)

Tableau IV.19: frais d'exploitation

exploitation				
PEHD	Diamètre en (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
315	0,2578	156,004674	1138834,12	5 694 170,60 DA
400	0,3274	150,718886	1100247,87	5 501 239,33 DA
500	0,4092	149,253087	1089547,54	5 447 737,68 DA

- **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.20) ci-dessous :

Tableau IV.20 : Calcul du bilan

bilan				
PEHD	Diamètre en (m)	F _{amort} (DA)	F _{explo} (DA)	Bilan
315	0,2578	370 001,65 DA	5 694 170,60 DA	6 064 172,24 DA
400	0,3274	597 695,01 DA	5 501 239,33 DA	6 098 934,34 DA
500	0,4092	931 828,13 DA	5 447 737,68 DA	6 379 565,81 DA

Le diamètre économique est de 400 mm, avec un bilan minimal de 6 098 934,34 DA et une vitesse de 1,23 m/s.

IV.7. Analyse Numérique et Validation des Résultats avec Water GIMS :

Nous allons mettre à profit l'ensemble des données et des calculs réalisés précédemment, et procéder à leur analyse approfondie à l'aide du logiciel Water GEMS. Ce dernier nous permettra d'exploiter de manière exhaustive les résultats obtenus, en utilisant ses fonctionnalités avancées de post-traitement, de visualisation et d'investigation numérique. Grâce aux capacités d'analyse de Water GEMS, nous pourrons examiner et valider de façon rigoureuse la cohérence et la fiabilité des simulations hydrauliques effectuées.

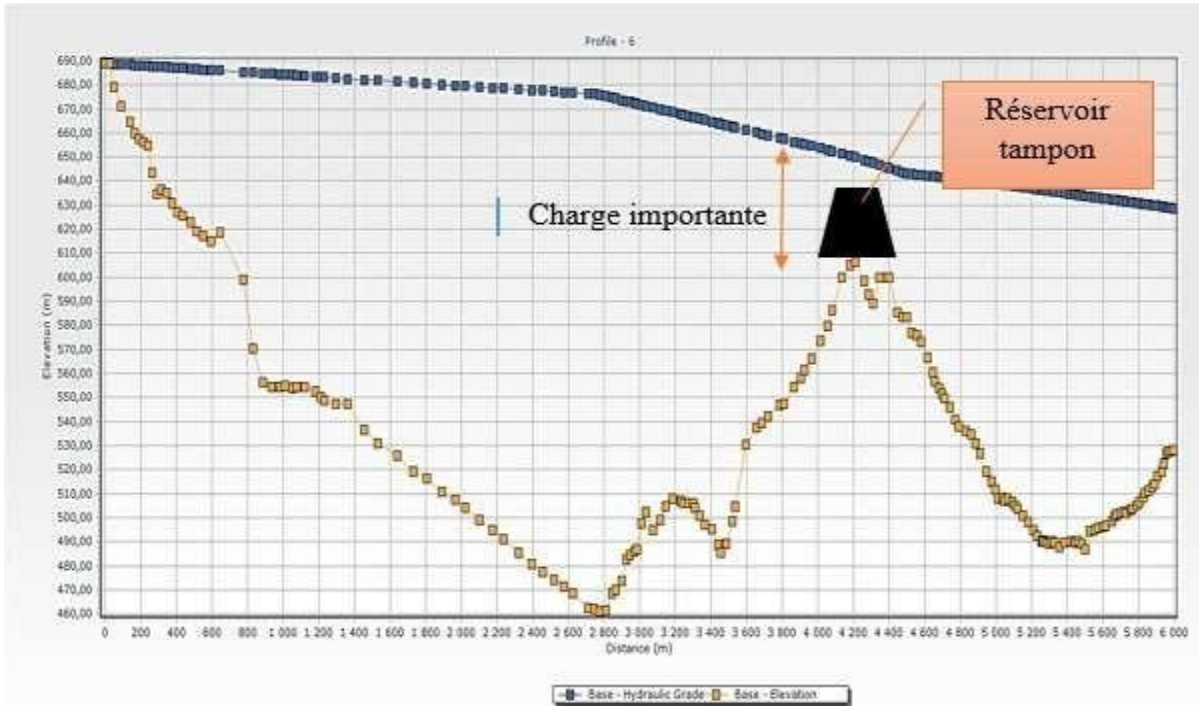
- ✦ **Analyse des résultats des simulations :**

Les analyses poussées réalisées au moyen de **Water GEMS** ont permis de déceler des pointes de vitesses d'écoulement considérables, ainsi qu'une pression hydraulique d'une ampleur monumentale en différents points névralgiques du réseau.

✦ les mesures compensatoires envisagées :

Face aux défis soulevés par l'analyse, deux approches de résolution distinctes ont été explorées :

a: projection d'un reservoir tompon:



La projection d'un réservoir tampon permettra de réduire la vitesse (briser la charge) et rendra inutile l'installation d'une canalisation à haute pression nominale.

b: Pour le tronçon critique "RV Ighil Alia_Pic Tajnant", l'option retenue est l'installation sur toute sa longueur d'une canalisation en acier de haute tenue mécanique, de 610 mm de diamètre et de classe de pression PN16. Ce type de conduite en acier à haute limite élastique est réputé pour sa résistance optimale face aux contraintes hydrauliques majeures attendues

IV.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a effectué une étude technico-économique afin de pouvoir dimensionner les différentes conduites d'adduction (refoulement et gravitaire). Le choix définitif des diamètres économiques a été fait sur la base de cette étude et après une vérification sur water gims pour assurer une vitesse et une perte de charge acceptable avec un bilan moins coûteux.

Les diamètres retrouvés sont mentionnés dans le tableau IV.21 suivant :

Tableau IV.21 : Les diamètres retrouvés et le matériau opté pour chaque conduite

Trançons	Diamètres (mm)	Matériaux
Tronçon R.Ighil Alia - Pic Tajnanet	610	Acier
Tronçon Pic Tajnanet – pic Sidi Abderhmane	400	PEHD
Tronçon pic sidi Abderhmane-Pic R'houali	315	PEHD
Tronçon Pic R'houali-Pic centre-ville	315	PEHD
Tronçon Pic centre-ville_ R.cité carrière	160	PEHD
Tronçon Pic Tajnant _ Pic technicum	500	PEHD
Tronçon Pic Technicum_R. Technicum	160	PEHD

Tronçon Pic Technicum_R. Boufalki	500	PEHD
Tronçon station traitement_ RV Ighil Alia	630	PEHD
Tronçon R.Boufalki_SR1	400	PEHD
Tronçon SR1_R.projeté Mahrira	400	PEHD

Chapitre V :

Pompage

V.1. Introduction :

Après avoir réalisé la partie adduction, nous entamerons la partie étude des pompes, dans laquelle nous spécifions le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe à l'aide du catalogue numérique CAPRARI. Quel que soit le type de la pompe hydraulique, son rôle principal sert à aspirer le fluide d'un point bas à basse pression et de le refouler vers un point à haute pression afin de transformer l'énergie hydraulique en énergie mécanique.

V.2. Classification des pompes :

Les pompes peuvent être classées comme suit :

✦ Les pompes volumétriques

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux. Elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue :

- les pompes rotatives ;
- les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages ;
- les pompes à piston (alternatives) ;
- Les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- Le pompage par émulsion ou air lift

✦ Les turbopompes :

Ce sont les plus employées. On distingue :

- les pompes centrifuges (à basse et haute pression) ;
- les pompes hélices ;
- les pompes hélico-centrifuges.

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

❖ Classification des pompes centrifuges :

a) Suivant la forme de la roue :

- Pompes centrifuges radiales ;
- Pompe centrifuges semi axial.

b) Suivant la forme du corps de la pompe :

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

c) Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

d) Suivant la position de son axe :

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical.

V.3. Caractéristique des pompes centrifuges:

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

V.4. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes.

Dans les turbopompes une roue (rotor), munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation (arbre moteur), fournit au fluide l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (stator). Les turbopompes et les pompes centrifuges sont distinguées suivant la forme de la roue Cf.

La force motrice d'entraînement de l'arbre peut provenir d'un moteur thermique, d'un moteur électrique immergée ou émergée ou encore toute autre force comme, par exemple, une turbine sur un fleuve.



Figure V.1. Forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges

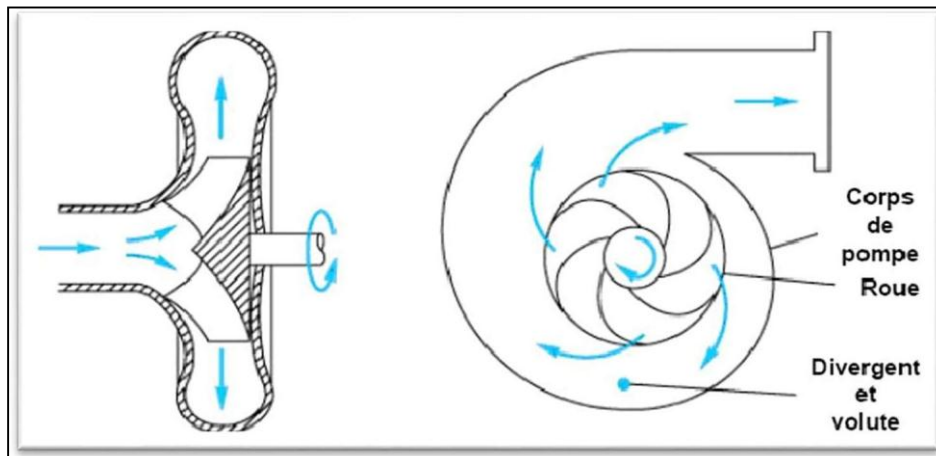


Figure V.2. Constitution d'une pompe centrifuge.

V.5. Couplage des pompes :

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

V.5.1. Couplage en série :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent **Figure (V.3).**

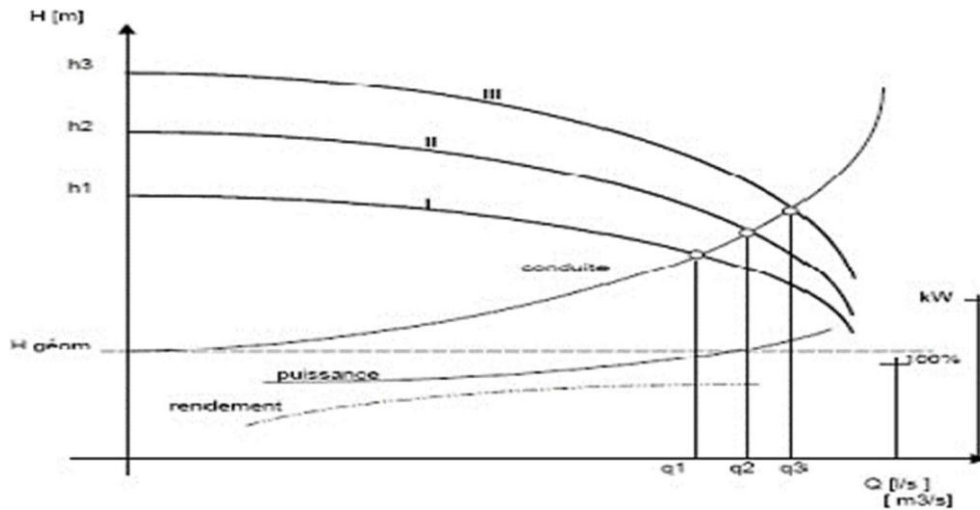


Figure V.3 : Pompes en série

V.5.2. Couplage en parallèle :

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

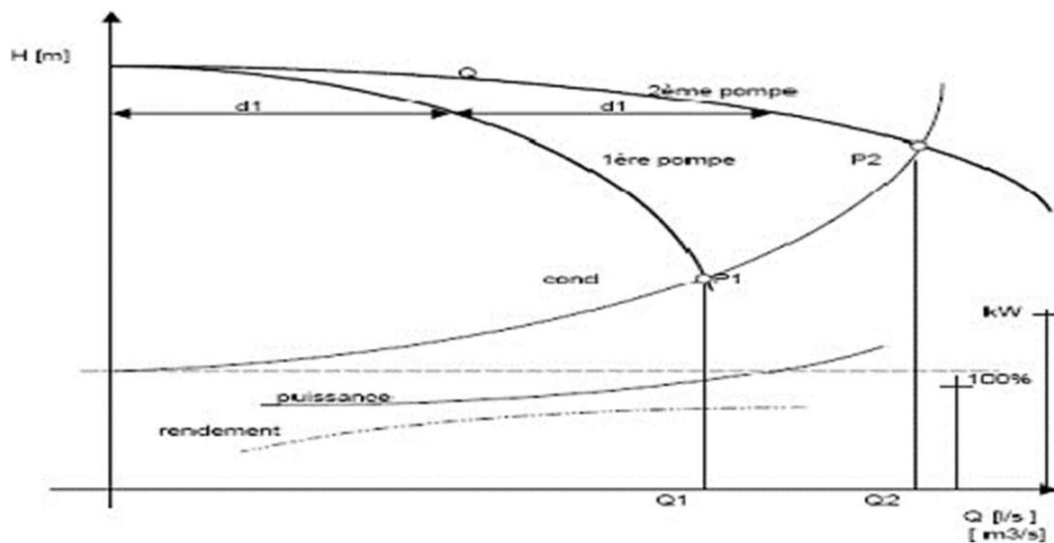


Figure V.4 : Pompes en parallèle

V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

a. Vitesse de rotation :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté par N, son unité de mesure est (tr/min).

b. Le débit d'une pompe :

C'est le volume que la pompe doit fournir par unité de temps

c. Hauteur manométrique totale :

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

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \text{Jasp} + \text{Jref} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- HMT : la hauteur manométrique totale en (m) ;
- Hg : la hauteur géométrique en (m) ;
- Jasp : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- Jref : pertes de charge au refoulement en (m).

d. Perte de charge :

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètre

e. Les puissances :

On distingue deux types de puissance :

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (Pa), unité de mesure (KW).

$$Pa = \frac{g \times H \times Q}{\eta} \quad (\text{V.2})$$

❖ **Puissance hydraulique (utile) :**

C'est la puissance transmise au fluide de la pompe.

$$Pu = g \times Q \times H \quad (\text{V.3})$$

f. Le rendement de la pompe :

C'est le rapport de la puissance utile (Pu) et la puissance absorbée par la pompe

$$\eta = \frac{Pu}{Pa} = \frac{gQH}{Pa} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- Pa : puissance absorbée en (kW) ;
- Pu : puissance utile ;
- η : rendement de la pompe ;
- H : hauteur d'élévation en (m).

V.7. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge :

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes :

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

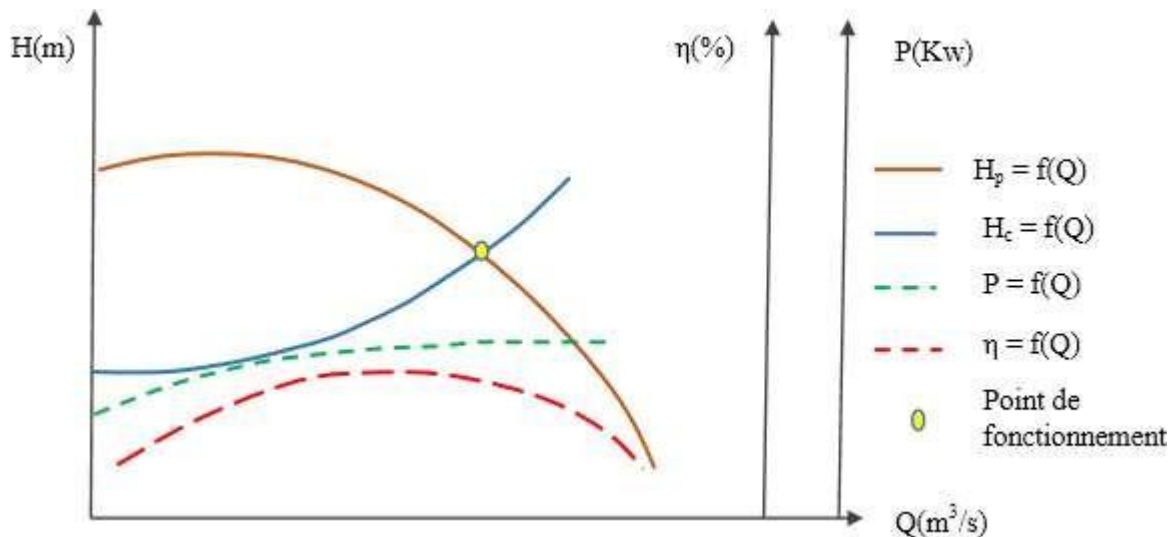


Figure V. 5 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

V.8. Caractéristiques d'une conduite :

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élevation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.9. le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$); et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

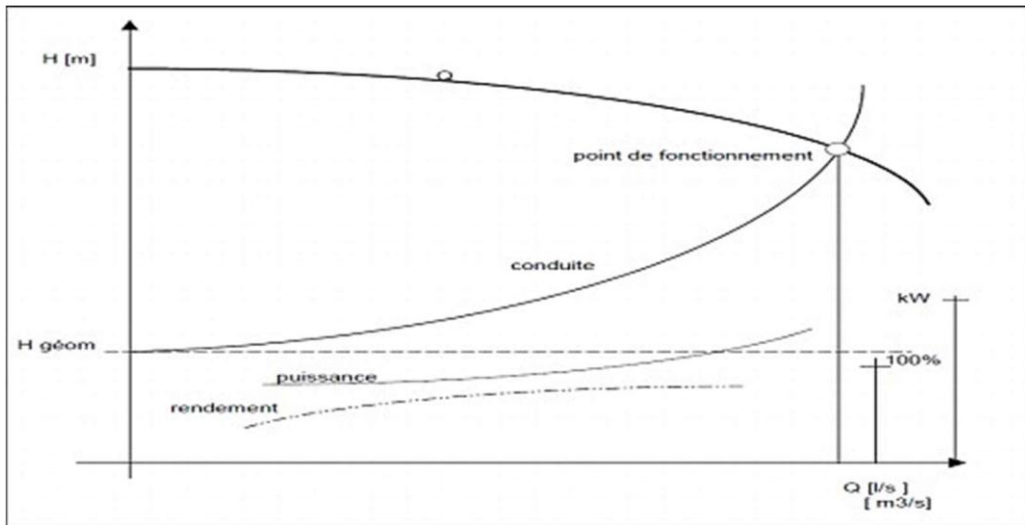


Figure V. 6 : Point de fonctionnement d'une pompe

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, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Il est représenté dans la figure (V.8).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de : $V = 20Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T. Donc, on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \tag{V.6}$$

D'où :

$$T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \tag{V.7}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \tag{V.8}$$

Avec ;

- P_a : Puissance absorbée en (Kw) ;
- Q : Débit à refouler en (m^3/s) ;

- H_{mt} : Hauteur manométrique total (m) ;
- η : Rendement de la pompe.

V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage) :

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

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (V.9)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v \quad (V.10)$$

Ou :

- H' : Hauteur créé par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;
- h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
- η : Rendement (%).

V.9.3. Rognage de la roue :

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

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (V.11)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

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

Il est très difficile à réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision

V.9.3. 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 la parabole d'équation $y = a \cdot x^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 dans la figure (V.7) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3(Q_3, H_3)$, on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (V.13)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (V.14)$$

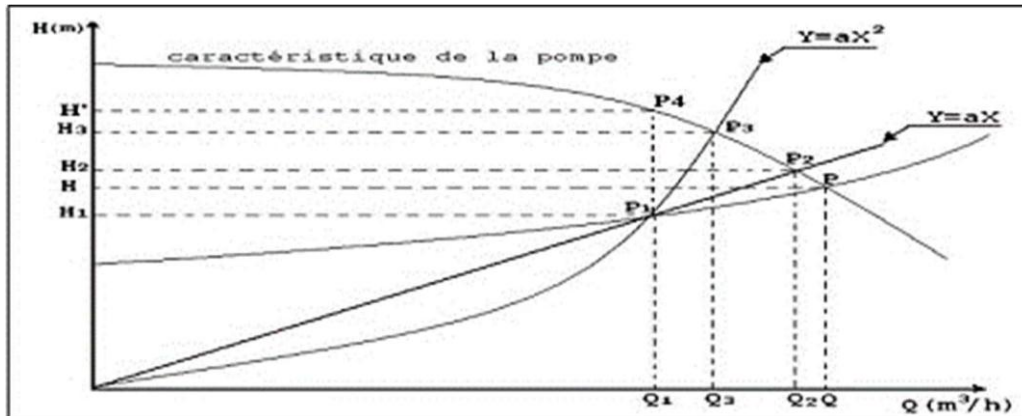


Figure V. 7. : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

V.10. Le phénomène de cavitation :

V.10.1.La cavitation dans les pompes :

La cavitation est phénomène hydrodynamique qui peut se produire dans les pompes. Ce phénomène se produit lorsqu'un liquide est aspiré à grande vitesse dans une pompe, sa pression peut descendre en dessous de sa pression de vapeur. Cela provoque la formation des bulles de vapeur dans le liquide. Lorsque ces bulles se déplacent vers des zones de pression plus élevée dans la pompe, elles s'effondrent produisant une énergie importante causant des dommages à la pompe, réduisant sa performance et générant des bruits. Il est crucial d'éviter ce phénomène pour préserver l'intégrité et l'efficacité de la pompe.



Figure V. 8. L'effet de cavitation sur les aubes

Notion du NPSH :

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r donnée par le constructeur sous forme de courbe (NPSH)_r=f(Q)

Soit donc la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \tag{V. 15}$$

❖ Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a + T_v) \tag{V. 16}$$

❖ Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)d = \frac{P_0}{P \times g} + Ha - (Ja + Tv) \tag{V. 17}$$

Où :

$$\frac{P_0}{(P \times g)} = 10,33 - 0,0016 \times Z \tag{V. 18}$$

Avec :

- ❖ Ha : hauteur géométrique d'aspiration (m) ;
- Ha : Hauteur géométrique d'aspiration (m) ;
- Ja : Perte de charge à l'aspiration (m) ;
- Tv : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
- Z : Altitude de la station de reprise.

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

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0,06	0,083	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,33

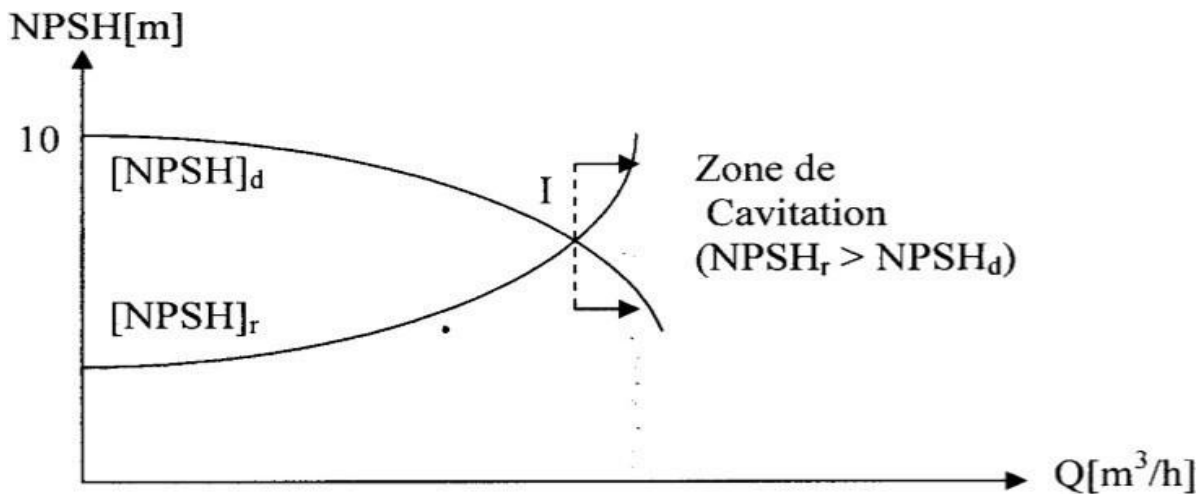


Figure V. 9 : Graphe des courbes NPSH

V.11. Choix du type des pompes :

Pour choisir les pompes qui nous conviennent on utilise le catalogue Caprari et on opte sur celle qui donne les meilleures caractéristiques.

V.11.1. pompe 1 (Station traitement - RV Ighil Alia) :

- ❖ **Caractéristiques de ce tronçon :**
 - Le débit véhiculé $Q=348$ l/s
 - La hauteur géométrique $H_g=152$ m
 - La hauteur manométrique totale $HMT=159$ m
- ❖ **Caractéristiques de la pompe :**

Après quelques recherches il s'avère qu'il est nécessaire d'utiliser deux pompes installées en parallèle en plus d'une pompe de secours pour mobiliser un débit de 348l/s , ces trois pompes sont identique de type « *E18S64/3A +M14460* » dont les caractéristiques sont comme suit (l'annexe V.1) :

- $N=2900$ tr/min
- $Q=174$ l/s
- $\eta=80,6\%$

➤ $NPSH_{requis}=11,3m$

D’après la figure (V.10) ci-après, on constate que le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point effectif (celui de la pompe), à cet effet, cette pompe ne nécessite pas des modifications.

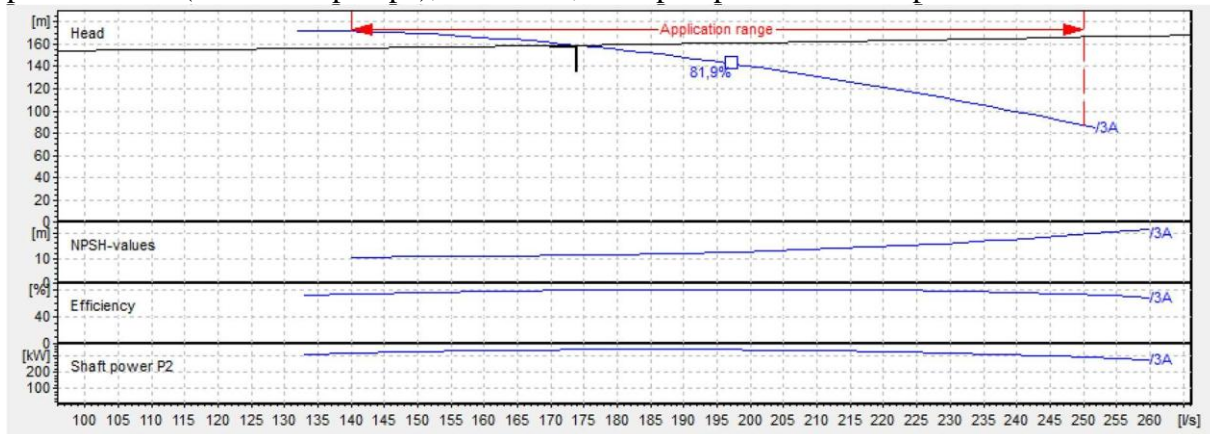


Figure V. 10. : Courbe caractéristique de la pompe 1

❖ **Calage de la pompe :**

On suppose $L=60m$ et pour une vitesse de $1,5m/s$ on aura :

- $D = \frac{\sqrt{4Q}}{V\pi} = \frac{\sqrt{4 \times 0,346}}{1,5 \times 3,14} = 0,54m$
- $\Delta HL = 1,96m$
- $\Delta HT = 1,2 \times \Delta HL = 2,352m$

En utilisant la formule de non cavitation on aura :

$$Ha = NPSH_{req} - Patm + \sum \Delta H_{asp} + \frac{V^2}{2g} + TV + 1$$

$$Ha = 11,3 - 10,33 + 2,352 + \frac{1,5^2}{2 \times 9,81} + 0,22 + 1$$

$$Ha = 4,65m$$

V.11.2. pompe 2 (RV Boufalki- Station de reprise) :

❖ **Caractéristiques de ce tronçon :**

- Le débit véhiculé $Q=103,5 l/s$
- La hauteur géométrique $H_g=130m$
- La hauteur manométrique totale $HMT=134m$

❖ **Caractéristiques de la pompe :**

D’après le catalogue Caprari, on opte pour une pompe de type « **PI4C/10/55/7A** » dont les caractéristiques (l’annexe V.2) comme suit :

- $N=1450 tr/min$
- $Q=104 l/s$
- $\eta=77,2 \%$
- $NPSH_{requis}=6,11m$

D’après la figure (V.11) ci-après, on constate que le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point effectif, alors cette pompe ne nécessite pas des modifications.

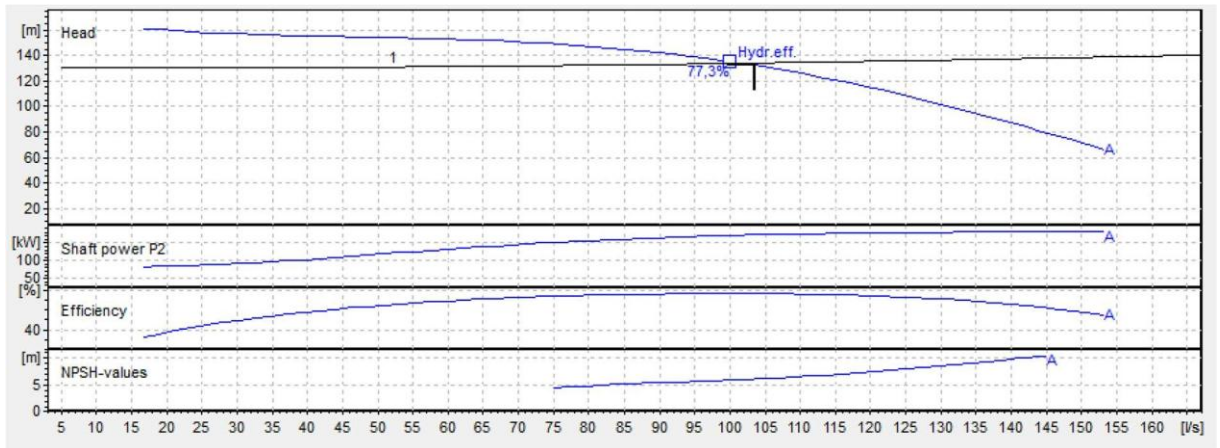


Figure V. 11. : Courbe caractéristique de la pompe 2

❖ **Calage de la pompe :**

On suppose L=60m et pour une vitesse de 1,5m/s on aura :

- $D = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,103}{1,5 \times 3,14}} = 0,29m$
- $\Delta HL = 6m$
- $\Delta HT = 1,2 \times \Delta HL = 7,2m$

En utilisant la formule de non cavitation on aura :

$$Ha = NPSH_{req} - Patm + \sum \Delta H_{asp} + \frac{V^2}{2g} + TV + 1$$

$$Ha = 6,11 - 10,33 + 7,2 + \frac{1,5^2}{2 \times 9,81} + 0,22 + 1$$

$$Ha = 4,314m$$

V.11.3. pompe 3 (Station de reprise-RV Mahrira) :

❖ **Caractéristiques de ce tronçon :**

- Le débit véhiculé Q=103,5 l/s
- La hauteur géométrique Hg=120m
- La hauteur manométrique totale HMT=122 m

❖ **Caractéristiques de la pompe :**

D’après le catalogue Caprari, on opte pour une pompe de type « **P14C/10/55/7B** » dont les caractéristiques de cette pompe (l’annexe V.3) comme suit :

- N=1450 tr/min
- Q=104l/s
- η=77,9 %
- NPSH_{requis}=6,11m

D’après la figure (V.12) ci-après, on constate que le point de fonctionnement demandé coïncide avec le point effectif, à cet effet, cette pompe ne nécessite pas des modifications.

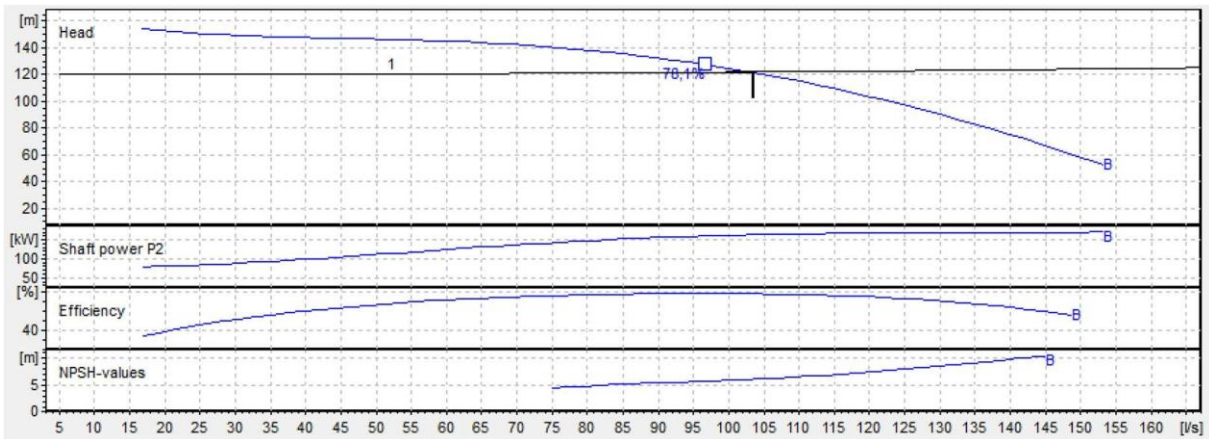


Figure V. 12. : Courbe caractéristique de la pompe 3

❖ **Calage de la pompe :**

On suppose $L=60m$ et pour une vitesse de $1,5m/s$ on aura :

- $D = \frac{\sqrt{4Q}}{V\pi} = \frac{\sqrt{4 \times 0,103}}{1,5 \times 3,14} = 0,29m$
- $\Delta HL = 5,57m$
- $\Delta HT = 1,2 \times \Delta HL = 6,68m$

En utilisant la formule de non cavitation on aura :

$$Ha = NPSH_{req} - Patm + \sum \Delta H_{asp} + \frac{V^2}{2 \times 9,81} + TV + 1$$

$$Ha = 6,11 - 10,33 + 6,68 + \frac{2 \times 1,5^2}{2 \times 9,81} + 0,22 + 1$$

$$Ha = 3,79m$$

V.12.Conclusion :

Durant ce chapitre, et à l'aide du catalogue numérique CAPRARI, nous avons choisi des pompes multicellulaires à l'axe horizontal pour un rendement maximal. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications à la troisième pompe qui refoule de SR1 vers le réservoir Mehrira. Au final, nous avons réalisé la condition de la non cavitation pour chaque pompe.

Tableau V. 2. Récapitulation des résultats

N° pompe	Type de la pompe	NPSHr (m)	Ha (m)	CTN (m)	CTP (m)
Pompe 1	E18S64/3A + M14460	11,3	4,65	549	544,35
Pompe 2	P14C/10/55/7A	6,11	4,31	646	641,69
Pompe 3	P14C/10/55/7B	6,11	3,79	776	772,21

Chapitre VI :

Protection

contre le coup

de bélier

VI.1 introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons analyser le phénomène du coup de bélier qui résulte d'un écoulement non permanent apparaissant dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci, entraînant ainsi des contraintes au matériel.

Pour cela, il est très important d'étudier des moyens propres pour limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, notamment pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2 Causes principales du phénomène de coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes provoquant ce phénomène sont :

- fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction
- arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

VI.3 moyen de protection contre le coup de bélier :

Les protections possibles et les plus adaptées aux cas de la conduite de refoulement sont :

❖ **Soupape de décharge** : Le premier moyen de protection (Soupape de décharge) est projeté pour protéger l'installation contre les surpressions uniquement dont les valeurs varient entre **1.04 à 1.10** de pression maximale admissible.

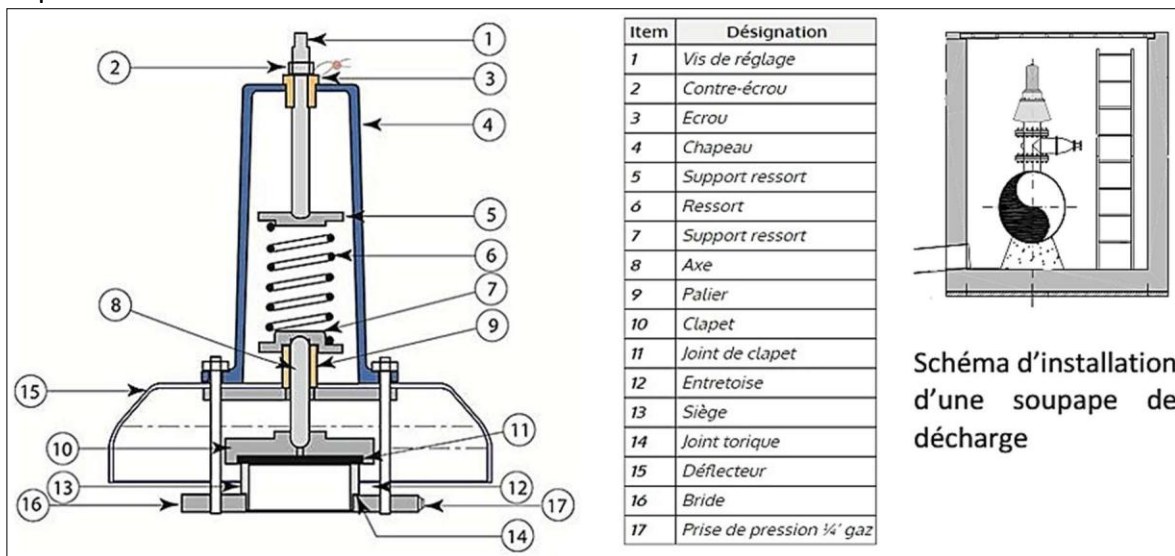


Figure VI.1 : Composition d'une soupape de décharge

❖ **Ventouses** : elles permettent d'évacuation ou l'admission de l'air entre la conduite et le milieu extérieur. Lors d'une dépression l'admission de l'air permet d'éviter l'aplatissement de la canalisation. L'élimination de l'air au niveau des points hauts évite d'engendrer le phénomène de

coup de bélier.

- ❖ **Les réservoirs d'air** : il est le moyen le plus utilisé et permet de faire face à des pressions plus importantes que celles assurées par les deux moyens précédents.

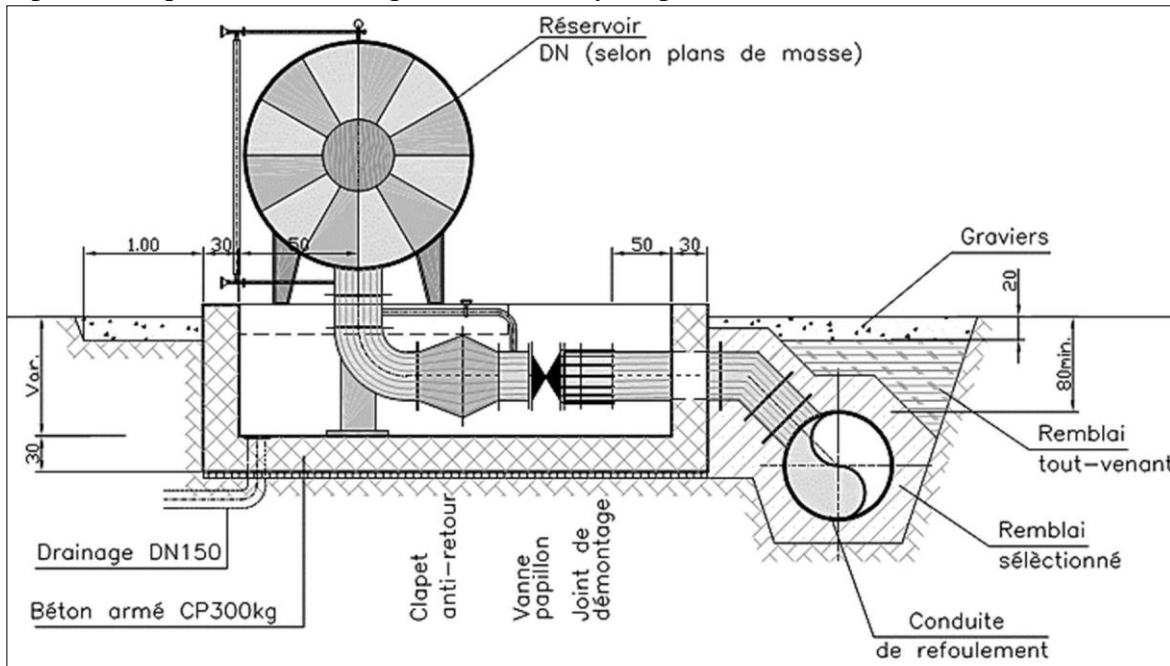


Figure VI.2 : Installation d'un réservoir Anti-Bélier

VI.4 Etude de coup de bélier :

Dans cette étude, on calcule des variations de pression (suppression et dépression). Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible, si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier.

VI.4.1 La valeur de coup de bélier :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (VI.1)$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Tableau VI.2 : Valeur de coefficient K.

Matériau	Valeur de K
Acier	0,5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0,59
PEHD	83
Béton	5

Amiante de ciment	4
PVC	33

VI.4.2 Les valeurs de la surpression et de la dépression :

Elles sont calculées par la formule de JOUKOWSKY :

$$\Delta h_{max} = \pm \frac{cV}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- Δh_{max} : La valeur de la charge supplémentaire par rapport à la pression initiale (m)
- C : célérité d'onde (m/s)
- V : vitesse d'écoulement (m/s)
- g : l'accélération de la pesanteur (m^2/s).

VI.4.3 .Calcul du volume de réservoir d'air :

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air U_0 , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

- ✓ **K caractérisant les pertes de charges**

$$K = \frac{(H_{abs} - H_0)}{H_0} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

H_{abs} : Hauteur manométrique totale absolue, $H_{abs} = (HMT + 10)$ (m)

H_0 : Pression statique absolue, $H_0 = (H_g + 10)$ (m)

- ✓ **A caractérisant la conduite de refoulement**

$$A = \frac{C.V_0}{(g.H_0)} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

C : Célérité d'onde (m/s)

V_0 : Vitesse d'écoulement dans la conduite.

- ✓ **B caractérisant le volume d'air du réservoir anti-bélier**

$$B = \frac{(V_0^2.L.s)}{(g.H_{abs}.U_0)} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m)

s : Section de la conduite en m^2 .

U_0 : Volume d'air du ballon anti-bélier en régime permanent (m^3)

Après avoir calculé les caractéristiques présentées précédemment, les étapes à suivre sont comme suit :

- ✓ Calculer la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V_0 .
- ✓ Calculer les paramètres A et K,

✓ Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suit :

Z (m)	Z₀	Z₁	Z₂	Z₃	Z₄
X	0	X₁	X₂	X₃	X₄
$\frac{\Delta z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{z_0 - z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{z_1 - z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{z_2 - z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{z_3 - z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{z_4 - z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Avec :

Z : altitude au point considéré

$\frac{X}{L}$: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

D’après les valeurs des caractéristiques **K**, **A** et **B** mentionnées précédemment, la courbe la plus adéquate au cas d’étude est choisie selon les abaques de DUBIN et GUENEAU où les courbes de dépression sont en fonction de P_{min}/H_0 et X/L . la courbe choisie permet d’avoir au moins 3 m de pression absolue au-dessus de point le plus défavorable du profil.

✓ La valeur de B permet de calculer :

$$U_0 = \frac{(V^2 \cdot L \cdot s)}{(g \cdot H_{abs} \cdot B)} \tag{VI.6}$$

Sachant que le volume maximal du réservoir correspond à la pression minimale P_{min} . cette dernière est déduite de l’abaque par l’intersection de la courbe B et l’axe des ordonnées P_{min}/H_0

$$U_{max} = U_b \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1.2} \tag{VI.7}$$

Le volume réel est égal au volume déduit majoré de **30 %**.

VI.5 Calcul de la valeur de coup de bélier pour les différents tronçons :

VI.5.1 tronçon ST—RV Ighil Alia :

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- Q = 0,348m³/s
- D_{int}=515,6 mm
- e = 57,2 mm
- L=1475 m
- Hg = 152 m
- Hmt =159m
- V=1,6m/s

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 Valeur de coup de bélier pour tronçon ST—RV Ighil Alia

Tronçon	C (m/s)	Δh_{max} (m)
ST-RV Ighil Alia	350,79	57,21

VI.5.2 tronçon RV Boufalki —SR :

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 0,103\text{m}^3/\text{s}$
- $D_{\text{int}}=327,4\text{mm}$
- $e = 36,3 \text{ mm}$
- $L=955 \text{ m}$
- $H_g = 130 \text{ m}$
- $H_{\text{mt}}=134\text{m}$
- $V=1,23\text{m/s}$

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 Valeur de coup de bélier pour tronçon RV Boufalki-SR

Tronçon	C (m/s)	Δh_{max} (m)
RV Boufalki -SR	350,7	43,97

VI.5.3 tronçon SR—RV projeté Mahrira :

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 0,103\text{m}^3/\text{s}$
- $D_{\text{int}}=327,4\text{mm}$
- $e = 36,3 \text{ mm}$
- $L=400 \text{ m}$
- $H_g = 120 \text{ m}$
- $H_{\text{mt}}=122\text{m}$
- $V=1,23\text{m/s}$

Les valeurs de coup de bélier sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 Valeur de coup de bélier pour tronçon SR—RV. Pro Mahrira

Tronçon	C (m/s)	Δh_{max} (m)
SR- RV Mahrira	350,7	43,97

VI.6. Interprétation des résultats

D'après les résultats précédents, on remarque le long de la chaîne de refoulement que les valeurs des surpressions, ne dépassent pas la pression nominale (PN16) et ne présentent aucun risque pour les conduites alors on aura pas besoin d'insérer des anti-béliers.

VI.7.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de bélier, ou les valeurs des dépressions et des surpressions pour les conduites en refoulement sont très acceptables et ne dépassent pas les pressions nominales, par conséquent, elles ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes phases de la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda pour l'horizon 2054 du moment que le système actuel n'arrive pas à satisfaire les besoins de la population.

En réalisant une collecte de données relatives aux besoins, la population a été estimée à 61618 habitants en se basant sur un taux d'accroissement moyen annuel de 1.2% avec un total de consommation journalière de 24264,08 m³/j pour les quatre agglomérations de l'aire d'étude : Chef-lieu Djermouna, Beni-Merai et Kelaoune.

Nous avons dimensionné des capacités des ouvrages de stockage, dont les volumes varient entre 200 et 4500 m³.

On a procédé par la suite au dimensionnement du réseau d'adduction en établissant une étude technico-économique de l'ensemble des tronçons pour le choix des diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables. Les matériaux des conduites adoptées sont le PEHD (PN16) que se soit pour la chaîne refoulement ou bien la chaîne gravitaire. Après l'analyse des résultats de simulation sur Water-Gems et aux défis soulevés par ce dernier on a proposé deux options, la première c'est de projeté pour réservoir tampon ou bien comme deuxième option l'installation sur toute la longueur du tronçon RV Ighil Alia – Pic Tadjnant une canalisation en acier de 610mm et de classe de pression PN16.

Pour garantir le transport de l'eau vers les réservoirs, nous avons identifié les pompes appropriées pour chaque station de pompage de notre projet. À l'aide du catalogue numérique CAPRARI Le choix s'est porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal.

Après l'étude de coup de bélier on a constaté que les tronçons de refoulement ne présentent aucun risque.

Ce projet nous a permis de traiter les principales étapes du dimensionnement d'un réseau d'AEP, nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme support et référence pour ce type d'études.

Références bibliographiques :

- [1] [http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Présentation de la ville.](http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Présentation%20de%20la%20ville)
- [2] [http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata.](http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata)
- [3] Données recueillies auprès du Bureau des études et consultation sur l'eau (hydraulique urbaine et rural), wilaya de Mila
- [4] Données recueillies auprès des services d'APC, ADE, subdivisions d'hydraulique et d'agriculture de la commune de Kherrata, wilaya de Bejaia.
- [5]PDAU 2008 commune Kherrata
- [6]Wilaya Bejaia annuaire statique 2020 édition 2021
- [7] Abbas.M /et Bakouche.H :« ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE KHERRATA À PARTIR DU BARRAGE D'IGHIL EMDA, WILYAYA DE BEJAIA ». Projet de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [8]DUPONT, A.: Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.
- [9]BHLOUL.A et ABED.I « Renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE à partir du barrage TICHY-HAF et de deux forages d'OUZELLAGUENE » mémoire de fin d'étude université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2020A
- [10]MELLAH et LASFRI « Alimentation en eau potable du village MLIHA commune de CHELLATA daïra d'AKBOU » mémoire de fin d'étude université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2023
- [11]BOUHALI.S Cours Alimentation en eau potable 3ème année
- [12] CHIALI tube Info 2017
- [13] M.Khattaoui cours coup de bélier cinquième année

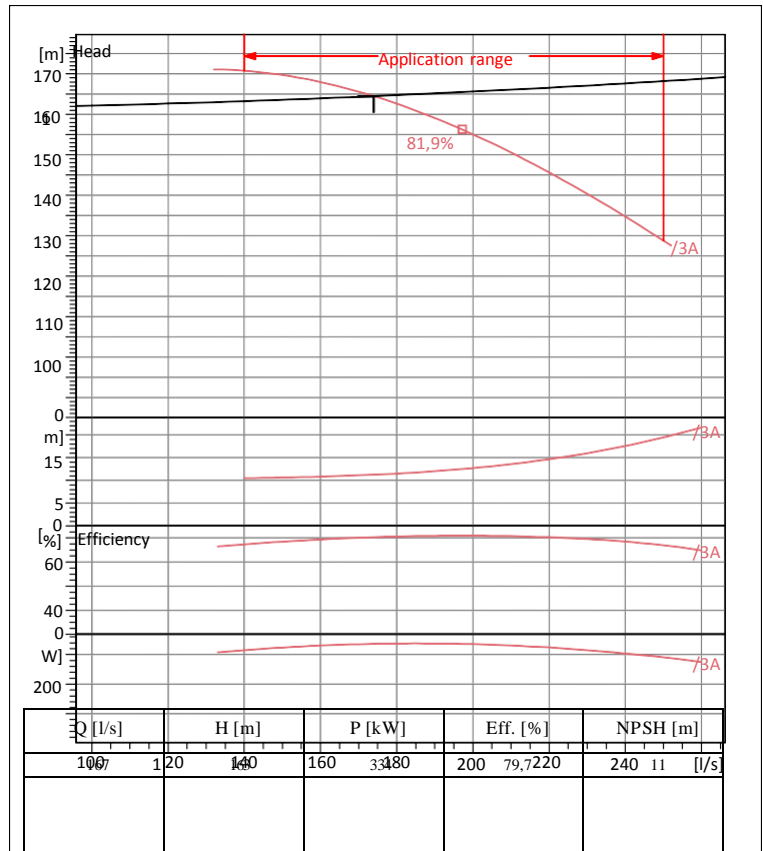
Annexe III.1 : Régime de consommation des agglomérations.

HEURES	COEFFICIENT DE VARIATION MAXIMALE HORAIRE DE LA CONSOMMATION (K MAX H)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
00-01	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
01-02	3.45	3.25	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
02-03	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
03-04	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
04-05	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
05-06	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
06-07	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
07-08	4.4	4.45	4.65	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
08-09	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
09-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.45	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4

17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.45	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe V.5: catalogue pompe 1

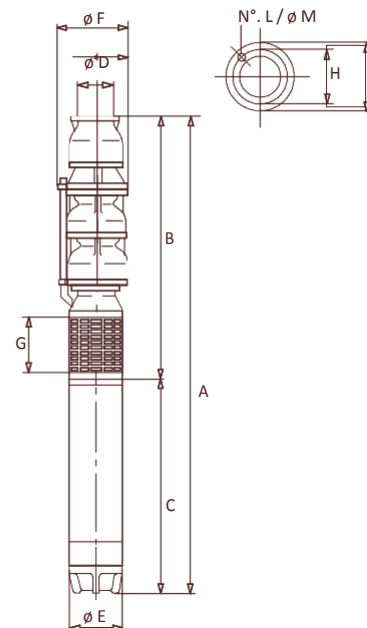
E18S64/3A + M14460	
Requested data	
Flow	174 l/s
Head	159 m
Fluid	Drinking water
Temperature	290 K
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow	174 l/s
Head	159 m
Shaft power	336 kW
Efficiency	80,6%
Head H(Q=0)	5,84 m
Discharge connection	230 mm
Motor data	
Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2900 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	340 kW
Rated current	640 A
Motor type	3~
Insulation class	A
Degree of protection	IP 68
Operating limits	
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	
Maximum content of solid	40 g/m ³
Max. Density	998 kg/m ³
Max. viscosity	1 mm ² /s
General data	
Weight	1510 kg



Materials	
PUMP CONSTRUCTION	
Valve casing	Cast iron
Conical valve	Cast iron - rubber
Suction casing	Nodular cast iron
Stage casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Impeller	Bronze
Wear ring	Cast iron
Strainer	Stainless steel
Cable guard	Stainless steel
Shaft coupling	Stainless steel
MOTOR CONSTRUCTION	
Upper bracket	Cast iron
Lower bracket	Cast iron
Stator shell	Stainless steel
Shaft	Stainless steel
Seal ring	Steel/rubber
Sand guard	Rubber
Winding	Insulated copper
Thrust bearing	Michell type

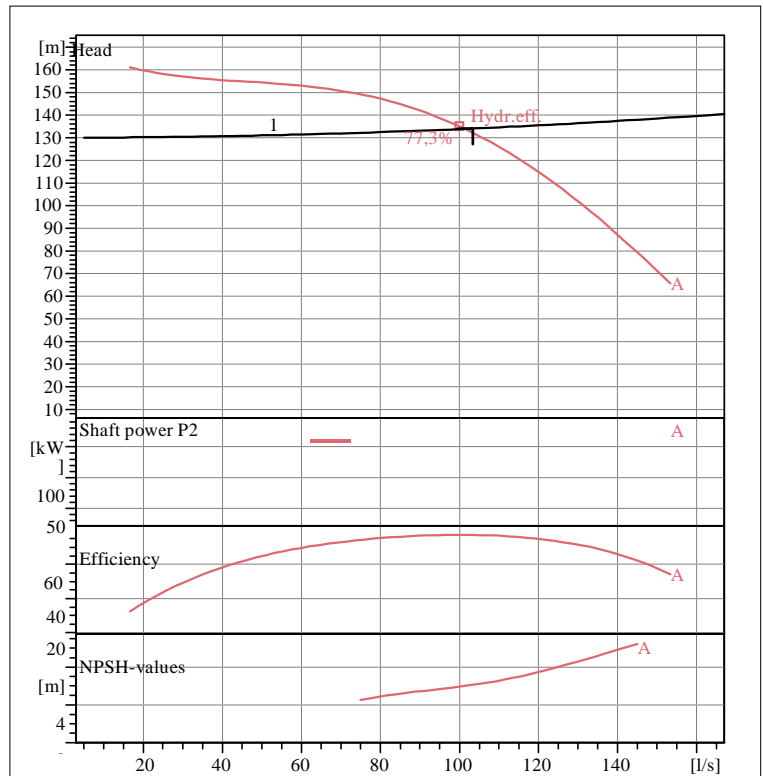
Dimensions mm

A = 4017
 B = 1715
 C = 2302
 D = 384
 DN = 230
 E = 340



Annexe V.6 : catalogue pompe 2

P14C/10/55/7A	
Requested data	
Flow l/s	104
Head m	134
Fluid	Drinking water
Temperature K	290
Pumpe type pump	Single head
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow l/s	104
Head m	134
Shaft power kW	174
Efficiency	77,2%
Head H(Q=0) m	173
Discharge connection mm	250
Motor data	
Frequency Hz	50
Rated voltage V	400
Nominal speed l/min	1450
Number of poles	4
Rated power P2 kW	200
Rated current A	-
Motor type	3
~	
Insulation class	
F	
Degree of protection	IP 55
Operating limits	
Starts per hour max.	20
Maximum temperature of pumped fluid	313



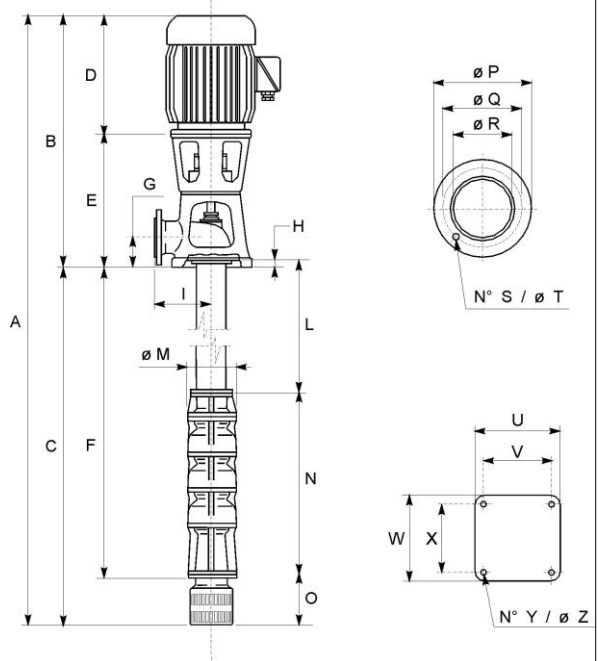
Operating data

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]
57,8	153	130	68,8	1,75

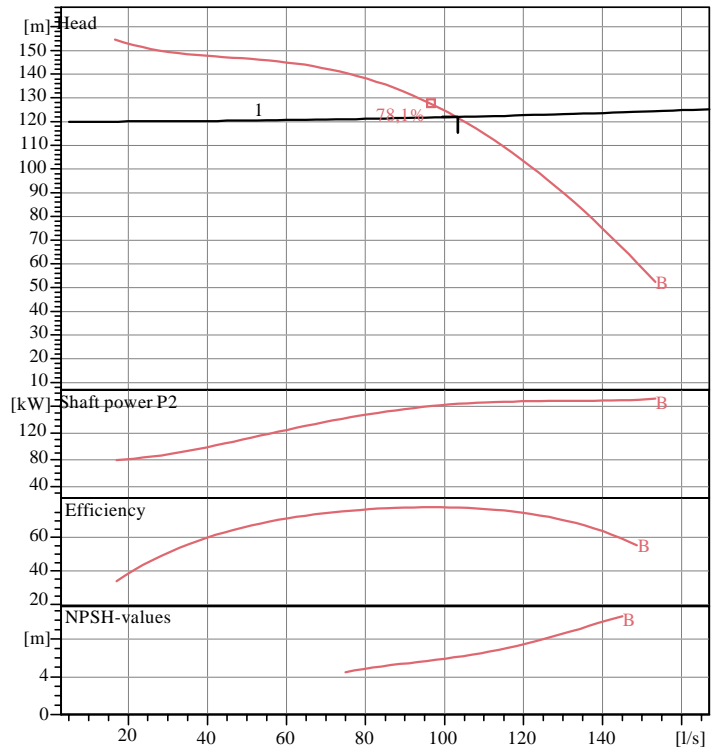
Dimensions mm

A = 6973
 B = 2095
 C = 5428
 D = 1115
 DN = 250
 E = 980
 F = 5135
 G = 220
 H = 48
 I = 400
 L = 2500
 M = 342
 N = 2085
 No = 12
 O = 293
 P = 405
 Q = 355
 R = 250
 T = 25
 U = 640
 V = 550
 W = 640
 X = 550
 Z = 30



Annexe V.3 : catalogue pompe 3

P14C/10/55/7B	
Requested data	
Flow l/s	104
Head m	122
Fluid	Drinking water
TemperatureK	290
Pumpe type pump	Single head
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow l/s	104
Head m	122
Shaft power kW	164
Efficiency	77,9%
Head H(Q=0) m	171
Discharge connection mm	250
Motor data	
Frequency Hz	50
Rated voltage V	400
Nominal speed l/min	1450
Number of poles	4
Materials	
PUMP CONSTRUCTION	.
Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Intermediate casing	Cast iron
Impeller	Cast iron
Wear ring	Cast iron
Pump shaft	Cast iron
Journal bearing	Cast iron
LINE SHAFT CONSTR.	Cast iron
Column pipe	Steel
Shaft	Steel
Shaft bush	Rubber
Box coupling	er
Line ball bearing	St
DRIVE UNIT	e



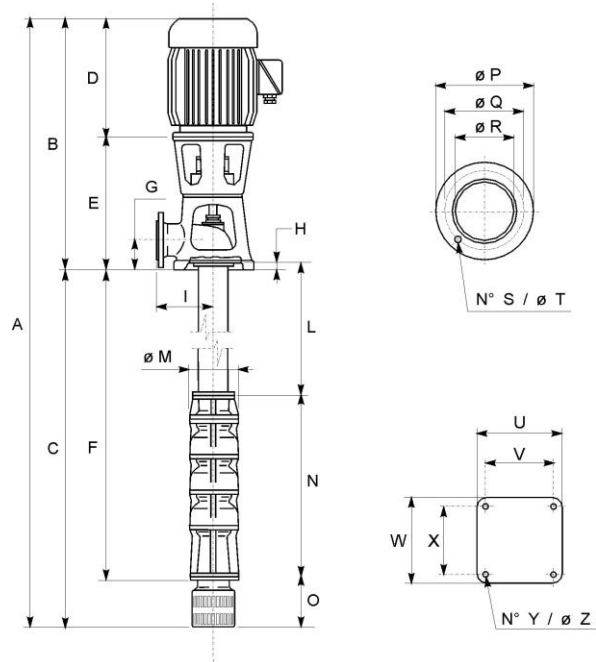
Operating data

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 6973
 B = 2095
 C = 5428
 D = 1115
 DN = 250
 E = 980
 F = 5135
 G = 220
 H = 48
 I = 400
 L = 2500
 M = 342
 N = 2085
 No = 12
 O = 293
 P = 405
 Q = 355
 R = 250
 T = 25
 U = 640
 V = 550
 W = 640
 X = 550
 Z = 30



Annexe VI.1: les abaques du Dubin Mageneau

