

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



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

- M^r : **KHAMADJ Oussama**
- M^r : **AYADI Moad**

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

Option : **Hydraulique Urbaine.**

INTITULE :

**Etude de rénovation du réseau D'AEP
choura _Ferjioua_MILA.**

Soutenu le **21 /06 /2023** devant le jury composé de :

- Président : **Mr YAKOUBLI.M**
- Promoteur: **Mr SAOU.A**
- Examineur (s) : **Mme BENSLIMANE.M**

Année universitaire : 2022/2023.

Remerciements

*Nous tenons exprimer nos remerciements les plus sincères à monsieur le directeur de Bureau D'ingénierie et D'étude Technique Hydraulique **KHAMADJ LOTFI** pour L'hospitalité et l'accueil qui nous a été réservé durant notre séjour à l'établissement, ou tous les moyennes ont été mis à notre disposition.*

Tous nos remerciements sont destinés également tout le personnel de département techniques générale cadres et travailleurs pour l'aide qui nous ont apporté ainsi que tous les ingénieurs pour leurs collaborations et les efforts qu'ils prodigués pour bien mener notre travail.

*Mon promoteur **Mr. SAOU Abdelhamid** pour son aide, sa patience, ses encouragements, ses précieuses remarques et orientations qui ont permis de bien structurer le travail, améliorer la qualité des différentes sections et le temps qu'il a consacré à nous apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette recherche. Son exigence nous a grandement stimulés.*

*Nous remercions notre chef département **Mr. BEDJOU Abdelhamid**. Qui n'a pas hésité à mettre à notre disposition ses connaissances, ses multiples conseils et instructions et qui nous a également dirigés tout le long de ce travail.*

Nous remercions les membres de jury pour avoir accepté de lire et de

Juger notre modeste travail.

Nous remercions profondément tous les enseignants du

Département HYDRAULIQUE.

Dédicace

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre vie, mais surtout les mauvaises. Ces personnes qui en cru en nous et qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimé sans compter. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

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

À ma chère mère Khadidja et mon père Salem pour leurs sacrifices et leur soutien afin d'atteindre mon objectif, ainsi leurs éducations qui est le fruit courant dans ma vie, et sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à la ;

À mon grand frère mon bras droit YOUSSEF ;

À ma grande soeur et plus particulièrement à ces enfants Ghani, Yousef et Retadj ;

À mes chères sœurs ;

À ma Chérie Millida, je tiens à te remercier du fond du cœur pour ton soutien inébranlable. Je te souhaite une réussite éclatante dans tous les aspects de ta vie.

Ensemble, avec tout mon amour, nous bâtirons un avenir merveilleux ;

Mes amis : Zino, Nesro, Imad, toufik, kamal, Salim, Goway, Rougi, Bibit,

Walid, Refsi, Hamza, karim, Houssam, et la liste est lange ... ;

À mon professeur Mr BERREKSI ;

Mon chère ami et binôme MCAD.

Oussama.K

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre vie, mais surtout les mauvaises. Ces personnes qui en cru en nous et qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimé sans compter. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

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

À ma chère mère Faroudja et mon père Slimane pour leurs sacrifices et leur soutien afin d'atteindre mon objectif, ainsi leurs éducations qui est le fruit courant dans ma vie, et sans eux je ne serais pas arrivé jusqu'à la ;

Je veux me remercier Parce que j'ai cru en moi et que j'ai fait tout le travail acharné.

À mon petit frère Ahmed ;

À mes chères sœurs ;

Mes amis : Zino. Imad. Samir. Dr Ramzi. Lounes. Younes. Ahmed. Boumedian. Khalile. Nadjma. G'Way. Et la liste est lange ...

Mon chère ami et binôme OUSSAMA.

Moad. A

Table des Matières

Remerciements.

Dédicace

Introduction générale.....	1
Partie A- Présentation du site	3
Introduction :	3
I.1.Situation géographique :	3
I.1.1. Situation géographique de la zone d'études.....	4
I.1.2. Situation climatique :	4
I.1.2.1. La température :	5
I.1.2.2. Précipitations :	5
I.1.2.3. Les vents :	6
I.2. Situation démographique :	6
I.3.Situation topographique :	7
Partie B – Estimation des besoins en eau.....	9
Introduction :	9
I.1. Estimation des besoins en eau des mechtas (CHOUARA I, CHOUARA II (TORCHE)) :	9
I.1.1. Estimation de la population :	9
II.1.2. Estimation des besoins :	11
II.1.2.1. Détermination de la consommation moyenne journalière :	11
II.1.2.2. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins :	11
A. Besoins domestiques :	11
B. Besoins en eau des différents équipements (administration, commerce et industriel) :	12
II.1.2.3. Majoration de la consommation moyenne journalière :	14
A. Variation de la consommation journalière (Q_{maxj}) :	14
B. Débit minimum journalier :	15
C. Variation de la consommation horaire :	15
C.1. Débit moyenne horaire :	15
C.2.Calcul du débit maximum horaire ($Q_{max.h}$) :	16
Conclusion :	17
Chapitre II : Réservoirs	18
Introduction :	18
II.1. Classification des réservoirs :	18
II.2. Fonctions des réservoirs :	19
II.3. Types de réservoirs :	19

II.4. Choix du site de réservoir d'AEP :	20
II.5. Le choix du type de réservoir :	20
II.6. Equipements des réservoirs :	21
II.7. Protection des réservoirs :	22
II.7.1. Protection de l'accès :	22
II.7.2. Nettoyage et désinfection :	22
II.8. Détermination de la Capacité du réservoir d'alimentation :	22
II.8.1. Méthode graphique :	22
II.8.2. Méthode analytique :	23
II.8.3. Volume total du réservoir :	23
II.8.4. Dimensionnement de la cuve :	25
Conclusion :	25
Chapitre III : Adduction.	26
III.1. Introduction :	26
III.2. Type d'adduction :	26
III.2.1. Adduction gravitaire :	26
III.2.2. Adduction par refoulement :	26
III.2.3. Adduction mixte :	26
III.3. Choix du tracé :	27
III.4. Choix du type du matériau de la conduite :	27
III.5. Description du schéma d'adduction :	28
III.6. Etude technico-économique de la conduite :	28
III.6.1. Calcul du diamètre économique :	29
III.6.2. Calcul de la vitesse :	29
III.6.3. Calcul de la perte de charge :	30
A. Perte de charge linéaire :	30
B. Perte de charge singulière :	31
C. Pertes de charges totales :	31
III.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	32
III.6.5. La puissance absorbée par la pompe	32
III.6.6. L'énergie annuelle consommée par la pompe	32
III.6.7. Frais d'exploitation	32
III.6.8. Frais d'amortissement	33
III.6.9. Calcul du bilan :	33
III.7. Calculs hydrauliques :	33

III.8. Conclusion :	35
Chapitre IV : Pompage et Coup de Bélier.	36
Partie A – Pompage.	36
IV.1. Introduction :	36
IV.2. Classification des pompes :	36
IV.2.1 Les pompes volumétriques :	36
IV.2.2 Les turbo pompes :	36
IV.3.Choix des pompes :	36
IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :	37
IV.4.1. Hauteur manométrique :	37
IV.4.2. La vitesse de rotation :	37
IV.4.3. La puissance :	37
IV.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe :	37
IV.4.3.2. La puissance hydraulique ou utile :	38
IV.4.4. Le rendement :	38
IV.5.Courbes caractéristiques d'une pompe :	38
IV.5.1. Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge :	38
IV.5.2. Courbe caractéristique de la conduite :	38
IV.6. Couplage des pompes :	39
IV.6.1 Couplage en parallèle :	39
IV.6.2. Couplage en série :	39
IV.7. Le point de fonctionnement d'une pompe :	39
IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement :	39
IV7.2. Réalisation du point de fonctionnement :	40
II.7.2.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :	40
IV.7.2.2. Régulation par le vannage (par étouffement) :	41
IV.7.2.3. Variation de la vitesse de rotation :	41
IV.7.2.4. Rognage de roue de la pompe :	42
IV.8. Le phénomène de cavitation :	42
IV.9. Choix des pompes pour la station de pompage et les stations reprise :	44
IV .9.1 Choix de pompe pour la station de reprise :	44
IV .9.1.1 Caractéristique de la conduite :	44
IV .9.1.2 Les caractéristiques de la pompe :	44
IV.9.2 Etude de La cavitation :	45
Introduction :	46
IV.1. Causes et conséquences du phénomène [11] :	46

a- Causes :	46
b- Conséquences :	46
IV.2. Moyens anti-bélier :	47
IV.3. Étude du coup de bélier :	47
IV.3.1. Calcul de célérité de propagation d'onde(a) :	47
1er cas : fermeture brusque :	47
2eme cas : fermeture lente :	48
IV.3.2. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons :	48
Conclusion.....	50
Chapitre V : Dimensionnement Du Réseau d'AEP.	51
Introduction :	51
V.1.Classification des réseaux de distribution :	51
V.1.1. Réseau maillé :	51
V.1.2. Réseau ramifié :	52
V.1.3. Réseau mixte :	52
V.2. Modes de distribution :	53
V.2.1. Distribution gravitaire :	53
V.2.2. Refoulement distributif :	54
V.3. Exigences relatives aux réseaux :	54
V.4. Conception d'un réseau de distribution :	54
V.5. Principe de tracé du réseau :	55
V.6. Choix des conduites de distribution :	55
V.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	56
V.7.1. Débit de pointe :	56
V.7.2. Débit spécifique :	57
V.7.3. Débit en route :	58
V.7.4. Débits aux nœuds :	58
V.8. Modélisation et simulation du réseau :	61
V.8.1. Présentation du logiciel EPANET :	61
V.8.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET :	62
V.8.3. Modélisation du réseau :	62
A. Au niveau des nœuds :	62
B. Au niveau des arcs (conduites ou tronçons) :	62
C. Au niveau des réservoirs :	63
V.8.4. Simulation du réseau :	63
V.9.Formule de pertes de charge utilisées :	63

V.9.1. Pertes de charge linéaires :	63
Conclusion :.....	73
Conclusion générale	74
Références Bibliographiques.....	64
Résume.	

Liste des figures

Figure I.1. Limite administrative de la wilaya de mila.	3
Figure I.2. Situation de la zone d'étude.	4
Figure I.3. La température moyenne quotidienne maximale (ligne rouge) et minimale (ligne bleue) [2].	5
Figure I.4. Population actuelle des mechtas CHOUARA I CHOUARA II(TORCHE).....	7
Figure I.5. Carte topographique des mechtas CHOUARA I CHOUARA II.	8
Figure I.6 : Evolution de la population aux différents horizons (CHOUARA I)	10
Figure I.7. Evolution de la population aux différents horizons (CHOUARA II)	10
Figure II.1. Schéma d'équipements et de robinetterie pour un réservoir au sol [6].	21
Figure II.2. Méthode graphique.	23
Figure III.1 : Description du schéma d'adduction.....	28
Figure IV.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.	38
Figure IV.2 : Courbes caractéristiques d'une pompe.....	40
Figure IV.3 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.	43
Figure IV.4 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	43
Figure IV.5: Courbes caractéristiques de la pompe (catalogue CAPRARI).....	45
Figure V.1. Schéma du Réseau maillé.	51
Figure V.2. Schéma du Réseau ramifié.	52
Figure V.3. Schéma d'un réseau mixte	52
Figure V.4. Distribution gravitaire.....	53
Figure V.5. Refoulement distribatif	54
Figure V.6. Image Simulation des réseaux pour l'horizon 2053 Pour CHOUARA I.....	72
Figure V.7. Image Simulation des réseaux pour l'horizon 2053 Pour CHOUARA II.....	73

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les précipitations mensuelles moyennes (mm) de 2003 à 2014 au niveau de La retenue collinaire Sommer.	6
Tableau I.2 : Population actuelle des mechtas CHOUARA I CHOUARA II(TORCHE) [3].....	7
Tableau I.3 : Population à l’horizon (CHOUARA I). (Source Bureau d’études).....	9
Tableau I.4 : Population à l’horizon (CHOUARA II torche). (Source Bureau d’études)	10
Tableau I.5 : besoin en eau pour les deux mechtas.....	12
Tableau I.6 : pourcentage selon le type d’agglomérations [4].....	12
Tableau I.7 : Les équipements actuels de CHOUARA I et II [3].....	13
Tableau I.8 : Les besoins des équipements de CHOUARA I et II.	13
Tableau I.9 : la majoration des débits moyens journaliers	14
Tableau I.10 : Débit maximum journalier (Q max. j).....	15
Tableau I.11 : Débit moyen horaire (m ³ /heure).....	16
Tableau I.12 : valeur de : β_{\max} [5]	16
Tableau I.13 : Les valeurs de $K_{\max.h}$	17
Tableau I.14 : débits de pointes (l/s).....	17
Tableau I.15 : Les valeurs de $Q_{\max.h}$ (m ³ /j).....	17
Tableau II.1 : Dimensionnement du réservoir de stockage.	24
Tableau III.1 : Calcul de la HMT	34
Tableau III.2 : Frais d’amortissement et les frais d'exploitation.	34
Tableau III .3 : Bilan global des frais	35
Tableau IV.1 : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température.	44
Tableau IV.2 : Valeurs des caractéristiques des conduites de refoulement.....	49
Tableau IV.3 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	49
Tableau V.1 : Comparaison entre les types du réseau	53
Tableau V.2 : Débit de pointe pour (CHOUARA I).....	56
Tableau V.3 : Débit de pointe pour (CHOUARA II).....	57
Tableau V.4 : Les valeurs de Q_{pointe} (l/s).....	57

Tableau V.6 : les Débits du réseau 2053 CHOUARA I et II.	60
Tableau V.7 : Etat des nœuds du Réseau (CHOUARA I et CHOUARA II).....	65
Tableau V.8 : Etat des tronçons du Réseau (CHOUARA I et CHOUARA I).....	68

Liste des symboles :

A : Amortissement annuel (Annuité).

a : Célérité de l'onde (m/s).

BL : Bilan en (DA).

b : Valeur du coup de bélier (m).

C : Coefficient pertes de charge dans une tuyère en (m).

D : Diamètre en (m).

DN : Diamètre normalisé en (m).

DR : Diamètre du réservoir.

d' : Diamètre de la veine contractée en (m).

E : Energie consommée par la pompe (KWh)

e : Prix unitaire du KWh. En (DA).

g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .

H : Hauteur(m).

Ha : Hauteur d'aspiration(m).

H r : Hauteur de refoulement(m).

Hg : Hauteur géométrique en (m).

HMT : La hauteur manométrique totale en (m).

H0 : Pression absolue de la Conduite en (m).

JL : perte de charge linéaire (m).

J s : Perte de charge singulière (m).

J t : Perte de charge total (m).

Hinc : Hauteur du volume d'incendie (m)

i : Taux d'annuité.

J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).

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

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

Kc : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.

K max. j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération

K min j : Coefficient d'irrégularité minimal.

K max .h : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.

Kmin.h : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.

L : Longueur de la conduite en (m).

m : Coefficient de rognage.

N: Nombre d'habitant.

N_t : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans).
NPSH_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
NPSH_r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
PN : Population à l'horizon.
P₀ : Pression absolue.
PU : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
Pr : pourcentage rognage.
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
PV : Tension de vapeur de l'eau pompé.
P_{atm} : Pression atmosphérique.
Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.
Q_{max.h} : Débit entrant dans la station (m³/h).
Q_{min.j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
Q_{mo} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.
Q_{max.j} : Consommation maximale journalière en (m³/j).
q_s : débit spécifique (l/s. m).
Q_r : débit de route (l/s).
Re : Nombre de Reynolds.
R : Pourcentage de rognage.
R₀ : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
S : Section de la conduite (m²).
T : Température de l'eau.
T_p : Temps de pompage (h).
t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
t_a : Taux d'accroissement de la population %
U₀ : Volume d'air initial.
U : Nouveau volume d'air.
U_{max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
V : Vitesse d'écoulement en m/s.
V_f : Vitesse finale choisie.
V_{max} : Volume maximal de stockage en (m³).
V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné.
V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m³).
V_{tot} : Volume total du réservoir en (m³).
V_{inc} : volume incendie (m³).
θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
ρ : Masse volumique de l'eau.
η : Rendement de la pompe en (%).
δ₀ : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
λ : Coefficient de pertes de charge

Introduction Générale

Introduction générale

L'eau, source vitale pour toute forme de vie, est devenue ces dernières années un sujet de préoccupation à l'échelle planétaire et un élément essentiel dans toutes les civilisations que l'humanité a connu. Par conséquent, il est indispensable que cette ressource soit utilisée de manière équitable, rationnelle et économique.

L'eau, souvent appelée "l'or bleu", est un besoin fondamental irremplaçable auquel chaque être humain a droit : avoir accès à de l'eau propre. Cependant, près d'un milliard de personnes vivent encore souffrance en eau potable, ce qui engendre une véritable crise mondiale de l'eau. Parmi les pays touchés par ce problème, l'Algérie se trouve confrontée à une insuffisance de ses ressources en eau traditionnelles pour répondre aux besoins de sa population. Cette situation a poussé les autorités à rechercher d'autres sources d'eau afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable pour l'ensemble de la population.

Le manque d'eau potable constitue une préoccupation majeure pour les régions exposées à des sécheresses fréquentes et prolongées sur le plan climatique. Ce problème s'aggrave davantage lorsque les besoins en eau continuent d'augmenter d'une part, et lorsque les ressources en eau sont limitées ou parfois inaccessibles, notamment dans les régions montagneuses.

Dans le cadre de cette étude, notre objectif est d'effectuer une étude approfondie pour garantir un approvisionnement en eau potable adéquat dans les Mechtas de CHOUARA I CHOUARA II, situées dans la Wilaya de MILA.

L'étude comporte les parties suivantes :

- ✓ Une présentation globale du site et les estimations des différents besoins de la population. Et donner une idée sur la situation hydraulique dans la région d'étude, feront l'objet du premier chapitre.
- ✓ Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projeté ainsi que la station de reprise pour mieux harmoniser entre l'offre et la demande en eau de la population.

Introduction générale

- ✓ Troisième chapitre dans ce chapitre, l'objectif est de procéder au dimensionnement des conduites utilisées pour le transport de l'eau vers chaque commune concernée.
- ✓ Quatrième chapitre dans ce chapitre, nous aborderons l'étude du pompage et du phénomène du coup de bélier.
- ✓ Le dernier chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution.

Chapitre I :
**Présentation du site
d'étude et Estimation des
besoins en eau.**

Partie A- Présentation du site

Introduction :

Avant de commencer tout projet d'eau potable, il est essentiel de réaliser une présentation détaillée du site afin de prendre en compte tous les facteurs et caractéristiques qui influencent la conception et le fonctionnement du projet. Cela inclut notamment les conditions climatiques locales, les ressources en eau disponibles et la population concernée.

Dans ce qui suit, nous procéderons à la présentation du site étudié.

I.1.Situation géographique :

La wilaya est située au Nord-est du pays sur les Haut-Plateaux. Elle est limitée par les wilayas suivantes [1] :

- Au Nord : par Jijel
- A l'Est : par Constantine.
- Au Sud : par Batna
- A l'Ouest : par Sétif

Le territoire de la commune de Mila se trouve à l'est de la wilaya de Mila. La ville est située à une altitude de 464 mètres sur un petit affluent de l'Oued Rhumel, et est dominée par la montagne de Marchau. Mila se trouve à une distance de 53 km à l'ouest de Constantine et à moins de 380 km d'Alger. La wilaya s'étend sur une superficie de 129.9 km². [1]

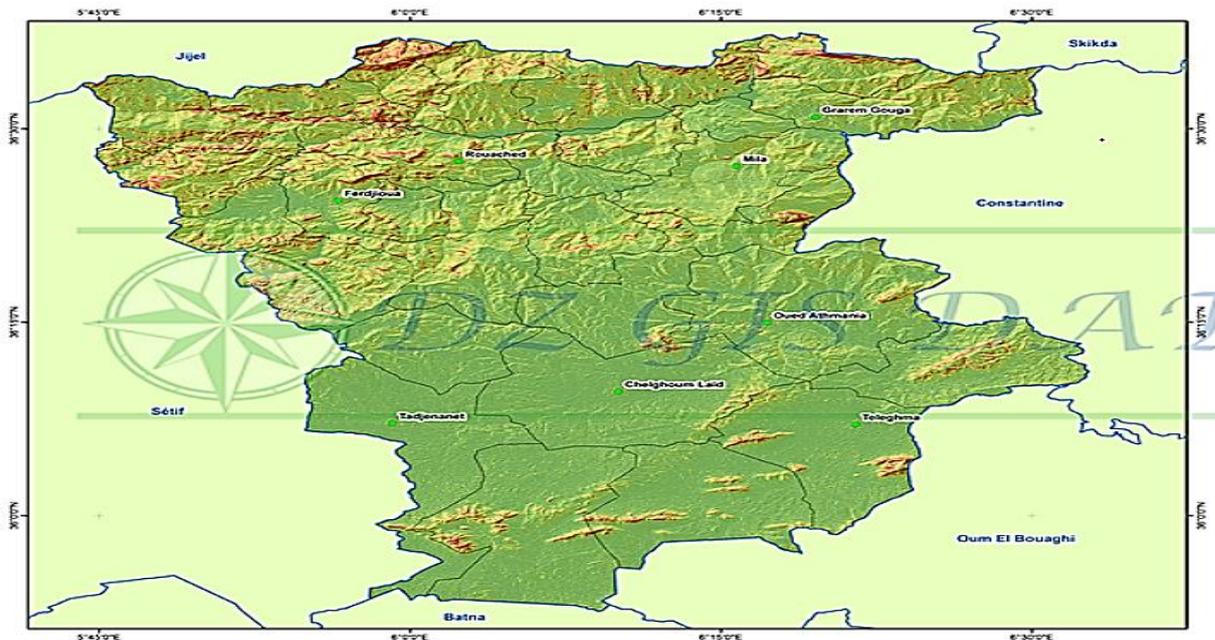


Figure I.1. Limite administrative de la wilaya de mila.

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

I.1.1. Situation géographique de la zone d'études

La commune de Yahia Beniguecha occupe une situation à l'ouest de la wilaya de Mila elle s'étend sur une superficie de 40.90 km² et concentre une population de 11798 habitants La commune dépend de la daïra de Ferdjioua dont elle est **rattachée** administrativement, elle est encadrée par les commune suivantes [1] :

- **Nord** : la commune de Rouached
- **Est** : la commune de Tiberguent
- **Ouest** : la commune de Ferdjioua
- **Sud** : la commune de Bouhatem

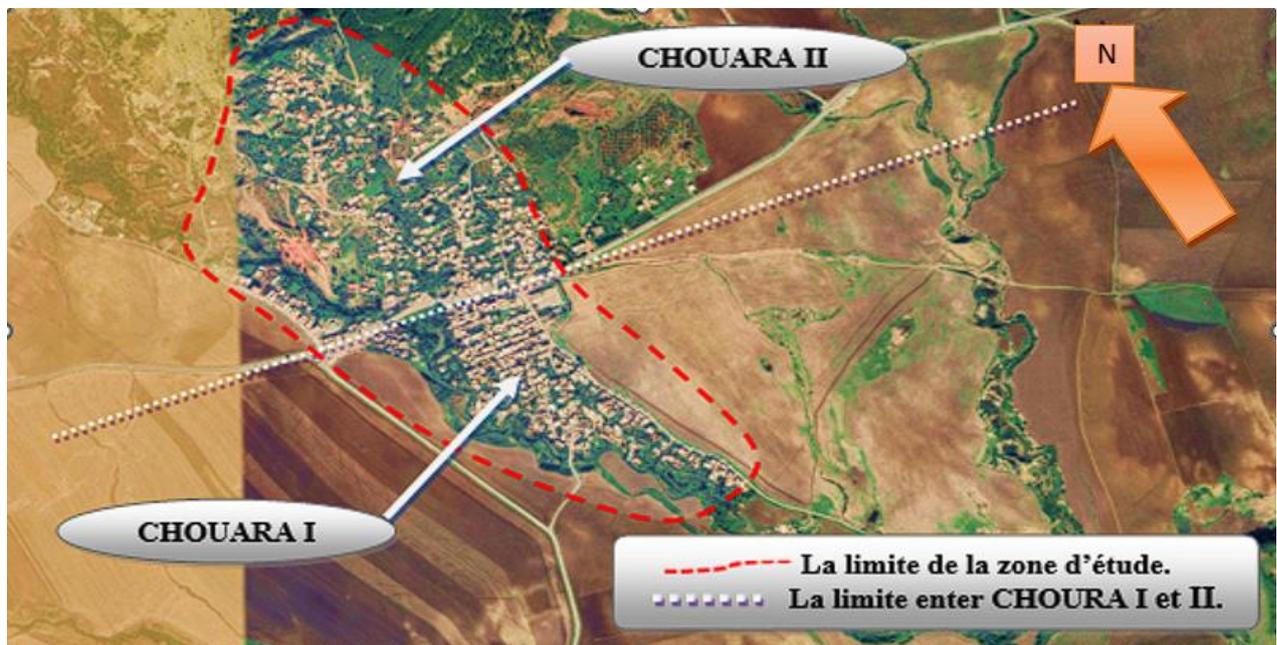


Figure I.2. Situation de la zone d'étude.

Outre l'agglomération chef-lieu, la commune de Yahia beni guecha compte deux agglomération secondaire (Torche-chouara et Faadila) et quelques hameaux dont les plus important sont El khelfi et Sekhouna.Elle est traversée par la RN 79. Le chef-lieu de la commune est distant de 35 km du chef-lieu de wilaya (Mila), 08 km du chef-lieu de daïra de Ferdjioua. La commune de beni guecha représente 1.20 % de la superficie totale de la wilaya de Mila.

I.1.2. Situation climatique :

À Mila, les étés sont courts, très chauds, secs et généralement dégagés, tandis que les hivers sont longs, frisquets, avec des précipitations et partiellement nuageux. La température dans cette région varie généralement de 4 °C à 34 °C tout au long de l'année, et elle est rarement inférieure à 1 °C ou supérieure à 38 °C. [2]

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

I.1.2.1. La température :

La saison très chaude dure 2,8 mois, du 17 juin au 11 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 30 °C. Le mois le plus chaud de l'année à Mila est juillet, avec une température moyenne maximale de 33 °C et minimale de 19 °C.

La saison fraîche dure 4,1 mois, du 20 novembre au 23 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 17 °C. Le mois le plus froid de l'année à Mila est janvier, avec une température moyenne minimale de 4 °C et maximale de 13 °C. [2]

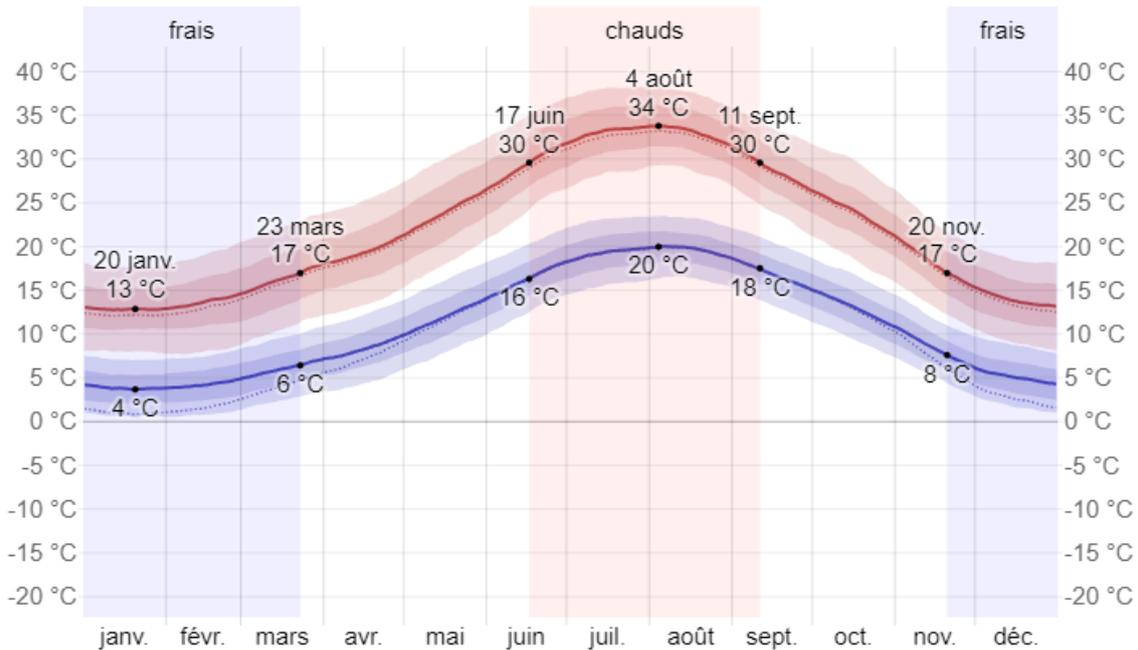


Figure I.3. La température moyenne quotidienne maximale (ligne rouge) et minimale (ligne bleue) [2].

D'après les données représentées dans la figure *I.3*, nous relevons que dans la zone D'étude la température moyenne annuelle est de **15,46°C**, le mois le plus froid est le mois de Janvier avec **1,11°C** et le mois le plus chaud est le mois de juillet avec une température Maximale de **33,75 °C**.

I.1.2.2. Précipitations :

Pour montrer la variation au cours des mois et pas seulement les totaux mensuels, nous montrons l'accumulation de pluie au cours d'une période glissante de 31 jours centrée sur chaque jour de l'année. Mila connaît des variations saisonnières considérables en ce qui concerne les précipitations de pluie mensuelles.

La période pluvieuse de l'année dure 10 mois, du 16 août au 23 juin, avec une chute de pluie d'au moins 13 millimètres sur une période glissante de 31 jours. Le mois le plus pluvieux à Mila est janvier, avec une chute de pluie moyenne de 71 millimètres.

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

La période sèche de l'année dure 1,8 mois, du 23 juin au 16 août. Le mois le moins pluvieux à Mila est juillet, avec une chute de pluie moyenne de 6 millimètres. [2]

Tableau I.1 : Les précipitations mensuelles moyennes (mm) de 2003 à 2014 au niveau de La retenue collinaire Sommer.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P(mm)	69	58,7	60,1	51,3	38,1	20,2	7,7	11,3	37,4	46,9	51,2	78,6	530,5

Source : station météorologique de Mila.

D'après le tableau 1.2, les précipitations annuelles est de **530.5 mm**, où le mois de Décembre est le plus pluvieux (**78.6 mm**).

I.1.2.3. Les vents :

Cette section traite du vecteur vent moyen horaire étendu (vitesse et direction) à 10 mètres au-dessus du sol. Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autres facteurs, et la vitesse et la direction du vent instantané varient plus que les moyennes horaires.

La vitesse horaire moyenne du vent à Mila connaît une variation saisonnière *modérée* au cours de l'année.

La période la plus venteuse de l'année dure 5,8 mois, du 2 novembre au 25 avril, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 12,5 kilomètres par heure. Le mois le plus venteux de l'année à Mila est décembre, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 13,9 kilomètres par heure.

La période la plus calme de l'année dure 6,2 mois, du 25 avril au 2 novembre. Le mois le plus calme de l'année à Mila est août, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 10,9 kilomètres par heure. [2]

I.2. Situation démographique :

Étant donné le manque de données de recensement, le nombre d'habitants est estimé suivant le nombre d'habitant de chaque mechta. L'estimation de nombre d'habitants est présentée dans le tableau I.2. [3]

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

Tableau I.2 : Population actuelle des mechtas CHOUARA I CHOUARA II(TORCHE) [3].

Cité	Population (2008)	Population (2023)
CHOUARA I	1024	1346
CHOUARA II(TORCHE)	1197	1574

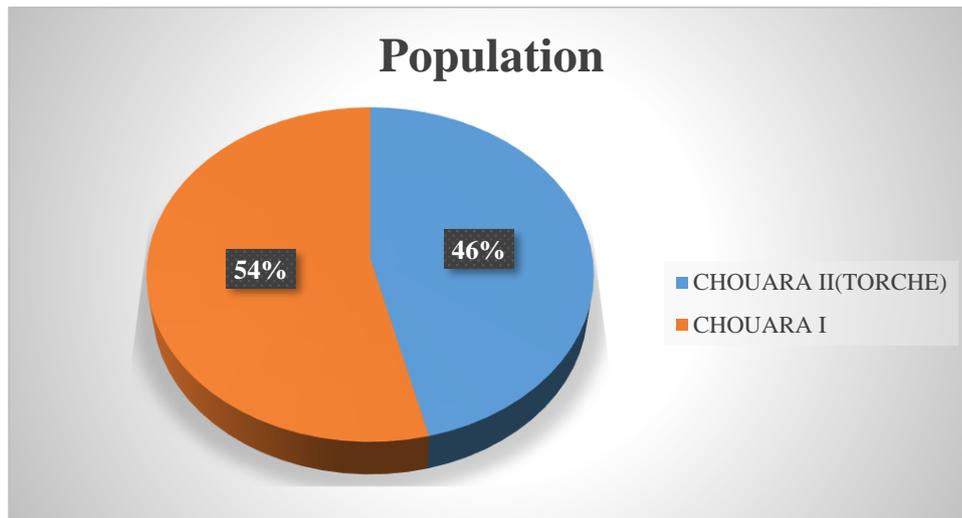


Figure I.4. Population actuelle des mechtas CHOUARA I CHOUARA II(TORCHE).

La présentation de nombre d'habitants montre que la zone CHOUARA I regroupe la majorité de la population avec 54 %.

I.3.Situation topographique :

Dans ce rapport, les coordonnées géographiques pour Mila sont 36,450° de latitude, 6,264° de longitude et 470 m d'altitude.

La topographie dans les 3 kilomètres entourant Mila présente des variations très importantes de l'altitude, avec une variation de l'altitude de 485 mètres maximum et une altitude moyenne au-dessus du niveau de la mer de 491 mètres. Dans les 16 kilomètres, variations très importantes de l'altitude (1 174 mètres). Dans les 80 kilomètres, présente également des variations extrêmes de l'altitude (2 005 mètres).

La région dans un rayon de 3 kilomètres de Mila est couverte par des terres cultivées (72 %) et des surfaces artificielles (18 %), dans un rayon de 16 kilomètres par des terres cultivées (88 %) et dans un rayon de 80 kilomètres par des terres cultivées (57 %) et de l'eau (14 %). [3]

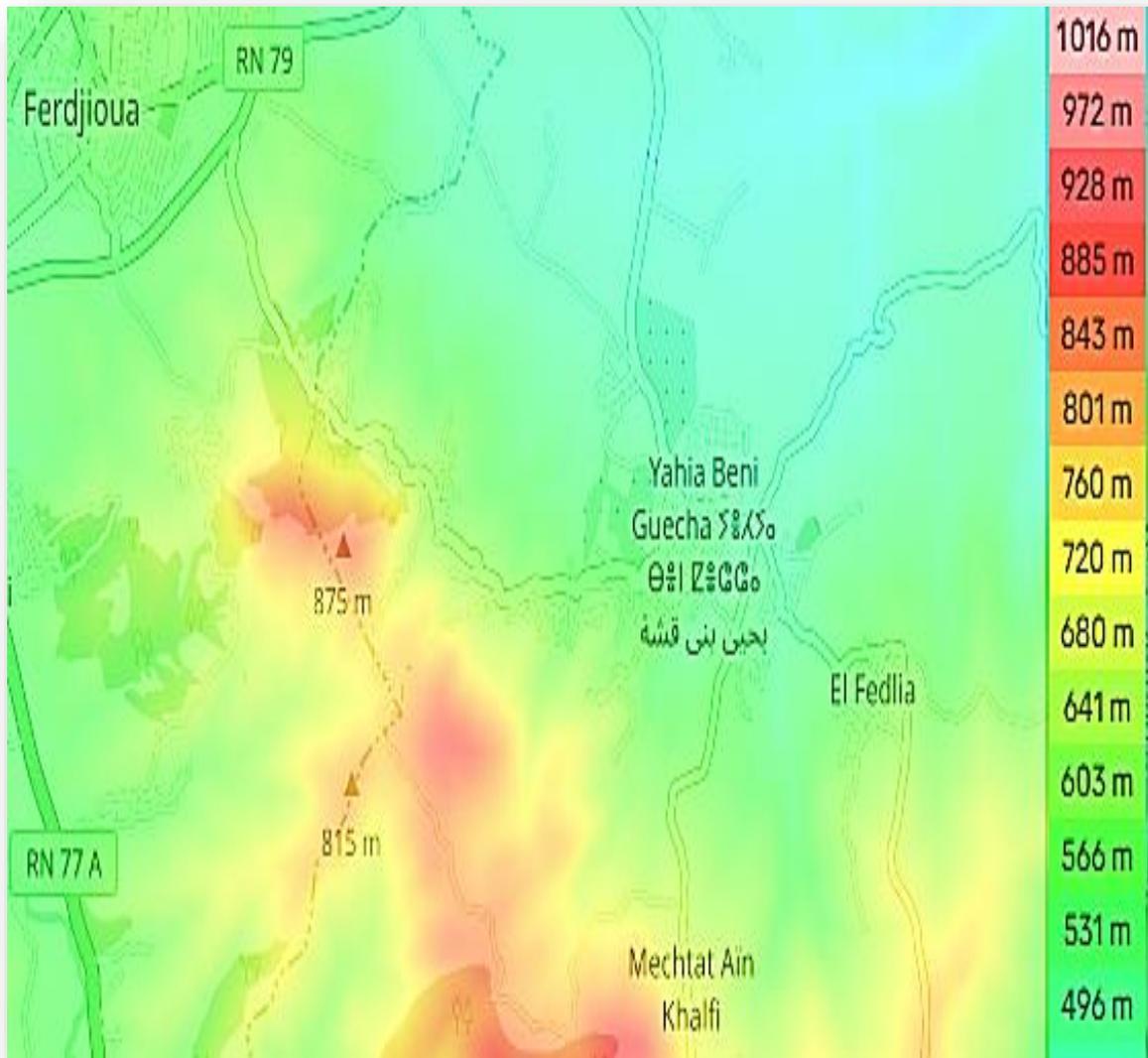


Figure I.5. Carte topographique des mechtas CHOUARA I CHOUARA II.

Partie B – Estimation des besoins en eau.

Introduction :

Cette partie de l'étude permettra d'estimer la consommation en eau potable de la population de la zone d'étude à différents horizons de l'étude s'étalant jusqu'à un horizon de 30 ans.

L'estimation des besoins en eau des populations est réalisée pour les différents régimes de consommation, à savoir : la consommation moyenne journalière, la consommation maximale journalière et la consommation maximale horaire.

I.1. Estimation des besoins en eau des mechtas (CHOUARA I, CHOUARA II (TORCHE)) :

I.1.1. Estimation de la population :

L'estimation de la population de la zone d'étude est élaborée selon la formule des accroissements finis [4] :

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

Avec :

P_n : Population futur à l'horizon (habitant) ;

P_0 : Population actuel (référence) (habitants) l'année 2008.

τ : Taux d'accroissement (%) =1.84 .

En collaboration avec les services techniques de l'APC, il a été déterminé, lors de l'évaluation de la population à travers les différents recensements, [3].

n : Intervalle d'année séparant P_0 et P_n .

Remarque : Pour notre projet la durée d'utilisation à prévoir est de $n=30$ ans.

L'estimation de nombre d'habitants est présentée dans les tableaux et les figures suivants :

Tableau I.3 : Population à l'horizon (CHOUARA I).

Année	L'an 2023	L'an 2033	L'an 2043	L'an 2053
Nbre d'habitants	1346	1615	1938	2325

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

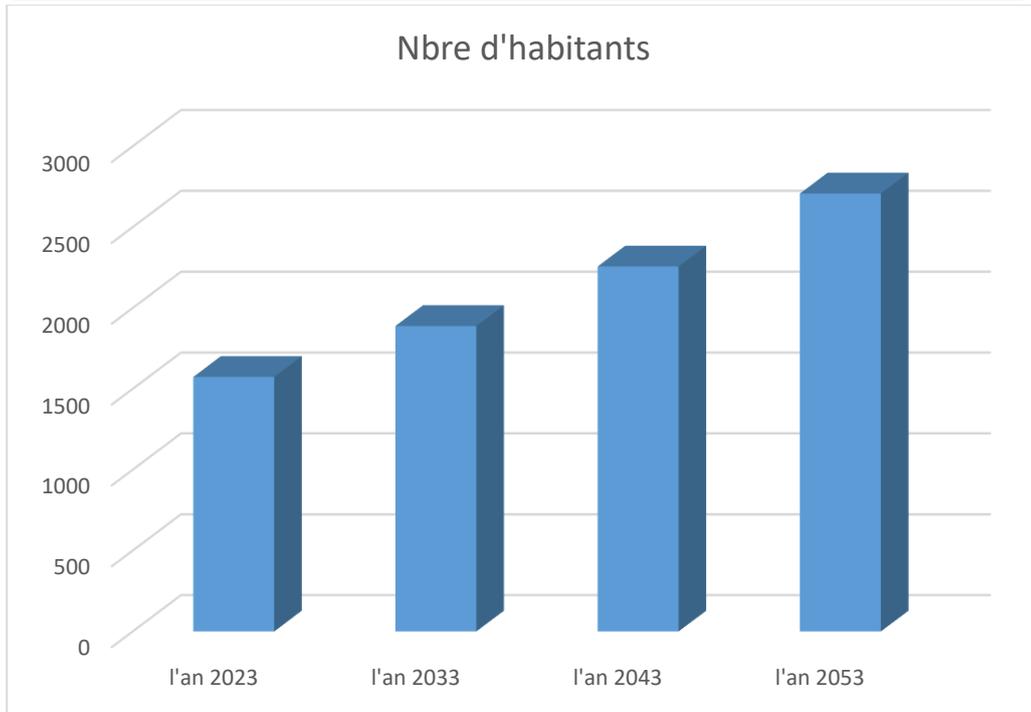


Figure I.6 : Evolution de la population aux différents horizons (CHOUARA I)

Tableau I.4 : Population à l'horizon (CHOUARA II torche).

Année	L'an 2023	L'an 2033	L'an 2043	L'an 2053
Nbre d'habitants	1574	1889	2257	2708

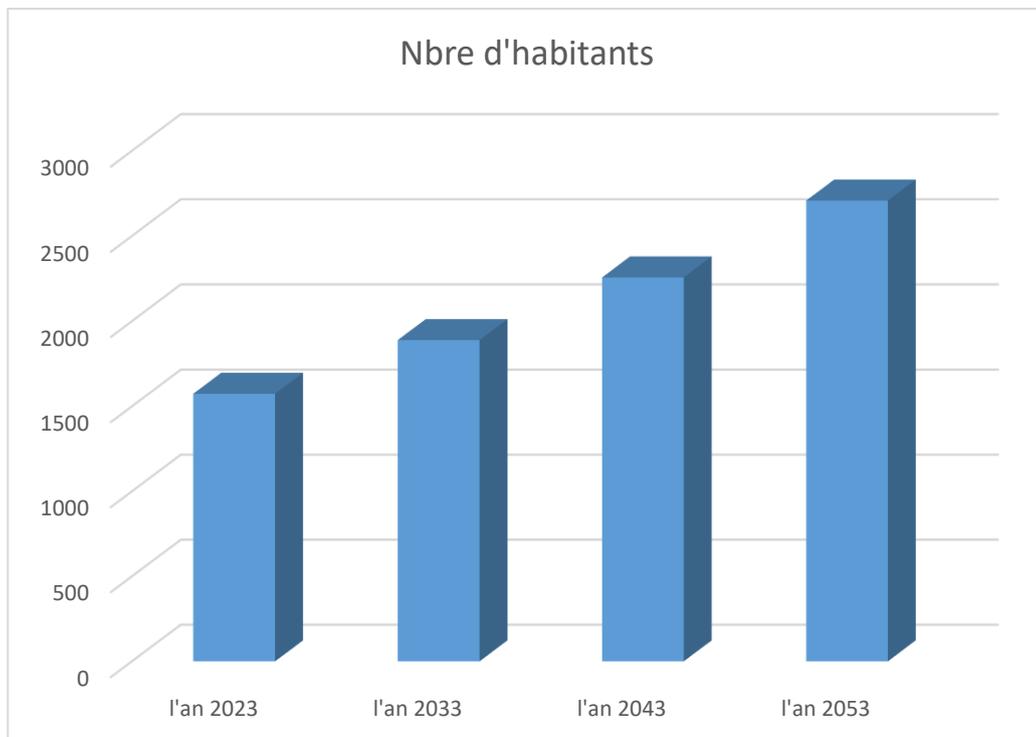


Figure I.7. Evolution de la population aux différents horizons (CHOUARA II)

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

II.1.2. Estimation des besoins :

II.1.2.1. Détermination de la consommation moyenne journalière :

La consommation en eau d'une agglomération est estimée en fonction de la dotation journalière, qui dépend de sa taille et de la catégorie du consommateur. La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de Consommations [4] :

- ✓ Domestiques.
- ✓ Socio-culturels.
- ✓ Scolaires.
- ✓ Administratifs.
- ✓ Sanitaires.
- ✓ Commerciaux.

Elle est donnée par la formule suivante :

Le débit moyen journalier :

$$Q_{\text{moy,j}} = \text{Dot} \times P$$

Tels que :

- $Q_{\text{moy,j}}$: Le débit moyen journalier (m^3/j) ;
- Dot : La dotation (prise égale 150 l/j/hab.) ;
- P : La population (habitant).

Remarque :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne de l'eau utilisée par l'être humain pour ses différents besoins, à savoir : la boisson, la douche, le ménage, etc. Cette norme est liée au niveau de vie de la population.

II.1.2.2. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins :

A. Besoins domestiques :

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab. s'agissant de la zone rurale de la commune. Les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journalière à usage domestique, sont portés dans le tableau suivant [3] :

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

Tableau I.5 : besoin en eau pour les deux mechtas.

CHOUARA I				
Année	Actuelle 2023	Court terme 2033	Moyen terme 2043	Long terme 2053
Nombre d'habitant	1346	1615	1938	2325
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150
Besoins en m³/j	202	242	291	349
CHOUARA II (TORCHE)				
Année	Actuelle 2023	Court terme 2033	Moyen terme 2043	Long terme 2053
Nombre d'habitant	1574	1889	2257	2708
Dotation (l/j/hab.)	150	150	150	150
Besoins en m³/j	236	283	339	406

B. Besoins en eau des différents équipements (administration, commerce et industriel) :

Selon l'étude de Plan Nationale en Eau réalisée en 2014, les besoins d'équipements peuvent être estimés suivants le type de l'agglomération concernée et cela comme présenté dans le tableau I.6.

Les valeurs du tableau représentent le débit destiné aux équipements, estimés en pourcentage par rapport au débit moyen journalier.

Tableau I.6 : pourcentage selon le type d'agglomérations [4].

TYPE D'AGGLOMERATION	ADMINISTRATION (% * Qmoy.j)	COMMERCE (% * Qmoy.j)	INDUSTRIEL (% * Qmoy.j)
Métropole Nationale	30	15	10
Métropole Régionale	20	10	10
Agglomération urbaine	15	08	10
Agglomération rurale	10	05	05
Agglomération semi rurale	05	03	02

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

Pour notre zone d'étude les équipements recensés sont comme suit :

Tableau I.7 : Les équipements actuels de CHOUARA I et II [3].

MECHTAT	Equipement	N ^{br} unité	N ^{br} usagés	Dotation (l/Person)	Consommation	
					2023	2053
CHOUARA II (TORCHE)	Mosquée	01	500	20	10	20
CHOUARA I	Mosquée	01	500	20	10	20
	Poste	01	20	10	0.2	0.4
	ECOLE	01	307	10	3.07	6.14
Consommation totale d'équipements est égale à :(m³/j)					23.27	46.54

Pour mieux estimer les besoins des équipements futurs, la zone d'étude est considérée comme étant une agglomération rurale pour laquelle les sont estimés dans le tableau I.7. [3]

Dans notre cas en prendre l'agglomération de la zone d'études comme étant une agglomération rurale.

Tableau I.8 : Les besoins des équipements de CHOUARA I et II.

TYPE DES BESOIN	Consommation moyenne journalière en (m3/j)	
	Actuel 2023	Horizon 2053
CHOUARA I		
Besoin domestique	202	349
Besoin administrative (10%)	20.2	34.9
Besoin commerciale (05%)	10.1	17.45
Besoin industriel (05%)	10.1	17.45
Besoin d'équipement	13.27	26.54
TOTAL	255.67	445.34
CHOUARA II		
Besoin domestique	236	406
Besoin administrative (10%)	23.6	40.6
Besoin commerciale (05%)	11.8	20.3
Besoin industriel (05%)	11.8	20.3
Besoin d'équipement	10	20
TOTAL	293.2	507.2

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

II.1.2.3. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Afin de combler les fuites du réseau dues principalement au mauvais raccordement des différents organes utilisés, nous avons prévu une majoration de 20 %.[4]

$$Q_{\text{majoré},j} = m \times Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- ✓ $Q_{\text{majoré},j}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- ✓ m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien, les valeurs de m sont :
 - Réseau neuf ou bien entretenu : $m=1.2$;
 - Réseau moyennement entretenu : $m=1.25$ à 1.35 ;
 - Réseau vétuste ou mal entretenu : $m>1.5$.

Dans la présente étude on effectue une majoration de 20% c'est-à-dire : $m=1.2$ puisque c'est un nouveau réseau.

$$Q_{\text{majoré},j} = Q_{\text{moy}} * 1.2$$

Tableau I.9 : la majoration des débits moyens journaliers

La zone	Année	$Q_{\text{majoré},j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{majoré},j}$ (l/s)
CHOUARA I	Actuel 2023	306.8	3.55
	Horizon 2053	534.4	6.19
CHOUARA II	Actuel 2023	351.8	4.07
	Horizon 2053	608.6	7.04

A. Variation de la consommation journalière ($Q_{\text{max}j}$) :

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante [4] :

$$Q_{\text{max}/j} = Q_{\text{majoré},j} * K_{\text{max},j} \dots (l/j)$$

- ✓ $Q_{\text{max}/j}$: débit de pointe journalier (l /j).
- ✓ $K_{\text{max},j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum [1,3 - 1,6]. (1.6 Pour les villes touristiques)

On prend : $K_{\text{max}j} = 1.3$

$$Q_{\text{max}/j} = Q_{\text{moy}/j} * 1.3$$

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

Tableau I.10 : Débit maximum journalier (Q max. j)

La zone	Année	Qmaj,j (m ³ /j)	K _{maxj}	Q _{max j} (m ³ /j)	Q _{max,j} (l/s)
CHOUARA I	2023	306.8	1.3	398.85	4.62
	2053	534.4	1.3	694.73	8.04
CHOUARA II	2023	351.8	1.3	457.39	5.29
	2053	608.6	1.3	791.23	9.16

B. Débit minimum journalier :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum $K_{min, j}$, qui est [4] :

$$Q_{min, j} = K_{min, j} * Q_{moy, j}$$

Avec :

- ✓ $Q_{min, j}$: Consommation minimale journalière (l/j)
- ✓ $Q_{moy, j}$: Consommation moyenne journalière (l/j)

Avec :

- ✓ $K_{min, j}$ [0,7 -0,9]

C. Variation de la consommation horaire :

C.1. Débit moyenne horaire :

Si on place un débitmètre dans la conduite de distribution principale au niveau du piquage il nous indiquera que le volume d'eau affluant vers les consommateurs est variable d'une heure à l'autre.

Le débit moyen horaire pour le jour correspondant à la consommation maximale journalière est déterminé comme suit [5] :

$$Q_{moy, h} = Q_{max, j} / 24$$

Avec :

- $Q_{moy, h}$: Débit moyen horaire (m³/h).
- $Q_{max, j}$: Débit maximum journalier (m³/j).

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

Tableau I.11 : Débit moyen horaire (m³/heure).

HORIZON	L'an 2023	L'an 2053
CHOUARA I		
Q_{max.j} (m³/j),	398.85	694.73
Q_{moy.h} (m³/h),	16.86	28.95
CHOUARA II		
Q_{max.j} (m³/j),	457.39	791.23
Q_{moy.h} (m³/h),	19.06	32.97

C.2.Calcul du débit maximum horaire (Q_{max.h}) :

Ce débit représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée au cours de la journée, il est donné par [5] :

$$Q_{\max.h} = K_{\max.h} \times Q_{\text{moy.h}}$$

Avec :

- **Q_{max.h}** : Débit maximum horaire (m³/h) ;
- **Q_{moy.h}** : Débit moyen horaire (m³/h). (**Q_{moy.h} = Q_{max.j} / 24**)
- **K_{max.h}** : Coefficient de variation maximale horaire.

D'où :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad [5]$$

Avec :

- **α_{max}** : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.3, on prend α_{max} =1.3 (tenant compte de la nature de la région qui est rurale).
- **β_{max}** : coefficient dépendant de la taille de l'agglomération exprimée par sa population, exprimé dans le tableau suivant :

Tableau I.12 : valeur de : β_{max} [5]

Pop (hab.)	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000
B_{max}	2.5	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2

Chapitre I : Présentation du site d'étude et Estimation des besoins en eau.

Tableau I.13 : Les valeurs de $K_{\max.h}$

Localité	Horizon	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$
CHOUARA I	2023	1346	1.3	2	2.6
	2053	2325	1.3	1.6	2.08
CHOUARA II	2023	1574	1.3	1.8	2.34
	2053	2708	1.3	1.6	2.08

Tableau I.14 : débits de pointes (m^3/h)

Localité	Horizon	$Q_{\text{moy h}}$ (m^3/h),	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (m^3/h)
CHOUARA I	2023	16.62	2.6	43.21
	2053	28.95	2.08	60.21
CHOUARA II	2023	19.06	2.34	44.60
	2053	32.97	2.08	68.57

Tableau I.15 : Les valeurs de $Q_{\max.h}$ (m^3/h)

Localité	Horizon	$Q_{\max.h}$ (m^3/h)
CHOUARA I	2023	43.21
	2053	60.21
CHOUARA II	2023	44.60
	2053	68.57

Conclusion :

Partie A :

Ce chapitre nous a permis de recueillir les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que des données sur la situation actuelle, qui seront utilisées pour développer le projet d'approvisionnement en eau potable dans les chapitres qui vont suivre.

Partie B :

A travers ce chapitre, nous avons procédé de manière estimative et approximative à l'identification des différentes catégories de consommateurs présentes dans notre agglomération, ainsi qu'à l'évaluation de leurs besoins en eau potable correspondants.

Chapitre II : **Réservoir**

Chapitre II : Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les Réseaux de distribution. Ces mesures contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à sécuriser leurs approvisionnements. Ce sont des structures hydrotechniques très importantes qui doivent avoir certaines nécessités : résistance, imperméabilisation et durabilité. Il est également protégé pour assurer l'autonomie en cas d'incendie dans le réseau d'eau potable.

II.1. Classification des réservoirs :

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [6] :

- D'après la nature des matériaux, on trouve :
 - ✓ Les réservoirs métalliques
 - ✓ Les réservoirs en maçonneries.
 - ✓ Les réservoirs en béton armée, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - ✓ Enterrés.
 - ✓ Semi-enterrés.
 - ✓ Surélevé, sur tour.
- D'après les considérations esthétiques, ils peuvent être :
 - ✓ Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage.
 - ✓ Soit s'intégrer au paysage.
- Enfin, selon le modèle peut être :

Rectangulaire ou carré : Ces formes sont utilisées principalement pour des capacités importantes. Dans ce cas, il sera facilement divisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront mis en œuvre dans du béton pré-armé ou stressant.

- Circulaire : Cette forme est préférée pour les réservoirs de faible capacité, qui sont faits de béton armé.

II.2. Fonctions des réservoirs :

Les réservoirs servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Les fonctions pouvant être assurées par un réservoir sont les suivantes :

- **La régulation de la pression et le débit** : réguler la pression et le débit entre la phase de production (du captage vers le stockage) et la phase de distribution (du stockage à la consommation). Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.
- **La sécurité d'approvisionnement** : Le réservoir permet de maintenir la distribution dans l'éventualité d'un accident sur les équipements d'alimentation de ce dernier : pollution de l'eau brute alimentant la station de traitement, pannes d'origines diverses de la station de pompage, rupture d'une canalisation d'adduction...
- **Assurer la réserve d'incendie.**
- **Brise charge** : un réservoir peut jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- **Jouer le rôle de relais (réservoir tampon).**
- **Assurer la Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe** (pour le cas de système à contre réservoir).
- Réduction des investissements sur les
- Ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le
- Réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

II.3. Types de réservoirs :

Il existe deux types différents de réservoirs : le réservoir surélevé et le réservoir au sol (vous pouvez même trouver des réservoirs semi-enterrés et des réservoirs enterrés.)

Chapitre II : Réservoirs

Lorsque le terrain permet à un point culminant de construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est généralement choisie. D'autre part, lorsque le sol n'a pas un point assez élevé, nous pouvons choisir de château d'eau (réservoir de levage).

Dans la mesure du possible, ces réservoirs sont placés haut pour fournir une pression passive à l'utilisateur final. [6]

II.4. Choix du site de réservoir d'AEP :

L'emplacement des réservoirs se fait en fonction de la topographie de la région d'étude en tenant compte des considérations suivantes [6] :

- Le réseau de distribution doit être soutenu par gravité, et le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui du conglomerat.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, ils doivent être implantés de préférence soit à la fin de la grille ou près de l'important centre de consommation.
- Les réservoirs d'eau traités, qui viennent immédiatement après l'usine de traitement, doivent être placés dès que possible aux consommateurs. Cela réduit la longueur des tuyaux qui doivent passer à travers le débit de pointe.
- En ce qui concerne les réservoirs surélevés (château d'eau), la sélection du site doit suivre la règle simple selon qui l'emplacement minimum est de fournir un service adéquat aux maisons les plus longues.

II.5. Le choix du type de réservoir :

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain).

Mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivants [7] :

- Une étude architecturale simplifiée.
- Une bonne étanchéité facile a réalisé.
- Des frais de construction économique.
- Conservation de l'eau à une température constante.

II.6. Equipements des réservoirs :

Pour assurer une bonne gestion des ouvrages de stockage pour tous les cas de fonctionnement (remplissage sans débordement, assurer un débit d'incendie, vidange pour l'entretien, ...etc.) plusieurs équipements sont nécessaires comme présenté et résumé ci-après.

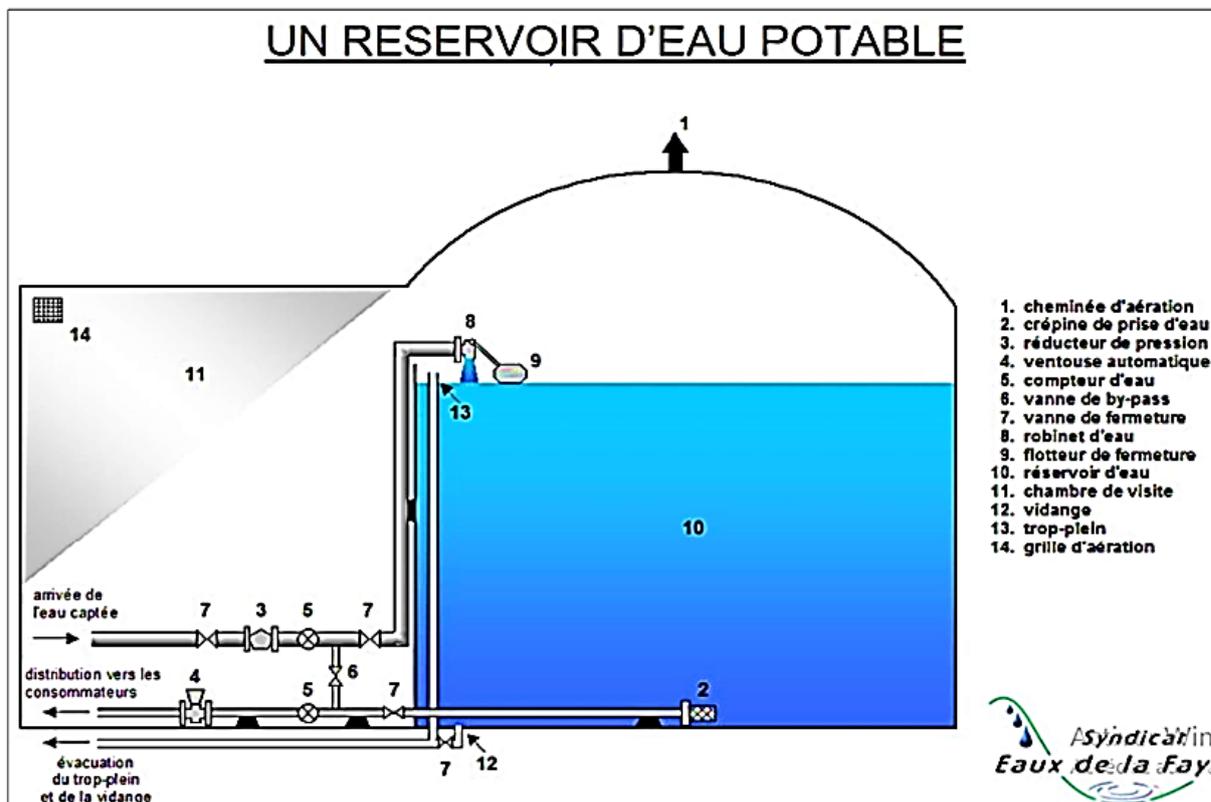


Figure II.1. Schéma d'équipements et de robinetterie pour un réservoir au sol [6].

Un réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'une conduite de vidange.
- D'une conduite de trop-plein.
- Conduite by-pass dans certains cas.

En outre il faut ajouter que toute cette tuyauterie et vannerie doit aboutir dans une chambre de manœuvre.

Les dispositions spéciales ci-après sont également à prévoir, le cas échéant :

- By-pass entre adduction et distribution.
- Matérialisation de la réserve incendie.
 - ✓ Système à deux prises.
 - ✓ Système à siphon.

II.7. Protection des réservoirs :

II.7.1. Protection de l'accès :

La fente d'accès dans le réservoir doit être déverrouillée par un dispositif principal et résistant aux intempéries. La fente d'accès sera protégée contre la corrosion due à la présence de chlore. Il sera recouvert de peinture anticorrosion. Préférez l'aluminium qui est très résistant à la corrosion. [7]

II.7.2. Nettoyage et désinfection :

Dans tous les cas, le réservoir vide doit être nettoyé et désinfecté avant de commencer. Une fois allumé, le réservoir doit être nettoyé tous les six mois.

II.8. Détermination de la Capacité du réservoir d'alimentation :

Le plus souvent, la capacité du réservoir est calculée pour répondre aux différences quotidiennes dans le flux de consommation, en tenant compte, bien sûr, du jour d'une consommation plus élevée. La capacité du réservoir est déterminée par le débit et la sortie peut augmenter la réserve d'incendie. Deux façons peuvent être appliquées pour déterminer ceci [7] :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

II.8.1. Méthode graphique :

Comme présenté dans la figure **II.3**, la méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'entrée pour les débits de la pompe. Sur le même graphique, la différence entre les courbes cumulatives des taux d'entrée et de consommation est suivie en fonction du temps, et le volume de stockage utile du réservoir est obtenu en résumant la valeur absolue de la différence entre les deux extrêmes entre les deux courbes, cette taille est donnée par la formule suivante :

$$V_r = V_{\max} + V_{\min}$$

Avec :

- ✓ V_r : Volume utile.
- ✓ V_{\max} : Résidu maximal (m^3).
- ✓ V_{\min} : Résidu minimal (m^3).

Chapitre II : Réservoirs

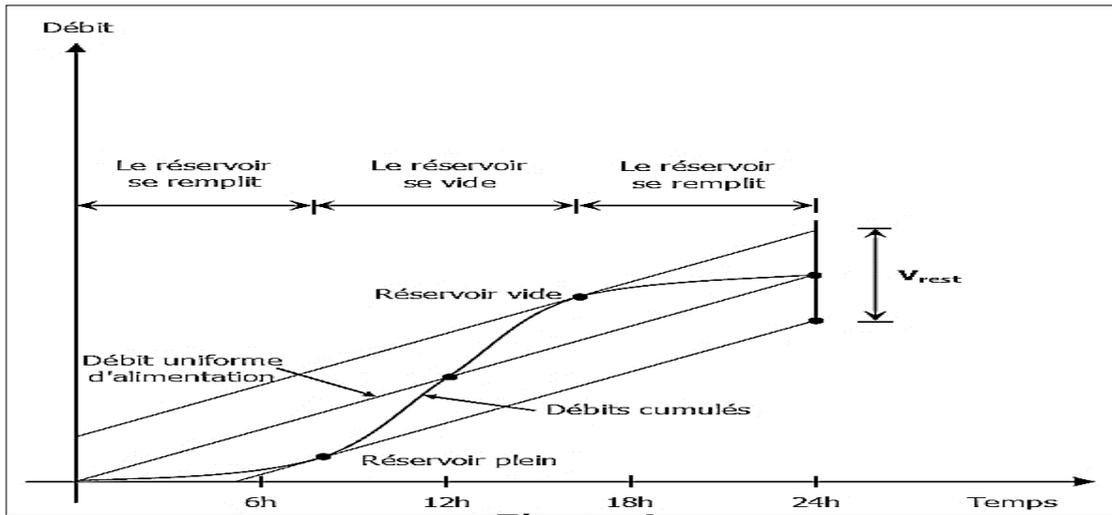


Figure II.2. Méthode graphique.

II.8.2. Méthode analytique :

Le volume de régularisation du réservoir est déterminé comme suit :

$$V_{r_{max}} = \frac{P\% * Q_{max.j}}{100}$$

Où :

- ✓ V_r : volume de régularisation du réservoir (m^3).
- ✓ $Q_{max.j}$: débit maximal journalier (m^3/j).
- ✓ $P\%$: Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir. (%).

Avec :

$$P_{max} = |V+| (\%) + |V-| (\%)$$

- ✓ $|V+|$: valeur maximale dans le réservoir (%).
- ✓ $|V-|$: valeur minimale dans le réservoir (%).

II.8.3. Volume total du réservoir :

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Avec :

- ✓ V_t : Volume total.
- ✓ V_r : Volume utile,
- ✓ $V_{inc} = 120 m^3$

Chapitre II : Réservoirs

Application :

Pour le présent cas d'étude, le volume du stockage est calculé selon les résultats du tableau III.1, qui permettent déduire Pmax comme suit

$$P_{\max} = |V_{+}| (\%) + |V_{-}| (\%)$$

$$P_{\max} \% = 19.15 / + / 7 /$$

$$P_{\max} \% = 26.15\%$$

$$V_r = 26.15 \times 1485.96 / 100$$

$$V_r = 389 \text{ m}^3$$

Sachant que le volume d'incendie : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$,

Donc le volume total est de : $V_T = 389 + 120$

$$V_T = 509 \text{ m}^3$$

Volume du réservoir existant est de 250 m^3

❖ On prend 300 m^3

Tableau II.1 : Dimensionnement du réservoir de stockage.

Heures	Apport %	Distribution %	Entrée %	Sortie %	Résidu
00_01	5	0,85	4,15	0	4,15
01_02	5	0,85	4,15	0	8,3
02_03	5	0,85	4,15	0	12,45
03_04	5	1	4	0	16,45
04_05	5	2,7	2,3	0	18,75
05_06	5	4,7	0,3	0	19,05
06_07	5	5,35	0	-0,35	18,7
07_08	5	5,85	0	-0,85	17,85
08_09	5	4,5	0,5	0	18,35
09_10	5	4,2	0,8	0	19,15
10_11	5	5,5	0	-0,5	18,65
11_12	5	7,5	0	-2,5	16,15
12_13	5	7,9	0	-2,9	13,25
13_14	5	6,35	0	-1,35	11,9
14_15	5	5,2	0	-0,2	11,7
15_16	5	4,8	0,2	0	11,9
16_17	5	4	1	0	12,9
17_18	5	4,5	0,5	0	13,4
18_19	0	6,2	0	-6,2	7,2
19_20	0	5,7	0	-5,7	1,5
20_21	0	5,5	0	-5,5	-4
21_22	0	3	0	-3	-7
22_23	5	2	3	0	-4
23_24	5	1	4	0	0

II.8.4. Dimensionnement de la cuve :

Pour un réservoir de forme circulaire, et une hauteur de remplissage de 4 m, le Diamètre de l'ouvrage est calculé comme suit :

$$VT = Sr \times Hr \quad \text{donc} \quad Dr = \left(\frac{4Vt}{\pi Hr} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

- ✓ **Vt** : Volume total du réservoir (m³).
- ✓ **Sr** : Surface du réservoir (m²).
- ✓ **Dr** : Diamètre du réservoir (m).
- ✓ **Hr** : Hauteur du réservoir (m).

La hauteur du réservoir est comprise généralement entre 3 m à 6 m, on prend **h = 4 m**.

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 300}{4 \times \pi}} = \mathbf{9.775 \text{ m}}$$

Le diamètre du réservoir est de **10 m**.

❖ Hauteur de la réserve d'incendie

Elle est calculée par l'expression suivante :

$$Hinc = \sqrt{\frac{4Vinc}{D^2 * \pi}}$$

D'où :

$$Hinc = \sqrt{\frac{4 * 120}{9.8^2 * \pi}} = \mathbf{1.6 \text{ m}}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **1.6 m**.

Conclusion :

Ce chapitre propose une description des réservoirs implantés le long du système d'approvisionnement en eau, en détaillant leurs différentes fonctions, leur classification, leur installation, ainsi que les exigences en matière d'assainissement et d'entretien visant à garantir la qualité optimale de l'eau potable stockée.

Chapitre III :
Adduction.

Chapitre III : Adduction.

III.1. Introduction :

Dans le cadre de cette étude, l'adduction consiste à acheminer les débits d'eau des zones de captage vers un réservoir de stockage ou de distribution. Selon la configuration du relief, l'adduction peut être entièrement gravitaire, par refoulement ou de nature mixte (refoulement-gravitaire).

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner les conduites utilisées pour le transport de l'eau vers chaque commune concernée. Ce dimensionnement est réalisé en tenant compte du débit alloué ainsi que du bon fonctionnement hydraulique.

III.2. Type d'adduction :

Les différents types d'adduction se distinguent selon la topographie du terrain mais aussi les Répartitions des infrastructures de la ville à alimenter. Ils peuvent être classés en trois Catégories :

III.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 de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- À surface libre ;
- En charge.

III.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 côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.2.3. Adduction mixte :

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

III.3. Choix du tracé :

Le tracé exige les conditions suivantes :

- Le profile doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sou profondeur Sont parfois inévitable) afin de réduire les frais d'investissement ;
- Le profil sera étudié pour que l'aire puisse être évacué facilement ;
- Pour les conduites de longueurs importante (plissures kilomètre), il est utile de prévoir Quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air Plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter ;
- Il Ya lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin D'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas Facilement les accotements de la route.

III.4. Choix du type du matériau de la conduite :

Le choix du type du matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix porté sur les différents types de conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installations
- Les revêtements
- La disponibilité sur le marché
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important
- Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité), et cela en raison des avantages qu'elles présentent :
- Très économiques
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistances à des grandes pressions
- Réduction des pièces spéciales
- Une très faible rugosité

Chapitre III : Adduction.

- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités des deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante
- Longue durabilité

III.5. Description du schéma d'adduction :

La zone d'étude est alimentée par les deux réservoirs (un réservoir existant de 250m³ et un réservoir jumelé de 300m³) pose sur la cote radier de 568m, ces deux réservoirs sont alimentés à partir de la station de pompage pose sur la côte de 465m qui refoule un débit de 17.2 l/s sur une linière de 3215(mètre linière). La figure (III.1) ci-dessous représente le schéma d'adduction de centre Chouara.

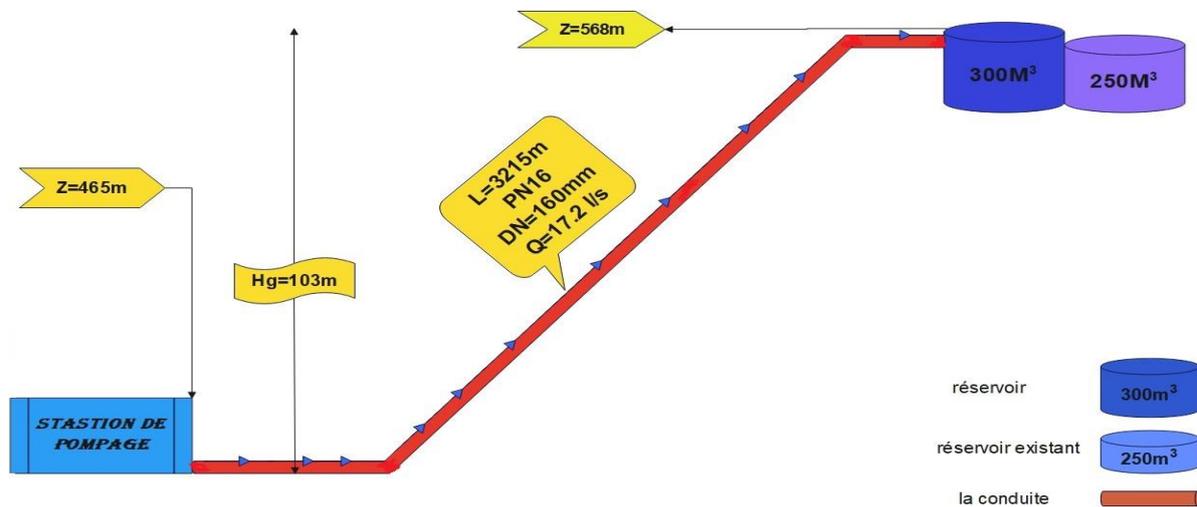


Figure III.1 : Description du schéma d'adduction.

III.6. Etude technico-économique de la conduite :

Le choix du diamètre du refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Elle permettra de fixer la variante compromise pour le projet, et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans ces études sont :

- Le débit Q (m³/s)
- Le diamètre D (m)
- La vitesse V (m/s)
- La perte de charge unitaire j (m/m)

Chapitre III : Adduction.

III.6.1. Calcul du diamètre économique :

❖ **Pour les conduites de refoulement** : on utilise une première approche de la méthode de BONNIN et BRESS [5] :

✓ Formule de BONNIN : $D_1 = \sqrt{Q}$ (III.1)

✓ Formule de BRESS : $D_2 = 1.5 \sqrt{Q}$ (III.2)

Avec :

❖ D_1, D_2 : diamètre de la conduite par la formule de BONNIN et BRESS respectivement en (m).

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

On prendra tous les diamètres commercialisés compris entre D_1 et D_2 mais notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre (0.5 - 1.5) m/s.

❖ **Pour les conduites gravitaires** : ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre v_{max} et v_{min} :

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

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

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} : vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 (m/s).
- V_{min} : vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 (m/s).

III.6.2. Calcul de la vitesse :

$$Q = V * S \quad \text{d'où} \quad V = \frac{Q}{S} \quad (III.5)$$

Nous avons : $S = \frac{\pi * D^2}{4}$ (III.6)

Chapitre III : Adduction.

Donc :
$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- Q : débit véhiculé par la conduite en (m³/s).
- D : diamètre de la conduite en (m).
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite en (m/s).

III.6.3. Calcul de la perte de charge :

La perte de charge ou perte d'énergie le long d'un courant liquide est due aux frottements des molécules liquides entre elles et contre les parois du dispositif solide qui guide le courant.

Ces frottements interviennent dès que le mouvement se produit puisqu'il résulte de la viscosité du liquide et de la turbulence du régime : ils apparaissent aussi bien dans un écoulement rectiligne de section constante ou très progressivement variable que lorsqu'il se rencontre une singularité brusque dans la direction du courant ou dans la forme ou l'étendue de sa section transversale [6].

A. Perte de charge linéaire :

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH [6] :

$$\Delta j = JL = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- Δj : perte de charge linéaire en m ;
- J : perte de charge unitaire en m/ml ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- D : diamètre de la conduite en m ;
- V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s ;
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des parois de la canalisation.

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

✓ *Régime turbulent rugueux :*

Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{K}{D} \right)]^{-2} \quad (\text{III.9})$$

Chapitre III : Adduction.

✓ Régime de transition :

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.10})$$

Résolution par approximations successives ; pour la valeur initiale λ_0 , on utilise la formule de NIKURADZE (III.9)

Avec :

- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

. Pour les tubes en PEHD :

- ❖ K = 0.01 mm si $D \leq 200$ mm
- ❖ K = 0.02 mm si $D > 200$ mm
- Re : nombre de Reynolds, donné par la formule (III.9) :

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{III.11})$$

- ν : viscosité cinématique de l'eau en m^2/s , calculé par la formule de stockes :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 + 0.00221t^2} \quad (\text{III.12})$$

- t : température de l'eau en degré

Avec : $t = 20^\circ c$ $\nu = 1.10^{-6} \text{ m}^2/s$

B. Perte de charge singulière :

Elles sont estimées à :

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

$$\Delta H = 0.1 \Delta j \quad (\text{III.13})$$

C. Pertes de charges totales :

$$HT = \Delta H + \Delta j \quad (\text{III.14})$$

- Pour le PEHD : $HT = 1.1 \Delta j = 0.1 J L$ (III.15)

Chapitre III : Adduction.

III.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \text{HT} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique en m.
- HT : perte de charge totale en m.

III.6.5. La puissance absorbée par la pompe

$$\text{Pa} = \frac{g \cdot \text{HMT} \cdot Q}{\eta} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- Pa : la puissance absorbée par la pompe en W ;
- η : le rendement global de la pompe (généralement on prend 75%) ;
- g : l'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- HMT : la hauteur manométrique totale en m ;
- Q : le débit refoulé en m³/s.

III.6.6. L'énergie annuelle consommée par la pompe

$$\text{E} = \text{P} \times \text{T} \times 365 \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe pendant une année en KWh ;
- P : puissance absorbée par la pompe en KW ;
- T : temps de pompage par jour (20h, en évitant les heures de pointes fixer par la sonal-gaz).

III.6.7. Frais d'exploitation

$$\text{F}_{\text{exp}} = \text{E} \times e \quad [\text{DA}] \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation en DA ;
- E : énergie consommée par la pompe en KWh ;
- e : prix d'un KWh selon le tarif fixé par la sonal-gaz (p = 4.76 DA).

Chapitre III : Adduction.

III.6.8. Frais d'amortissement

Le frais d'amortissement est donné comme suit :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (III.20)$$

Avec :

- F_{am} : frais d'amortissement en DA ;
- P_u : prix de revient de chaque conduite en DA/ml ;
- L : longueur de la conduite (m)
- A : l'annuité :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (III.21)$$

- Taux d'annuité ($i = 8\%$) ;
- Durée d'amortissement de la conduite ($n = 30$ ans)

A N: $A = 0.08882 = 8.882\%$

III.6.9. Calcul du bilan :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (III.22)$$

Avec :

- B_L : bilan en DA.
- F_{exp} : frais d'exploitation en DA.
- F_{am} : frais d'amortissement en DA.

III.7. Calculs hydrauliques :

Station de pompage réservoir projeté

- Débit à canaliser : $Q_{max,j} = 1485.96 \text{ m}^3/j = 17.2 \text{ l/s} = 0.0172 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur de la conduite : $L = 3215 \text{ m}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 103 \text{ m}$
- La valeur approchée du diamètre économique est donnée par :

La formule de BONNIN :

- $D_1 = Q^{0.5}$

$$D_1 = 0.0172^{0.5} = 0.1311 \text{ m}$$

Chapitre III : Adduction.

- $D_2 = 1.5 Q^{0,5}$

$$D_2 = 1.5 * 0.0172^{0,5} = 0.1967 \text{ m}$$

Les diamètres normalisé **125mm, 160mm, 200mm.**

- **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Calcul de la HMT

D_{ext} (m)	D_{ent} (m)	V m/s	RE	λ	HI	HS	H total	HMT	J(m/m)
0,125	0,1022	2.09	214391.66	0,003537	24.955	2.495	27.45	130.45	0,0077
0,16	0,1308	1,28	167513.97	0,003693	7.588	0.758	8.34	111.35	0,0023
0,2	0,1636	0.81	133929.26	0,003855	2.587	0.258	2.84	105.85	0,0008

Les diamètres 0.16 m et 0.2 m conviennent au vu des HMT et vitesses obtenues

❖ **Étude économique :**

- **Les frais d'amortissement et d'exploitation du refoulement :**

Tableau III.2 : Frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

Fam (DA)	L (m)	Prix ml (DA)	Fexp (DA)	E (Kw h)	Pa (Kw)	Dext (m)
1414314,7	3215	4952,84	870453.5	182868.4	25.05	0,16
2067524,7	3215	7240,34	827453.6	173834.8	21.81	0,2

- **Bilan global des frais :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III.3).

Chapitre III : Adduction.

Tableau III .3 : Bilan global des frais

Bilan (DA)	F_{am} (DA)	F_{exp} (DA)	D_{ext} (m)
2284768.1	1414314,7	870453.5	0,16
2894978.3	2067524,7	827453.6	0,2

III.8. Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.1), on constate que le diamètre **160mm** est le plus économique avec une vitesse acceptable de **1.28 m/s** et une **HMT** de **111.35m**.

- Le diamètre : **DN = 160 mm**
- Rugosité : **K = 0.01 mm**
- Vitesse d'écoulement : **V = 1.28 m/s**
- Longueur de la conduite : **L = 3215 m**
- Hauteur manométrique : **HMT = 111.35m**.

Chapitre IV :
**Pompage et Coup de
Bélier.**

Chapitre IV : Pompage et Coup de Béliet.

Partie A – Pompage.

IV.1. Introduction :

Les pompes sont des machines hydrauliques qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie. Donc elles servent à aspirer des liquides d'une région à basse pression pour les refouler à une autre région à haute pression afin de transformer l'énergie Hydraulique en énergie mécanique.

IV.2. Classification des pompes :

On distingue deux grandes catégories de pompes [9] :

IV.2.1 Les pompes volumétriques :

Dans celle-ci, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

On distingue deux grands types de pompes volumétriques :

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

IV.2.2 Les turbo pompes :

Les turbopompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action. Leur principe de fonctionnement est de transformer l'énergie potentielle de l'eau en énergie cinétique dont une partie sera transformée en pression par réduction de vitesse.

On distingue trois types de pompe :

- Pompes centrifuges ;
- Pompes hélico-centrifuges ;
- Pompes à hélice.

IV.3. Choix des pompes :

Les critères de choix du type de pompe sont [9] :

- ✓ Assurer le débit de refoulement ;
- ✓ La hauteur d'élévation à atteindre ;
- ✓ Une vitesse de rotation importante ;
- ✓ Le point d'aspiration.

IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :

IV.4.1. Hauteur manométrique :

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique entre la station de pompage et le point d'arrivée de l'eau avec les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée par la formule (IV.1) .

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

Avec :

- HMT : hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : pertes de charge au refoulement en (m).

IV.4.2. La vitesse de rotation :

La vitesse de rotation (**N**) représente le nombre de tours effectués par la pompe en unité de temps (tr/min).

IV.4.3. La puissance :

On distingue deux types de puissances :

IV.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée (**P_a**) qui est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, Cette puissance est donnée par la loi suivante [9] :

$$\mathbf{P_{abs} = \frac{g \cdot Q \cdot H.M.T}{\eta}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- P_{abs} : puissance absorbée par la pompe (KW).
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s).
- HMT : Hauteur manométrique totale (m).
- η : Rendement de la pompe (%).

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

IV.4.3.2. La puissance hydraulique ou utile :

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

$$P_u = \rho * g * H * Q \quad (IV.3)$$

IV.4.4. Le rendement :

C'est le rapport entre la puissance utile (P_u) et la puissance absorbée de la pompe (P_a).

$$\eta = \frac{P_u}{P_{abs}} \quad (IV.4)$$

IV.5. Courbes caractéristiques d'une pompe :

IV.5.1. Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge :

Pour utiliser une pompe centrifuge d'une manière optimale, il faut connaître ses courbes caractéristiques qui illustrent principalement la variation de la hauteur manométrique et du rendement en fonction du débit, la figure IV.1 nous montre cette variation :

- La courbe $H = f(Q)$ exprimant la variation des différentes hauteurs d'élévations en fonction du débit pompé.

La courbe $\eta = f(Q)$ exprimant la variation des différents rendements en fonction du débit pompé.

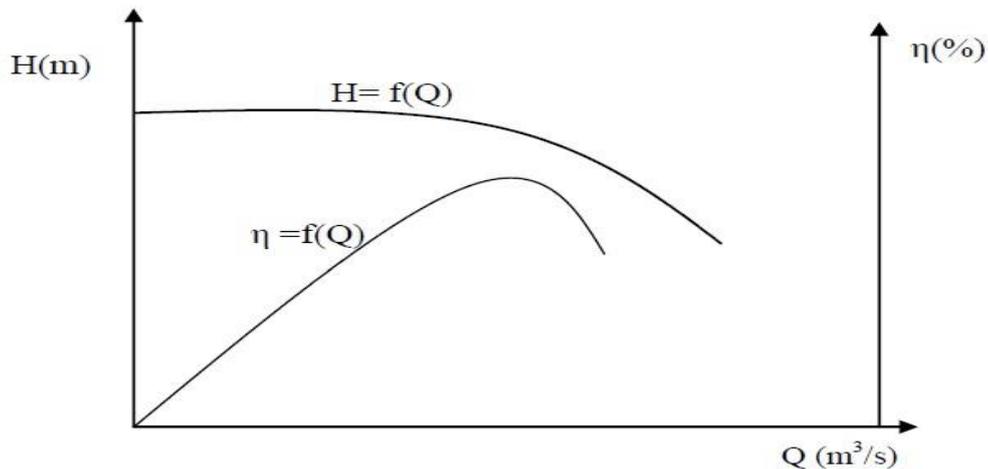


Figure IV.1 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

IV.5.2. Courbe caractéristique de la conduite :

La caractéristique de la conduite représente la hauteur en fonction de débit selon la formule (IV.5) :

$$H = H_g + RQ^2 \quad (IV.5)$$

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

Avec :

- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- H : charge totale en fonction du débit (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) .

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2).

IV.6. Couplage des pompes :

Dans certains cas la hauteur ou le débit ne peuvent pas être satisfaits avec une seule pompe, nous devons recourir à l'utilisation de plusieurs pompes. [9]

IV.6.1 Couplage en parallèle :

Il est utilisé pour garder une même hauteur et augmenter le débit pompé, il est préférable d'utiliser des pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement.

IV.6.2. Couplage en série :

Il s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, les caractéristiques de l'ensemble s'obtiennent en ajoutant au débit donné la hauteur de chaque pompe.

IV.7. Le point de fonctionnement d'une pompe :

IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

IV7.2. Réalisation du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. Comme elle représente la (Figure IV.2).

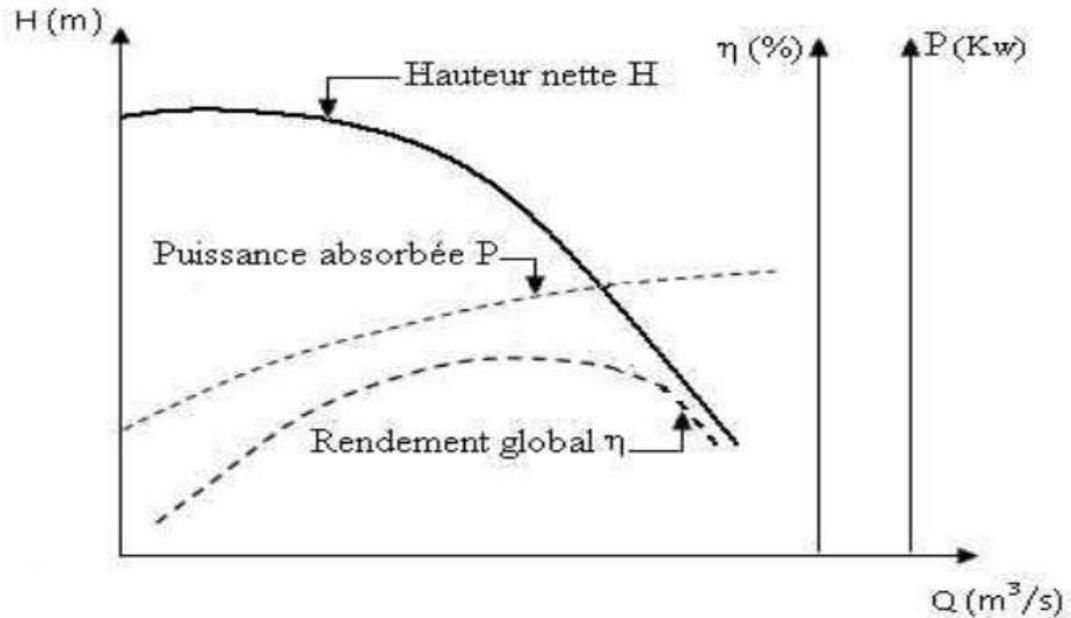


Figure IV.2 : Courbes caractéristiques d'une pompe.

II.7.2.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :

Nous gardons les points de fonctionnement obtenus, et nous chercherons un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Pour cela on utilise la formule (IV.7) :

$$T_p = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (IV.7)$$

- T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale **20h**

Donc

$$20 * Q_1 = T_p * Q \quad (IV.8)$$

Le nouveau temps de pompage sera :

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

$$T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.9)$$

La puissance absorbée sera :

$$P_{abs1} = \frac{g*Q*H_1}{\eta} \quad (IV.10)$$

Avec :

- η : rendement correspondant au point P1 (Q1, H1) en %

IV.7.2.2. Régulation par le vannage (par étouffement) :

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit

Q2. La puissance absorbée sera :

$$P_{abs2} = \frac{g*Q_2*H_2}{\eta} \quad (IV.11)$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (IV.12)$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m) .
- H_2 : la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant ne parle même point avec la caractéristique de la pompe.
- H_1 : la hauteur manométrique totale au point désiré.
- η : rendement globale correspondant au point P (Q, H) en %.

IV.7.2.3. Variation de la vitesse de rotation :

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation.

Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré, à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe.

La valeur de facteur (a) est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (IV.13)$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (Q1, H1), et coupe la courbe caractéristique de

La pompe au point homologue V (Qv, Hv), nous aurons alors d'après les lois de similitude [3] :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad (IV.14)$$

D'où la nouvelle vitesse de rotation (N1) est :

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

$$N_1 = \frac{Q_1}{Q_v} * N \quad (IV.15)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{abs3} = \frac{g * Q_v * H_v}{\eta} \quad (IV.16)$$

IV.7.2.4. Rognage de roue de la pompe :

La solution à apporter consiste en le rognage de la roue de la pompe, et cela dans le but de ramener les deux points de fonctionnement (celui de la pompe et celui désiré) à la même position.

D'après les lois de similitude, nous aurons :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D''^2}{d''^2} \quad (IV.17)$$

Où :

- D'' et d'' : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant $d = D * m$, avec m coefficient du rognage, nous aurons :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad (IV.18)$$

Avec :

- m : coefficient de rognage ;

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \quad (IV.19)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{abs4} = \frac{g * Q_3 * H_3}{\eta} \quad (IV.20)$$

IV.8. Le phénomène de cavitation :

C'est un phénomène physique qui se caractérise par la transformation de l'eau de l'état liquide en vapeur. Il se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide, là où des poches de vapeur se forment.

La cavitation génère du bruit et des vibrations dans l'écoulement lorsque les poches de vapeur atteignent les zones de haute pression absolue, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques [9].

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d donnée par l'utilisateur, qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r donnée par le constructeur.

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Avec :

- $(NPSH)_d$: la charge nette d'aspiration disponible, calculée par l'utilisateur (m).
- $(NPSH)_r$: la charge nette d'aspiration requise par le constructeur (m).

❖ Pour une aspiration en charge :

$$(NPSH)_D = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (IV.21)$$

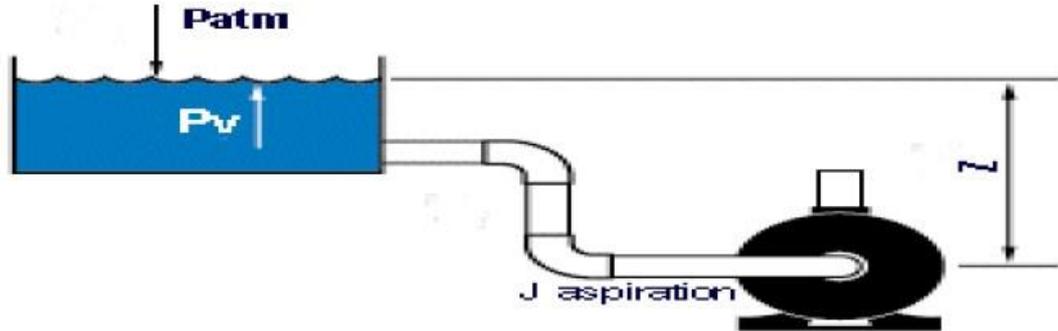


Figure IV.3 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

❖ Pour une aspiration en dépression :

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (IV.22)$$

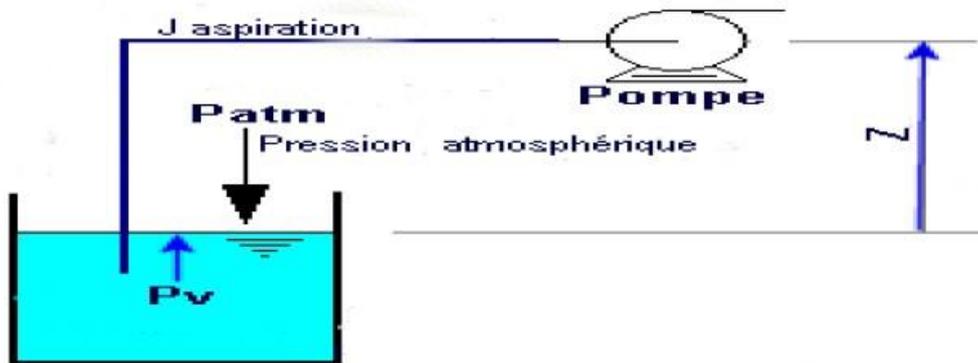


Figure IV.4 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- h_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée à ($t = 20^\circ\text{C}$, $h_v = 0.24\text{m}$) ;
- $\frac{p_0}{\rho \cdot g}$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

$$\frac{P_0}{\rho * g} = 10.33 - (0.0012 * Ca)$$

Avec :

- Ca : la cote du plan d'aspiration en (m)

Tableau IV.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
Hv(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

IV.9. Choix des pompes pour la station de pompage et les stations reprise :

IV .9.1 Choix de pompe pour la station de reprise :

IV .9.1.1 Caractéristique de la conduite :

Les caractéristiques de la conduite sont :

- Le débit véhiculé : **Q = 17.2 l/s** ;
- Hauteur géométrique : **Hg = 103 m** ;
- La hauteur manométrique totale : **HMT= 111.35 m.**

IV .9.1.2 Les caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type **(PM 100/ 7 B)** dont ces caractéristiques sont (voir annexe) :

- **N = 1456 tr/min**
- **$\eta = 75.7$ %**
- **P =30 Kw**
- **(NPSH)r = 1.92 m**
- Le point de fonctionnement : P (Q= 17.2 l/s ; H = 111.35 m)
- Le point désiré : P1 (Q1 = 17.2 l/s ; H1 = 111.35 m) (**Voir figure IV.5**).

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

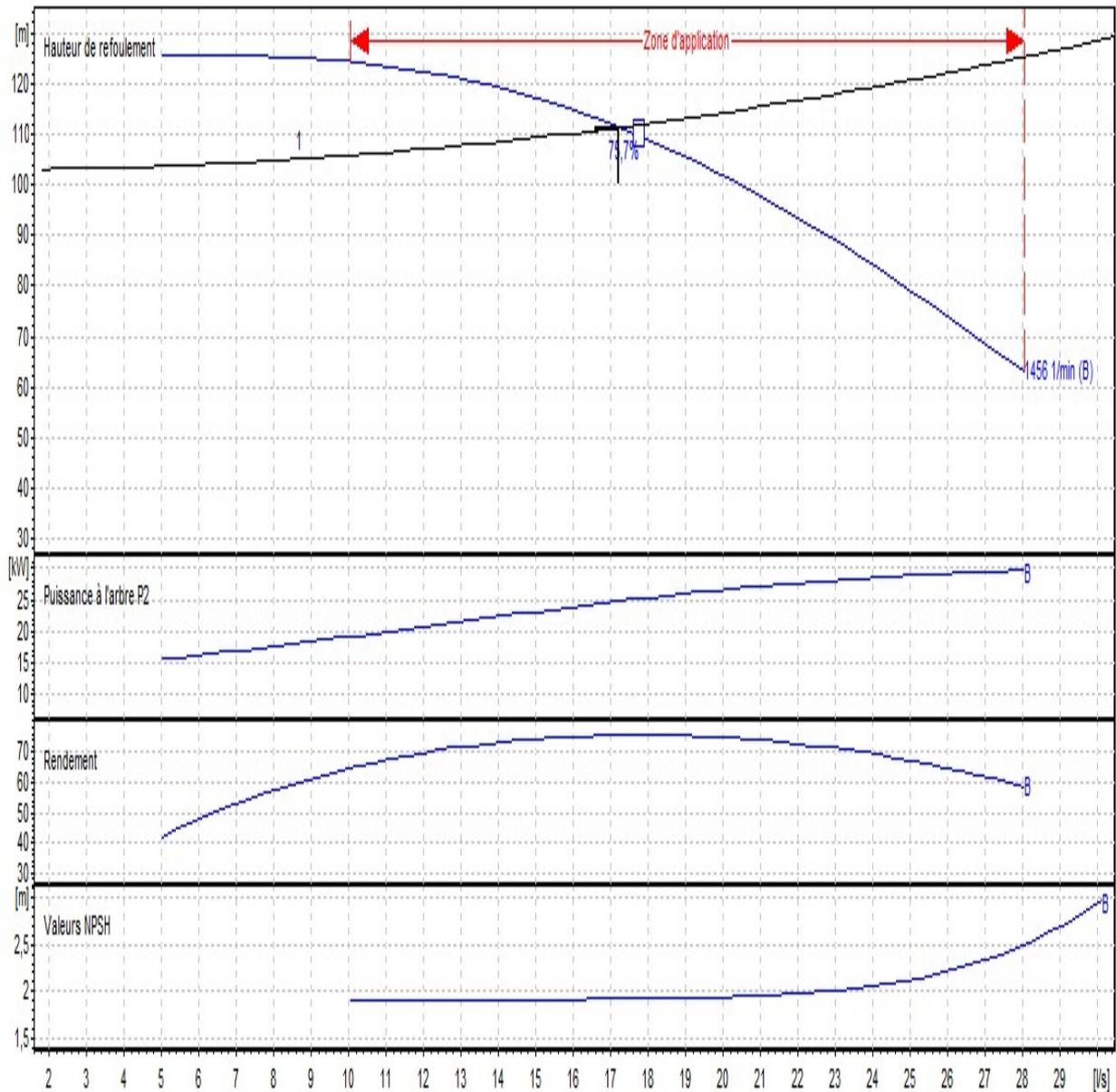


Figure IV.5: Courbes caractéristiques de la pompe (catalogue CAPRARI).

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désire, d'où cette pompe ne nécessite pas des modifications.

IV.9.2 Etude de La cavitation :

On fixe

- $H_a = 0.5\text{m}$, $\Delta h_1 = 0\text{m}$ et $T = 20\text{C}^\circ$
- $C_a = 465.5\text{ m}$
- On na : $(NPSH)_r = 1.92\text{ m}$

En appliquant la relation ci-dessus on aura :

$$(NPSH)_d = 9.77 - 0.5 - (0 + 0.24) = 9.03\text{ m}$$

Donc $(NPSH)_d > (NPSH)_r$ donc la pompe ne Cavite pas

Partie B – Coup de Béliet.

Introduction :

Le coup de béliet est un phénomène de variation de pressions qui prennent naissance dans les Conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement, provoquée par le changement Du régime hydraulique.

Ce phénomène peut provoquer des effets nocifs à la canalisation, il est nécessaire par Conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les réduire.

Le but de ce chapitre est de vérifier la présence du ce phénomène et de choisir l'outil de Protection afin de protéger les conduites de notre réseau.

IV.1. Causes et conséquences du phénomène [11] :

a- Causes :

Parmi les opérations qui causent le coup de béliet nous avons :

- ✓ Arrêt brutal, par disjonction brusque, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- ✓ Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes ;
- ✓ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction
- ✓ Une variation brusque de la vitesse d'un liquide.

b- Conséquences :

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de béliet est remarqué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de béliet qui se traduit par :

- ✓ Émission de bruit ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- ✓ Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- ✓ Usure rapide des matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- ✓ Éclatement de la conduite dû à la surpression ;
- ✓ Écrasement dû à la dépression.

IV.2. Moyens anti-bélier :

Les différents moyens de protection anti-bélier sont [10] :

➤ **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle n'est économique que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

➤ **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

➤ **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

➤ **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier. [11]

IV.3. Étude du coup de bélier :

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions (HS) et les dépressions (Hd) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans les différents tronçons de notre réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS).

IV.3.1. Calcul de célérité de propagation d'onde(a) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- K : Coefficient qui dépend de la conduite.
- D : Diamètre intérieur de la conduite (m).
- e : Épaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

1er cas : fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture : Tf

$$Tf < \frac{2L}{a} \quad (\text{IV.2})$$

Avec : $\frac{2L}{a}$ est le temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale de coup de bélier « B » est calculée par la formule de **JOUKOWSKI**

Suivante :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{IV.3})$$

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

Avec :

- B : valeur du coup de bélier (m) ;
- a : célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite H_0 , tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (IV.4)$$

- La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (IV.5)$$

- La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (IV.6)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m).
- 10 : Pression atmosphérique.
- H_0 : Pression absolue de la conduite (m).
- H_s : Valeur de la surpression (m).
- H_d : Valeur de la dépression (m).

2^{eme} cas : fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps :

$$Tf > \frac{2L}{a} \quad (IV.7)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \cdot L \cdot V}{g \cdot T} \quad (IV.8)$$

IV.3.2. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

Chapitre IV : Pompage et Coup de Belier.

IV.3.5.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Valeurs des caractéristiques des conduites de refoulement.

Tronçon	Caractéristiques des Conduites				
	Hg(m)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	K
ST1-(R1R2)	103	0.1308	0.0146	1.28	83

Tableau (IV.3) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

Tronçon	Calcul du coup de bélier					
	a(m/s ²)	H ₀ (m)	B(m)	HS(m)	HD(m)	PN
ST1-(R1R2)	351.81	113	45.9	158.9	67.09	16

➤ **Interprétation des résultats :**

D'après les résultats du tableau (IV.3) précédent, la valeur de la surpression maximale dans le tronçon **ST1-(R1 R2)** ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon.

$$H_s=158.9(m) < 160(m) \quad \text{et} \quad H_d > 0$$

Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection anti- bélier.

Remarque : Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

Conclusion

Partie A :

à travers ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques des pompes favorables aux conditions de refoulement à partir du catalogue CAPRARI.

Enfin nous pouvons conclure que les pompes sont d'une importance capitale dans les projets de refoulement, et un maillon indissociable avec l'adduction et qui nécessite beaucoup d'attention et un choix précis.

Partie B :

L'étude du phénomène du coup de bélier a montré que les tronçons de l'adduction par refoulement ont des valeurs de surpression et de dépression acceptables et ne dépassent pas la pression nominale, $H_s=158.9(m) < 160(m)$ et $H_d > 0$ Pour cela, les dispositifs anti-bélier ne sont pas nécessaires.

Chapitre V :
Dimensionnement Du
Réseau d'AEP.

Chapitre V : Dimensionnement Du Réseau d'AEP.

Introduction :

L'objectif principal d'un réseau de distribution consiste à acheminer l'eau vers les différents types de consommateurs et vers tous les points de l'agglomération, en respectant les débits et les pressions requis. Ainsi, les divers segments des canalisations du réseau doivent être dimensionnés avec des diamètres optimaux correspondants aux besoins spécifiques.

V.1.Classification des réseaux de distribution :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents Types de réseau de distribution dont [5] :

- ✓ Réseau ramifié.
- ✓ Réseau maillé.
- ✓ Réseau mixte.

V.1.1. Réseau maillé :

Le réseau est dit maillé s'il est constitué de boucles ce qui permet d'offrir aux usagers le meilleur service possible. En effet la pression dans le réseau est ainsi mieux équilibrée, et le nombre d'abonnés non desservis en cas de réparation est réduit au maximum puisque l'eau peut atteindre un même point de consommation par plusieurs chemins.

Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés.

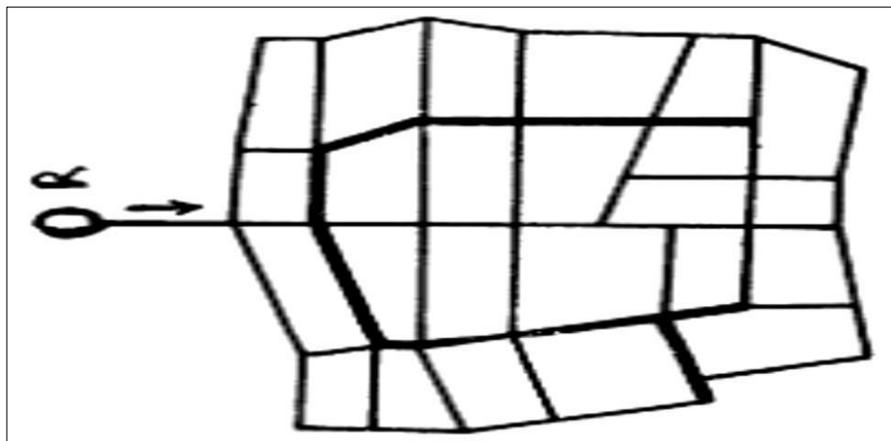


Figure V.1. Schéma du Réseau maillé.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

V.1.2. Réseau ramifié :

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

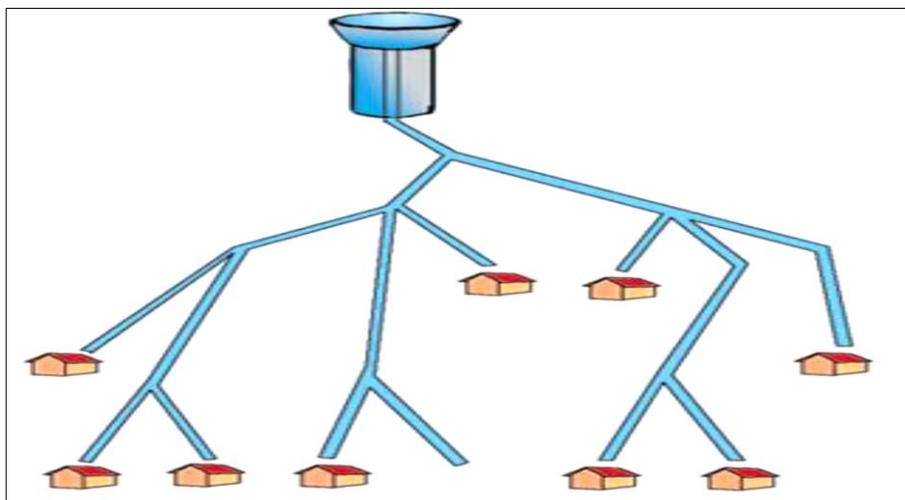


Figure V.2. Schéma du Réseau ramifié.

V.1.3. Réseau mixte :

Le plus souvent, un réseau est en partie maillé et en partie ramifié, les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

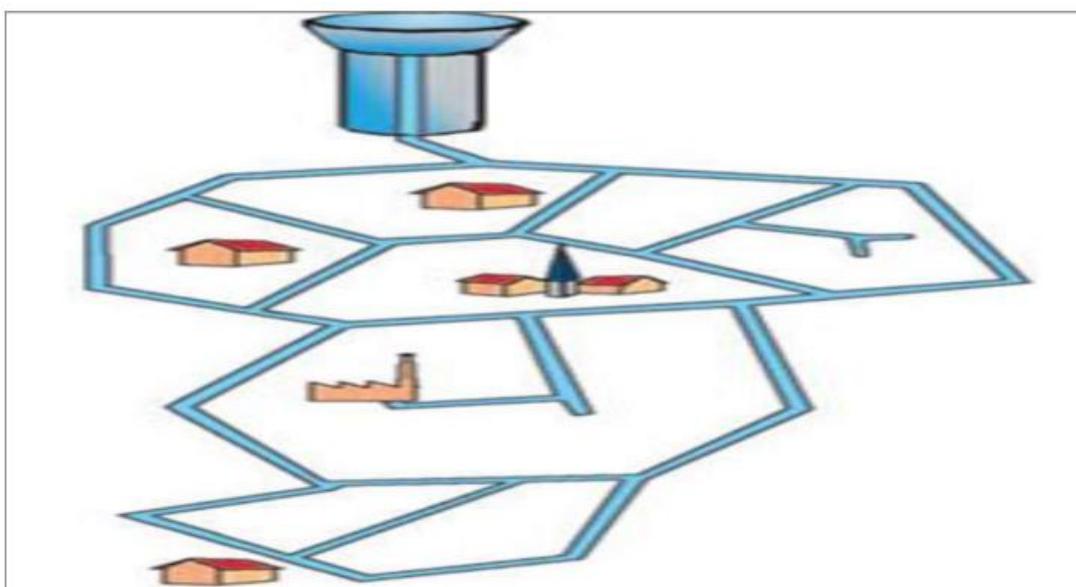


Figure V.3. Schéma d'un réseau mixte

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

➤ Comparaison entre le réseau maillé et le réseau ramifié :

Une comparaison entre le réseau de distribution de type maillé et de type ramifié est présentée dans le tableau suivant [5] :

Tableau V.1 : Comparaison entre les types du réseau

Aspect	Ramifié	Maillé
Pertes de charge	Elevées	Faibles
Ecoulement	Risque de zones mortes aux extrémités.	Satisfaisant
Réparations	Risque de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention
Frais de pompage	Elevés	Faibles
Frais de mise en place (réalisation)	Faibles	Elevés
Densité humaine	Installé en zone de faible densité humaine (rural)	Installé en zone de forte densité humaine (zone urbaine)

V.2. Modes de distribution :

V.2.1. Distribution gravitaire :

Effectuée à partir d'un ouvrage de stockage qui domine hydrauliquement tout le réseau.

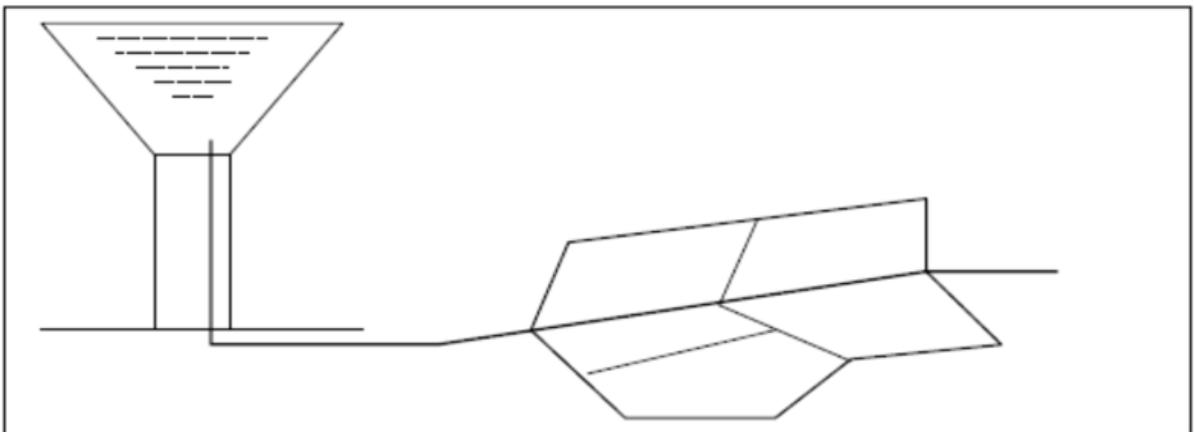


Figure V.4. Distribution gravitaire.

V.2.2. Refoulement distributif :

Adoptée lorsque le stockage est inexistant ou lorsqu'il est à l'opposé de la source d'eau potable.

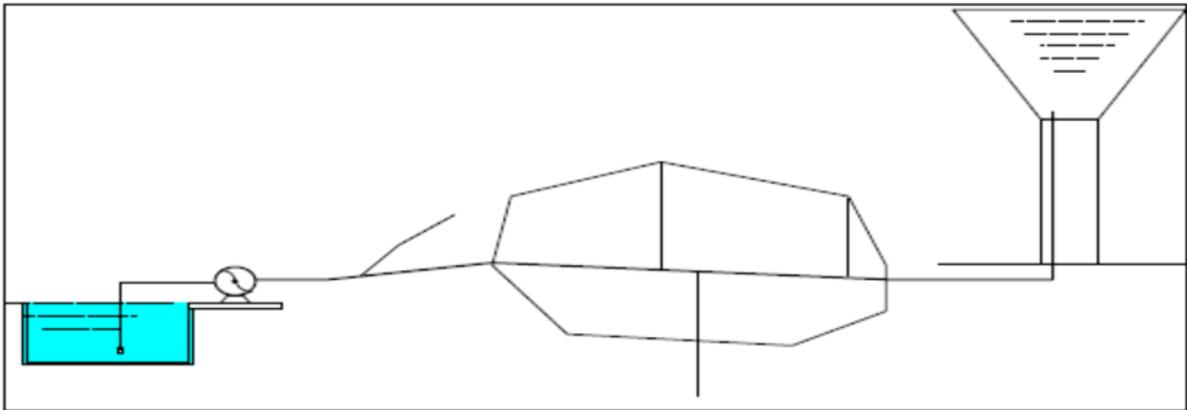


Figure V.5. Refoulement distributif

V.3. Exigences relatives aux réseaux :

Le réseau de distribution est tout ce qui fonctionne, tuyaux et dispositifs hydrauliques qui fournissent de l'eau potable à partir de travaux de stockage (réservoir, château d'eau...) au consommateur par le biais d'une connexion spéciale ou point d'eau de masse. Vous devez satisfaire aux exigences suivantes :

- ✓ **Qualité de l'eau :** l'eau doit être potable et répond aux normes de qualité.
- ✓ **Continuité de service :** alimentation en toute saison et à toute heure ;
- ✓ **Satisfaction des conditions de pression :** $P_{service} \leq PN$;
- ✓ **Couverture** de l'ensemble de la zone concernée ;
- ✓ **Transport des débits de pointe** en respectant les conditions de pression ;
- ✓ **Respect des contraintes de vitesse :** $U_{min} = 0.5\text{m/s} \leq U \leq U_{max} = 1.6\text{m/s}$.
(parfois U_{max} peut atteindre 2 m/s).
- ✓ **Assurer le débit de l'incendie :** Transiter un débit de 17 L / s 2 heure=120m³ en donnant une pression min de 1 bar (10 mce). $Q_{inc} = V_{inc}/T = 120/2 = 60 \text{ m}^3/\text{h} = 17 \text{ l/s}$

V.4. Conception d'un réseau de distribution :

Pour concevoir un réseau de distribution nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de facteurs. Parmi ces facteurs on citera :

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

- ✓ L'emplacement des quartiers et le souci d'assurer un service souple et régulier.
- ✓ L'emplacement des consommateurs principaux.
- ✓ Le relief.

V.5. Principe de tracé du réseau :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter à savoir :

- ✓ Minimiser le nombre de passage difficiles : traversée de route, de ravine, ...etc.
- ✓ Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux
- ✓ Eviter les zones rocheuses : pour lesquelles les travaux sont plus coûteux.
- ✓ Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.)
- ✓ Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

V.6. Choix des conduites de distribution :

Les critères à respecter pour faire le choix du type des conduites sont :

- ✓ La pression de service
- ✓ Les pertes de charges
- ✓ La nature du terrain.
- ✓ Le prix.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ La durée de vie.

Dans notre projet, notre choix s'est porté sur les conduites en PEHD et cela grâce aux avantages qu'offre ce matériau :

- ✓ La longévité.
- ✓ La facilité de pose et de raccordement.
- ✓ La résistance à l'agressivité du sol et de l'eau.
- ✓ Son élasticité lors du phénomène transitoire (coup de bélier).
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- ✓ Coefficient de la rugosité très faible.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

En outre, étant donné la différence de cote qui ne dépasse pas les 100 m, c.-à-d. 10 bars, donc le PEHD utilisé est de pression nominale de 10 bars, soit PN10.

V.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

V.7.1. Débit de pointe :

Ce débit représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée au cours de la journée, il est donné par [4] :

$$Q_p = (K_p.) \times Q_{moy.j}$$

$$Q_p = (K_{max.h.} \times K_{max.j.}) \times Q_{moy.j}$$

Où :

Q_p : Débit de pointe (l/s) ;

K_p : coefficient de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/h).

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

$K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximale

$$K_{max.j} = \frac{\text{consommation journalière maximale}}{\text{consommation journalière moyenne}} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} = 1.3$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j} = 1,3$.

Tableau V.2 : Débit de pointe pour (CHOUARA I).

CHOUARA I	DEBIT DE POINTE	
HORIZON	2023	2053
POPULATION	1346	2325
KP	3.38	2.7
$Q_{moy.j}(m^3/j)$	306.8	534.41
Q POINTE(m^3/j)	1037	1445
Q POINTE (l/s)	12	16.73

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Tableau V.3 : Débit de pointe pour (CHOUARA II).

CHOUARA II (TORCHE)	DEBIT DE POINTE	
	2023	2053
HORIZON		
POPULATION	1574	2708
KP	3.04	2.7
Qmoy j(m ³ /j)	351.84	608.34
Q POINTE(m ³ /j)	1070.3	1645.8
Q POINTE (l/s)	12.39	19.05

Tableau V.4 : Les valeurs de Q_{pointe} (l/s)

Localité	Q _{pointe} (l/s) (2023)	Q _{pointe} (l/s) (2053)
CHOUARA I	12	16.73
CHOUARA II (TORCHE)	12.39	19.05
La SOMME	24.39	35.80

V.7.2. Débit spécifique :

Pour le calcul, on admet hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante [4] :

$$Q_s = \frac{Q_P}{\sum L}$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique en (l/s.m).

Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone.

ΣL : Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

V.7.3. Débit en route :

Le débit de route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit Spécifique, il est donné par la formule suivante [4] :

$$Q_r = Q_s \times L$$

Avec :

Q_r : Débit en route en l/s.

Q_s : Débit spécifique en (l/s.m).

L: Longueur du tronçon considéré (m).

V.7.4. Débits aux nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante [4] :

$$Q_{ni} = 0,5 \times \Sigma Q_{ri}$$

Avec :

- ✓ Q_{ni} : Débit au nœud « i » en (l/s).
- ✓ ΣQ_{ri} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i.

Tableau V.5 : les Débits du réseau 2053 CHOUARA I et II.

ID Arc	Longueur (m)	Q sp (l/s)	Qr (l/s)	Qp (l/s)
T(R-N02)	55	0,0034	0,1864	35,8
T(N02-N03)	25,69	0,0034	0,0871	35,8
T(N03-N04)	97,1	0,0034	0,3291	35,8
T(N03-N05)	67,81	0,0034	0,2298	35,8
T(N05-N06)	34,69	0,0034	0,1176	35,8
T(N06-N07)	113,86	0,0034	0,3859	35,8
T(N06-N08)	123,9	0,0034	0,4199	35,8
T(N05-N09)	45,5	0,0034	0,1542	35,8
T(N09-N12)	78,35	0,0034	0,2655	35,8
T(N12-N13)	164,09	0,0034	0,5561	35,8
T(N09-N10)	19,12	0,0034	0,0648	35,8
T(N02-N10)	242,92	0,0034	0,8232	35,8
T(N10-N11)	251,55	0,0034	0,8525	35,8
T(N14-N15)	119	0,0034	0,4033	35,8
T(N12-N14)	71,92	0,0034	0,2437	35,8
T(N14-N16)	39,45	0,0034	0,1337	35,8
T(N16-N17)	48,35	0,0034	0,1639	35,8
T(N17-N19)	85,85	0,0034	0,2909	35,8

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

ID Arc	Longueur (m)	Q sp (l/s)	Qr (l/s)	Qp (l/s)
T(N19-N20)	51	0,0034	0,1728	35,8
T(N20-N21)	146,1	0,0034	0,4951	35,8
T(N17-N18)	134,35	0,0034	0,4553	35,8
T(N20-N22)	49,31	0,0034	0,1671	35,8
T(N22-N23)	274,88	0,0034	0,9315	35,8
T(N16-N30)	702,09	0,0034	2,3793	35,8
T(N19-N27)	446,54	0,0034	1,5133	35,8
T(N27-N29)	111,76	0,0034	0,3787	35,8
T(N27-N28)	107,43	0,0034	0,3641	35,8
T(N30-N32)	96,44	0,0034	0,3268	35,8
T(N30-N31)	9,22	0,0034	0,0312	35,8
T(N31-N33)	54,06	0,0034	0,1832	35,8
T(N34-N33)	25,5	0,0034	0,0864	35,8
T(N35-N34)	161,06	0,0034	0,5458	35,8
T(N34-N36)	125,4	0,0034	0,4250	35,8
T(N31-N38)	130,57	0,0034	0,4425	35,8
T(N22-N24)	147,38	0,0034	0,4995	35,8
T(N24-N25)	83,32	0,0034	0,2824	35,8
T(N24-N26)	212,45	0,0034	0,7200	35,8
T(N33-N37)	216,06	0,0034	0,7322	35,8
T(N27-N26)	94,23	0,0034	0,3193	35,8
T(N26-N37)	123,31	0,0034	0,4179	35,8
T(N41-N43)	222,5	0,0034	0,7540	35,8
T(N41-N42)	103,21	0,0034	0,3498	35,8
T(N47-N48)	152,72	0,0034	0,5176	35,8
T(N48-N49)	322,65	0,0034	1,0934	35,8
T(N40-N41)	20,56	0,0034	0,0697	35,8
T(N40-N44)	322,1	0,0034	1,0916	35,8
T(N44-N45)	140,6	0,0034	0,4765	35,8
T(N48-N50)	53,79	0,0034	0,1823	35,8
T(N50-N51)	48,73	0,0034	0,1651	35,8
T(N55-N56)	257,85	0,0034	0,8738	35,8
T(N53-N55)	14,22	0,0034	0,0482	35,8
T(N53-N54)	16,63	0,0034	0,0564	35,8
T(N47-N74)	118,95	0,0034	0,4031	35,8
T(N55-N57)	41,29	0,0034	0,1399	35,8
T(N57-N59)	25,84	0,0034	0,0876	35,8
T(N59-N61)	21,14	0,0034	0,0716	35,8
T(N61-N67)	11,77	0,0034	0,0399	35,8
T(N57-N58)	203,1	0,0034	0,6883	35,8
T(N59-N60)	206,8	0,0034	0,7008	35,8
T(N62-N63)	209,2	0,0034	0,7090	35,8
T(N61-N62)	10,81	0,0034	0,0366	35,8

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

ID Arc	Longueur (m)	Q sp (l/s)	Qr (l/s)	Qp (l/s)
T(N62-N64)	104,3	0,0034	0,3535	35,8
T(N64-N66)	163	0,0034	0,5524	35,8
T(N64-N65)	164	0,0034	0,5558	35,8
T(N67-N68)	215,2	0,0034	0,7293	35,8
T(N68-N69)	102,76	0,0034	0,3482	35,8
T(N67-N70)	357,8	0,0034	1,2126	35,8
T(N68-N70)	340,7	0,0034	1,1546	35,8
T(N70-N71)	363,4	0,0034	1,2315	35,8
T(N71-N72)	200,2	0,0034	0,6785	35,8
T(N71-N73)	248,1	0,0034	0,8408	35,8
T(N50-N52)	51,85	0,0034	0,1757	35,8
T(N44-N46)	162,4	0,0034	0,5504	35,8
T(N38-N39)	74,87	0,0034	0,2537	35,8
T(N47-N53)	59,4	0,0034	0,2013	35,8
T(N37-N47)	45,76	0,0034	0,1551	35,8
T(N38-N40)	193,16	0,0034	0,6546	35,8
LA SOMME	10557,97	/	35,8	/

Tableau V.6 : les Débits du réseau 2053 CHOUARA I et II.

ID Nœud	Débit Nœuds		ID Nœud	Débit Nœuds
Noeud N39	0,13		Noeud N39	0,11
Noeud N40	0,91		Noeud N40	0,75
Noeud N41	0,59		Noeud N41	0,49
Noeud N42	0,17		Noeud N42	0,15
Noeud N43	0,38		Noeud N43	0,31
Noeud N44	1,06		Noeud N44	0,88
Noeud N45	0,24		Noeud N45	0,2
Noeud N46	0,28		Noeud N46	0,23
Noeud N47	0,64		Noeud N47	0,53
Noeud N48	0,90		Noeud N48	0,75
Noeud N49	0,55		Noeud N49	0,45
Noeud N50	0,26		Noeud N50	0,22
Noeud N51	0,08		Noeud N51	0,1
Noeud N52	0,09		Noeud N52	0,1
Noeud N53	0,15		Noeud N53	0,13
Noeud N54	0,03		Noeud N54	0,19
Noeud N55	0,53		Noeud N55	0,44

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

ID Nœud	Débit Nœuds		ID Nœud	Débit Nœuds
Noeud N56	0,44		Noeud N56	0,36
Noeud N57	0,46		Noeud N57	0,38
Noeud N58	0,34		Noeud N58	0,29
Noeud N59	0,43		Noeud N59	0,36
Noeud N60	0,35		Noeud N60	0,29
Noeud N61	0,07		Noeud N61	0,06
Noeud N62	0,55		Noeud N62	0,46
Noeud N63	0,35		Noeud N63	0,29
Noeud N64	0,73		Noeud N64	0,61
Noeud N65	0,28		Noeud N65	0,23
Noeud N66	0,28		Noeud N66	0,23
Noeud N67	0,99		Noeud N67	0,82
Noeud N68	1,12		Noeud N68	0,93
Noeud N69	0,17		Noeud N69	0,14
Noeud N70	1,80		Noeud N70	1,5
Noeud N71	1,38		Noeud N71	1,14
Noeud N72	0,34		Noeud N72	0,28
Noeud N73	0,42		Noeud N73	0,35
Noeud N74	0,20		Noeud N74	0,16
Noeud N75	0,39		Noeud N75	0,32
Noeud N76	0,65		Noeud N76	0,54
			LA SOMME	35,8

V.8. Modélisation et simulation du réseau :

Suite à l'essor qu'ont connu les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but subvenir aux besoins des ingénieurs, et concepteur dans le domaine de l'hydraulique capables de faire des simulations, des calculs fastidieux en un temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET. [7]

V.8.1. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un programme qui simule le comportement hydraulique et la sensibilisation, Eau à long terme dans les réseaux comprimés. Un réseau est défini sous,

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

EPANET comme un ensemble de tuyaux, nœud (jonction de tuyau), pompes, vannes, Bâches et réservoirs. Le programme calcule le débit et la vitesse de chaque tube, Pression sur chaque nœud, niveau d'eau dans les réservoirs, concentration Produits chimiques dans différentes parties du réseau. Sur une période de Simulation, logiciel est également capable de calculer le temps de survie et Suivi de l'origine de l'eau. [8]

V.8.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [8] :

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier.
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau.
3. Décrire le fonctionnement du système.
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

V.8.3. Modélisation du réseau :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. [8] :

A. Au niveau des nœuds :

- ✓ L'altitude des nœuds par rapport à un plan de références (pour notre cas on a introduit des altitudes réelles par rapport à la surface de mer).
- ✓ Demande en eau (débit nodaux).

B. Au niveau des arcs (conduites ou tronçons) :

- ✓ Le nœud initial et final.
- ✓ Le diamètre.
- ✓ La longueur.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

- ✓ Le coefficient de rugosité pour déterminer les pertes de charge (pour ce cas, PEHD = 0,01mm).

C. Au niveau des réservoirs :

- ✓ L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro).
- ✓ Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique).
- ✓ Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.
- ✓ La qualité initiale de l'eau.

V.8.4. Simulation du réseau :

Après avoir entré des informations réseau, la simulation peut être lancée. À ce stade. Grâce à son moteur informatique, le programme analyse le comportement du réseau dans les circonstances Déterminer différentes tailles hydrauliques (vitesses, débits, pressions et charges) À un certain moment, il faut résoudre simultanément les soldes de masse Nœuds et pertes de charge dans chaque arc du réseau.

V.9. Formule de pertes de charge utilisées :

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations.

Elles se présentent sous deux formes [4] :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

V.9.1. Pertes de charge linéaires :

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

$$J_l = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD}$$

Avec :

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

- J_1 : pertes de charge linéaires (m) ;
- L : longueur de la 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.

λ est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right]$$

Où :

K : rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau, elle croît avec l'âge de la conduite :

$$K = K_0 + \alpha t$$

Avec :

K_0 : rugosité absolue de la conduite neuve ;

α : coefficient de vieillissement des conduite déterminé à partir de l'abaque de Mr Peter LAMONT égale à 0.00360 mm/an pour une zone de faible agressivité.

t : temps de service (dans notre cas $t=30$ ans).

La rugosité engendre des pertes de charge qui dépendent :

- Des paramètres hydrauliques qui sont : la vitesse, le diamètre et la pression.
- Des paramètres physicochimiques de l'eau la PH, la dureté.

Re : nombre de Reynolds :

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

ν : viscosité cinématique de l'eau calculé par la formule de Stocker :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.000221t^3}$$

Où :

t : température de l'eau ;

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

$v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

- ✓ Les pertes de charges singulières :

Elles sont estimées à 20 % des pertes de charges linéaires :

$$J_s = 0.2 \cdot J$$

- ✓ Les pertes de charges totales :

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

$$J_T = J_l + J_s = 1.2 \cdot J_l$$

Tableau V.7 : Etat des nœuds du Réseau (CHOUARA I et CHOUARA II).

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	l/s	m	m
Noeud N03	550,86	0,32	569,27	18,41
Noeud N04	555,25	0,16	569,13	13,88
Noeud N07	546,2	0,19	568,16	21,96
Noeud N06	542,43	0,46	568,38	25,95
Noeud N05	538,95	0,25	568,69	29,74
Noeud N10	535,05	0,87	568,04	32,99
Noeud N09	534,98	0,24	568,33	33,35
Noeud N08	532,3	0,21	568,09	35,79
Noeud N13	536,36	0,28	567,12	30,76
Noeud N12	528,28	0,53	567,73	39,45
Noeud N14	521,12	0,39	567,21	46,09
Noeud N17	514,14	0,46	531,36	17,22
Noeud N18	516,54	0,23	531,01	14,47
Noeud N16	516,64	1,34	531,93	15,29
Noeud N15	524,88	0,2	566,96	42,08
Noeud N11	514,54	0,43	566,07	51,53
Noeud N19	508,8	0,99	530,41	21,61
Noeud N20	502,31	0,42	529,78	27,47

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	l/s	m	m
Noeud N21	506,36	0,25	529,33	22,97
Noeud N23	506,54	0,47	526,71	20,17
Noeud N22	493,17	0,8	529,22	36,05
Noeud N35	493,12	0,27	515,31	22,19
Noeud N36	476,3	0,21	515,59	39,29
Noeud N25	477,02	0,14	526,63	49,61
Noeud N34	479,71	0,53	515,87	36,16
Noeud N33	478,5	0,5	516,18	37,68
Noeud N30	482,04	1,37	516,54	34,5
Noeud N31	482,81	0,33	516,41	33,6
Noeud N32	484,36	0,16	516,4	32,04
Noeud N29	470,63	0,19	524,37	53,74
Noeud N28	474,68	0,18	524,4	49,72
Noeud N27	461,4	1,29	524,59	63,19
Noeud N26	460,89	0,73	523,74	62,85
Noeud N37	459,76	0,65	523	63,24
Noeud N40	458	0,91	513,74	55,74
Noeud N41	459,71	0,59	513,43	53,72
Noeud N39	471,36	0,13	515,02	43,66
Noeud N43	472,36	0,38	512,02	39,66
Noeud N42	461,23	0,17	513,27	52,04
Noeud N47	453,83	0,64	492,27	38,44
Noeud N38	468,5	0,68	515,1	46,6
Noeud N48	460,44	0,9	486,73	26,29
Noeud N49	461,2	0,55	482,86	21,66
Noeud N50	458,89	0,26	486,31	27,42
Noeud N52	458,14	0,09	486,23	28,09

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	l/s	m	m
Noeud N54	457,59	0,03	491,61	34,02
Noeud N51	458	0,08	486,25	28,25
Noeud N53	455,94	0,15	491,62	35,68
Noeud N55	455,49	0,53	491,34	35,85
Noeud N57	454,54	0,46	490,66	36,12
Noeud N59	454,48	0,43	490,29	35,81
Noeud N61	453,83	0,07	489,61	35,78
Noeud N62	453,83	0,55	489,09	35,26
Noeud N63	454,93	0,35	487,95	33,02
Noeud N60	457,24	0,35	489,15	31,91
Noeud N58	457,52	0,34	489,6	32,08
Noeud N56	458,07	0,44	489,24	31,17
Noeud N64	452,31	0,73	483,47	31,16
Noeud N66	449,07	0,28	482,86	33,79
Noeud N65	446,79	0,28	482,86	36,07
Noeud N68	438,35	1,12	480,95	42,6
Noeud N69	444	0,17	480,79	36,79
Noeud N67	453,63	0,99	489,39	35,76
Noeud N70	438,92	1,8	481,74	42,82
Noeud N71	427,77	1,38	465,15	37,38
Noeud N72	429	0,34	464,11	35,11
Noeud N73	415,65	0,42	463,29	47,64
Noeud N44	457,4	1,06	505,16	47,76
Noeud N46	462,14	0,28	504,56	42,42
Noeud N45	466,3	0,24	504,76	38,46
Noeud N24	475,98	0,87	526,73	50,75
Noeud N02	553,5	0,55	569,49	15,99

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	l/s	m	m
Noeud N74	457,61	0,2	492,11	34,5
Noeud N75	521,12	/	532,21	11,09
Noeud N76	459,76	/	493	33,24
Réservoir	568	-35,8	570	2

Les résultats du tableau **V.7**, Comme le relief de la zone objet d'études est pratiquement plat, on remarque après la deuxième simulation, que les pressions dans la majorité des nœuds sont comprises dans l'intervalle [10 ; 60] m, c'est-à-dire qu'elles ne dépassent pas celle requise. (**Figure V.6.7**). Et en cas de (désordres), et des désagréments de bruit aux abonnés et touche au rendement massique du réseau, de ce fait, on doit faire appel au régulateur de pression aval.

Tableau V.8 : Etat des tronçons du Réseau (CHOUARA I et CHOUARA I).

Tronçon	Longueur	Diamètre ext	Diamètre int	Débit	Vitesse	Pert. Charge Unit.
	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
T (R_02)	55	200	176,2	35,83	1,47	9,27
T (02_03)	25,69	200	176,2	34,61	1,42	8,7
T (03_04)	97,1	40	35,2	0,16	0,16	1,43
T (03_05)	67,81	200	176,2	34,13	1,4	8,49
T (05_06)	34,69	50	44	0,86	0,57	9,11
T (06_07)	113,86	40	35,2	0,19	0,2	1,91
T (06_08)	123,9	40	35,2	0,21	0,22	2,27
T (05_09)	45,5	200	176,2	33,02	1,35	7,99
T (09_12)	78,35	200	176,2	32,15	1,32	7,62
T (12_13)	164,09	40	35,2	0,28	0,29	3,72
T (09_10)	19,12	40	35,2	0,63	0,64	15,01
T (10_11)	251,55	40	35,2	0,43	0,44	7,82
T (16_17)	48,35	160	141	22,55	1,44	11,72
T (19_20)	51	125	110,2	12,1	1,27	12,46

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Tronçon	Longueur	Diamètre ext	Diamètre int	Débit	Vitesse	Pert. Charge Unit.
	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
T (20_21)	146,1	40	35,2	0,25	0,26	3,06
T (17_18)	134,35	40	35,2	0,23	0,24	2,65
T (20_22)	49,31	125	110,2	11,43	1,2	11,24
T (22_23)	274,82	40	35,2	0,47	0,48	9,13
T (16_30)	702,09	90	79,2	6,86	1,39	21,92
T (19_27)	446,54	110	96,8	8,78	1,19	13,05
T (27_29)	111,76	40	35,2	0,19	0,2	1,91
T (27_28)	107,43	40	35,2	0,18	0,18	1,74
T (30_32)	96,44	40	35,2	0,16	0,16	1,43
T (30_31)	9,22	90	79,2	5,33	1,08	13,95
T (31_33)	54,06	50	44	0,56	0,37	4,26
T (34_33)	25,5	50	44	1,01	0,66	12,08
T (35_34)	161,06	40	35,2	0,27	0,28	3,49
T (34_36)	125,4	40	35,2	0,21	0,22	2,27
T (31_38)	130,57	90	79,2	4,44	0,9	10,08
T (22_24)	147,38	110	96,8	10,16	1,38	16,95
T (24_25)	83,32	40	35,2	0,14	0,14	1,14
T (26_37)	123,31	160	141	15,53	0,99	5,99
T (41_42)	103,21	40	35,2	0,17	0,17	1,58
T (47_48)	152,72	50	44	1,88	1,24	36,25
T (48_49)	322,65	40	35,2	0,55	0,57	12,02
T (40_41)	20,56	50	44	1,14	0,75	14,95
T (40_44)	322,1	50	44	1,58	1,04	26,63
T (44_45)	140,6	40	35,2	0,24	0,25	2,85
T (53_54)	116,63	40	35,2	0,03	0,03	0,08
T (47_74)	218,95	50	44	0,2	0,13	0,73
T (55_57)	41,29	110	96,8	10,06	1,37	16,66

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Tronçon	Longueur	Diamètre ext	Diamètre int	Débit	Vitesse	Pert. Charge Unit.
	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
T (57_59)	25,84	110	96,8	9,26	1,26	14,36
T (59_61)	21,14	90	79,2	8,48	1,72	32,1
T (61_67)	11,77	90	79,2	6,22	1,26	18,41
T (57_58)	203,1	40	35,2	0,34	0,35	5,2
T (59_60)	206,8	40	35,2	0,35	0,36	5,47
T (62_64)	104,3	40	35,2	1,29	1,33	53,92
T (64_66)	163	40	35,2	0,28	0,29	3,72
T (67_68)	215,2	40	35,2	1,08	1,11	39,23
T (68_69)	102,76	40	35,2	0,17	0,17	1,58
T (67_70)	357,8	75	66	4,15	1,21	21,39
T (70_71)	363,4	50	44	2,14	1,41	45,64
T (71_72)	200,2	40	35,2	0,34	0,35	5,2
T (71_73)	248,1	40	35,2	0,42	0,43	7,51
T (50_52)	51,85	40	35,2	0,09	0,15	1,58
T (44_46)	162,4	40	35,2	0,28	0,29	3,72
T (38_39)	74,87	40	35,2	0,13	0,13	1
T (47_53)	59,4	125	110,2	11,21	1,18	10,87
T (38_40)	193,16	90	79,2	3,63	0,74	7,04
T (2_10)	242,92	50	44	0,67	0,44	5,97
T (12_14)	71,92	200	176,2	31,34	1,29	7,27
T (14_15)	119	40	35,2	0,2	0,21	2,09
T (17_19)	85,85	160	141	21,86	1,4	11,08
T (27_26)	94,23	110	96,8	7,12	0,97	8,96
T (41_43)	222,5	40	35,2	0,38	0,39	6,31
T (53_55)	14,22	110	96,8	11,03	1,5	19,66
T (55_56)	257,85	40	35,2	0,44	0,45	8,14
T (61_62)	10,81	50	44	2,19	1,44	47,56

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

Tronçon	Longueur	Diamètre ext	Diamètre int	Débit	Vitesse	Pert. Charge Unit.
	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
T (62_63)	209,2	40	35,2	0,35	0,36	5,47
T (64_65)	164	40	35,2	0,28	0,29	3,72
T (68_70)	340,7	40	35,2	-0,21	0,22	2,31
T (75_16)	39,45	200	176,2	30,75	1,26	7,03
T (76_47)	45,76	125	110,2	13,93	1,46	16,06
T (33_37)	216,06	40	35,2	-0,95	0,98	31,58
T (24_26)	212,45	110	96,8	9,15	1,24	14,04
T (48_50)	53,79	40	35,2	0,43	0,44	7,82
T (50_51)	48,73	40	35,2	0,08	0,13	1,2
V1 (14_75)	/	200	176,2	30,75	1,26	35
V2 (37_76)	/	125	110,2	13,93	1,46	30

➤ Les résultats du tableau (V.8), permettent d'observer les paramètres de fonctionnement hydraulique pour les différents tronçons du réseau. Les vitesses sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s pour la majorité des tronçons, sauf les tronçons au bout du réseau caractérisé par des faibles débits et pour lesquels le diamètre minimal imposé est de DN 40 (pour des raisons d'exécution de travaux). En plus du tableau V.9, les résultats sont représentés dans la figure V.6.et V.7

Après l'analyse des résultats de la simulation avec les deux réducteurs, on a observé que :

- La condition des vitesses est acceptable ;
- La condition des pressions est acceptable.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

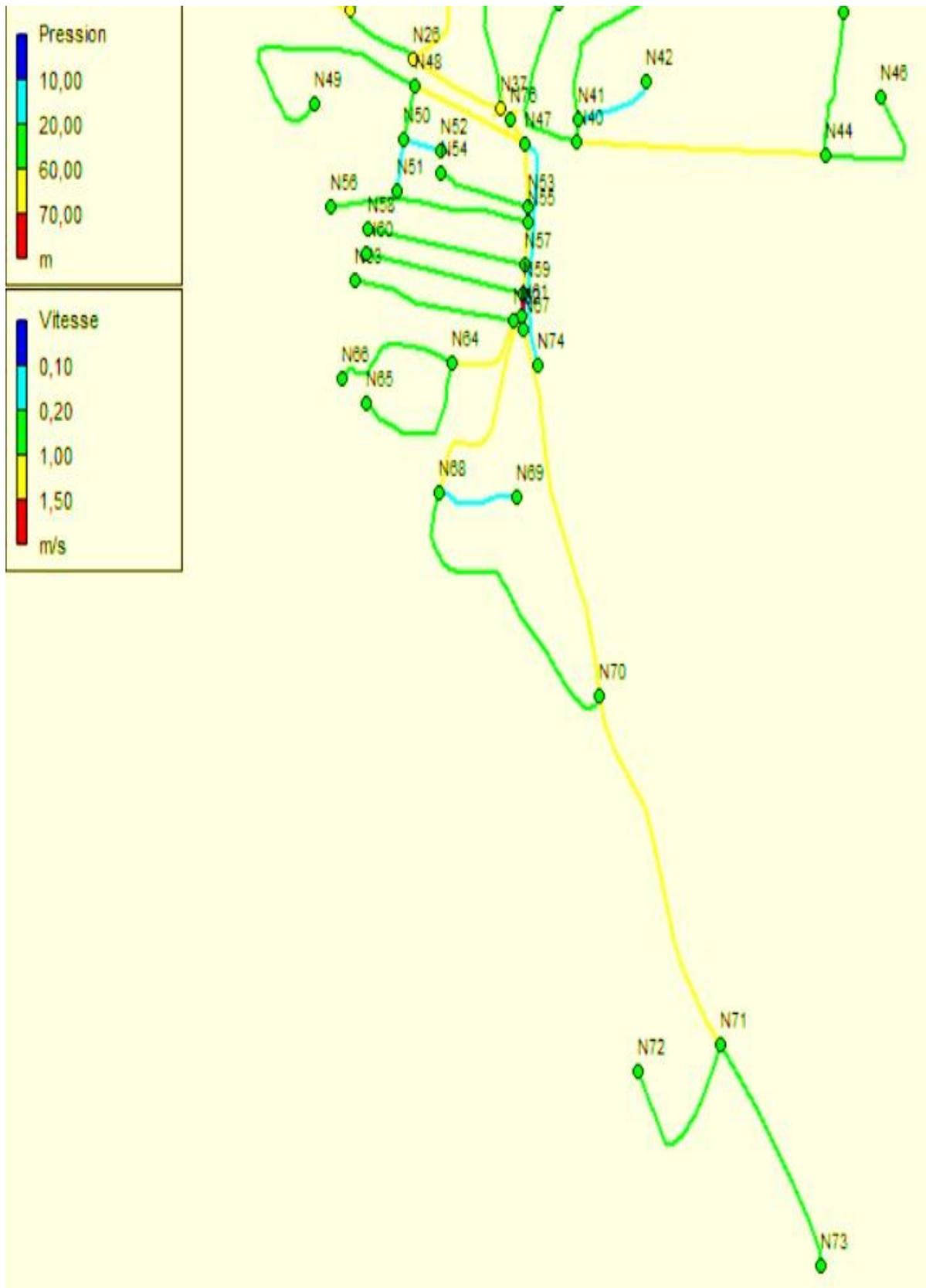


Figure V.6. Image Simulation des réseaux pour l'horizon 2053 Pour CHOUARA I.

La présentation des résultats (**figure (V.6) et (V.7)**) permet d'observer la distribution des valeurs résumées Dans les **tableaux (V.8) et (V.9)**.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'AEP.

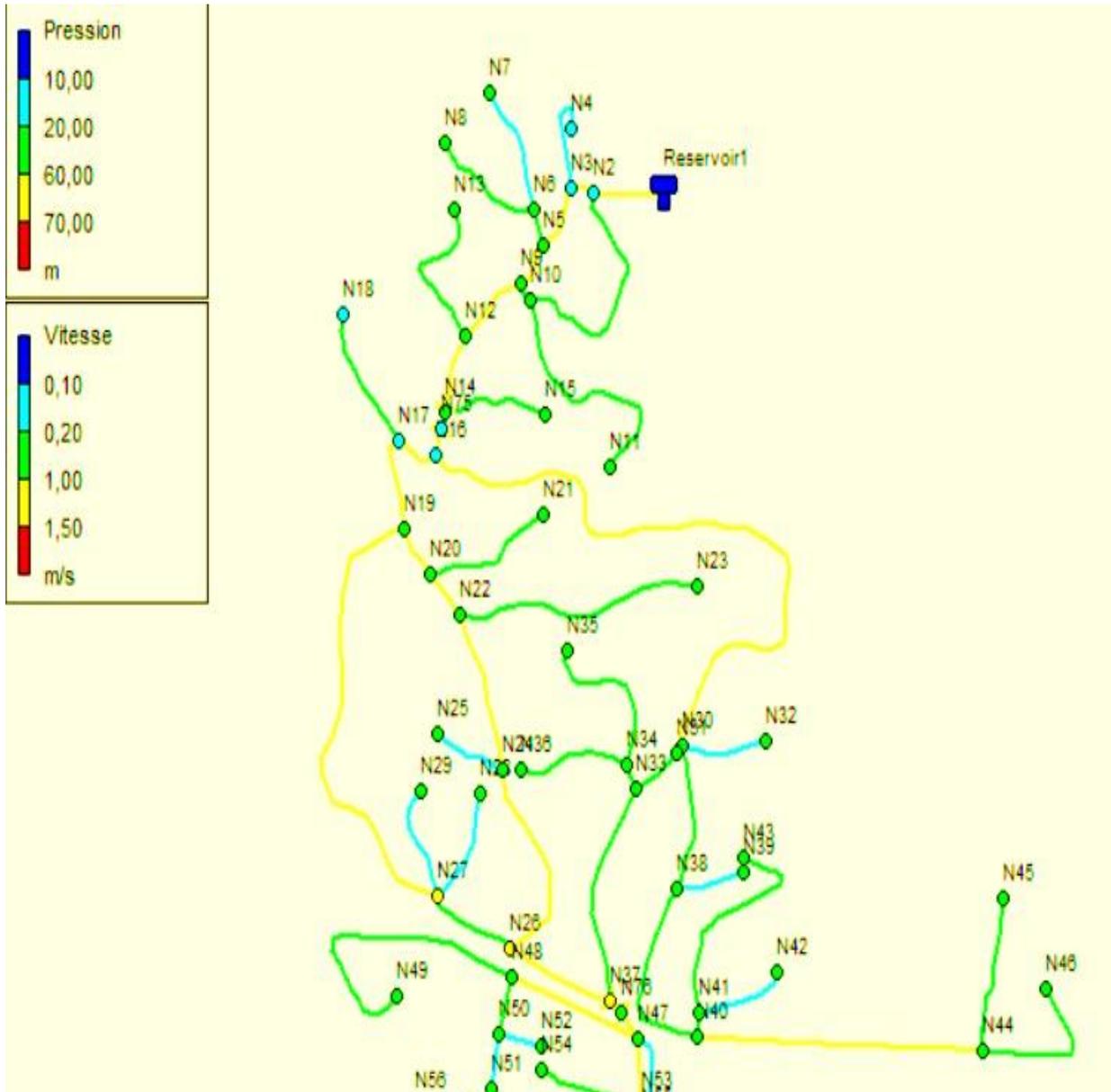


Figure V.7. Image Simulation des réseaux pour l'horizon 2053 Pour CHOUARA II.

Conclusion :

En conclusion, Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution en eau potable pour des Mechtas (CHOUARA I CHOUARA II) une simulation du fonctionnement du réseau a été faite à l'aide du logiciel EPANET, dans le but de vérifier les paramètres hydrauliques tels que la pression et la vitesse d'écoulement, ainsi que d'avoir une idée sur le comportement du réseau.

D'après les résultats obtenus, il est à noter que les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites du réseau sont acceptables. Ainsi que les choix des diamètres des conduites répondent aux exigences et peuvent satisfaire les besoins avec une résistance aux pressions créées par l'écoulement de l'eau.

Conclusion **G**énérale

Conclusion Générale

Conclusion générale

Après une analyse approfondie du site et une évaluation des besoins en eau actuels et à long terme, nous avons déterminé que le débit journalier maximum nécessaire pour l'ensemble de la commune est de 14.33 litres par seconde.

Nous avons réalisé la conception du réseau de distribution pour les Mechtas (CHOUARA I CHOUARA II). Étant donné la configuration urbaine de l'agglomération, nous avons opté pour un réseau ramifié. Ce réseau sera construit en utilisant des tuyaux en PEHD PN10 et s'étendra sur une longueur totale de 10557.97 mètres. Sa conception a été basée sur la capacité de véhiculer un débit de 29.75 litres par seconde, sur une période de 30 ans, en prenant en compte les situations de pointe et les événements sinistres éventuels.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons sélectionné les diamètres les plus économiques tout en garantissant des vitesses acceptables. En ce qui concerne le choix des matériaux, nous avons opté pour le Polyéthylène Haute Densité (PEHD) en raison de ses nombreux avantages par rapport aux autres matériaux. Cette décision a été prise après avoir comparé les caractéristiques du PEHD avec celles d'autres matériaux disponibles.

Ensuite, pour sélectionner les pompes appropriées, nous avons déterminé le point de fonctionnement où l'énergie est la plus économique. Nous avons également étudié la cavitation afin de protéger les pompes. Notre choix s'est finalement porté sur des pompes multicellulaires à axe horizontal, en utilisant le catalogue CAPRARI comme référence.

Après une étude approfondie du phénomène de coup de bélier, il a été conclu que ce phénomène ne se manifestait pas dans tous les tronçons étudiés.

En raison du terrain très accidenté de la zone concernée, nous avons rencontré des problèmes de surpression qui affectent la majorité des nœuds du réseau. Pour résoudre ce problème, nous avons décidé d'implémenter des dispositifs de réduction de pression. Ces dispositifs ont pour fonction de générer des pertes de pression contrôlées, ce qui contribuera à atténuer l'impact de la surpression et à maintenir les performances optimales du réseau.

En utilisant le logiciel EPANET, nous avons réalisé la conception du réseau de distribution en déterminant les diamètres des conduites en fonction des vitesses et des

Conclusion Générale

pressions acceptables au sol. Ce processus nous a permis d'acquérir une meilleure compréhension des différents problèmes qui peuvent survenir lors de la conception et de l'étude d'un projet d'approvisionnement en eau potable. De plus, en se basant sur les ressources informatiques, qui représentent les nouvelles tendances de l'ingénierie, nous avons pu mener à bien cette tâche. Enfin, nous espérons que cette modeste contribution servira d'approche pour atteindre l'objectif du projet.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

[1] : Données recueillies auprès du Bureau d'Étude Technique en Hydraulique KHAMADJ.L

[2] : [CLIMATE-DATA.ORG](https://climate-data.org) (2020).

[3] : DRE Wilaya du sétife. (s.d.).

[4] : GODART, H. (2008). Adduction et distribution d'eau. Technique de l'Ingénieur.

[5] : M^{me}. Rezig. A. (2020) **polycopie de cours AEP. Université de Bouira**

[6] : VALIRON, F., "Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau de l'assainissement"

Tome 1 : eau dans la ville alimentation en eau, Edition Tec & Doc, 1994.

[7] : Zerdane, F., Idjraoui, N. (2016). Etude des réseaux de distribution en eau potable et d'assainissement des eaux usées du Pos Airis, commune de Chellata, Daïra d'Akbou, W. Bejaïa. Mémoire de fin d'études, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 150 pages.

[8] : Rossman, L.A. (2003). EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. Manuel de l'Utilisateur, 222 pages.

[9] : Dupont, A. (1979). Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages.

[10] : Berreksi, A. (2015). Hydraulique 3, Polycopié de cours. L3 Hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 55pages.

[11] : Mémoire de fin d'études, université de Bejaia, Algérie, 2015« Alimentation en eau potable De la commune de BOUDJELLIL wilaya de BEJAIA ».

ملخص

Résumé

Abstract

Références Bibliographiques.

ملخص:

تهدف هذه الدراسة إلى التصدي لنقص المياه الصالحة للشرب في بني قشة، حاليًا، تواجه هذه المشنة نقصًا في المياه الصالحة للشرب بسبب نقص الموارد المائية، وزيادة السكان، وتغير أساليب الحياة في المنطقة. وبالتالي، يهدف المشروع إلى توفير حل مستدام من خلال ضمان توفير كافٍ من المياه الصالحة للشرب لتلبية الاحتياجات المتزايدة للسكان المحليين.

تهدف هذه الرسالة إلى دراسة تصميم شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب المشنة (CHOUARA I CHOUARA II)، الهدف الرئيسي هو ضمان ضغوط وسرعات تدفق مناسبة في شبكة التوزيع. لتحقيق ذلك، يتم إجراء تحليل معمق لتحديد المعلمات الضرورية للتصميم الأمثل للشبكة. يتم التركيز على تصميم نظام فعال يلبي احتياجات المياه الصالحة للشرب المشنة مع ضمان توزيع متوازن وموثوق به.

قمنا بإجراء دراسة مفصلة لشبكة التوزيع المشنة (CHOUARA I CHOUARA II)، من خلال تحليل سيناريوهات مختلفة للاستخدام باستخدام نماذج المحاكاة وتحليل السلوك. بناءً على هذا التحليل، قمنا بوضع توصيات لضمان العمل السليم للشبكة. تم وضع هذه التوصيات مع مراعاة القيود الخاصة للشبكة، واحتياجات المياه الصالحة للشرب المشنة، والمتطلبات التقنية لضمان توزيع فعال وموثوق.

Résumé :

Cette étude vise à résoudre le problème de pénurie d'eau potable dans les mechtas de Beniguecha (CHOUARA I, CHOUARA II - TORCHE). Actuellement, ces communautés font face à une insuffisance des ressources en eau, due à la croissance démographique et aux changements de mode de vie dans la région. Ainsi, ce projet a pour objectif de fournir une solution durable en garantissant un approvisionnement adéquat en eau potable pour répondre aux besoins croissants de la population locale.

Le présent mémoire a pour objectif d'étudier le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable des mechtas (CHOUARA I, CHOUARA II). L'objectif principal est d'assurer des pressions et des vitesses d'écoulement adéquates dans le réseau de distribution. Pour cela, une analyse approfondie est réalisée afin de déterminer les paramètres nécessaires au dimensionnement optimal du réseau. L'accent est mis sur la conception d'un système efficace qui répond aux besoins en eau potable des mechtas tout en assurant une distribution équilibrée et fiable.

Nous avons réalisé une étude approfondie du réseau de distribution des mechtas (CHOUARA I, CHOUARA II) en analysant différentes situations de sollicitation à l'aide de modèles de simulation et d'analyses de comportement. Sur cette base, nous avons formulé des recommandations visant à garantir le bon fonctionnement du réseau. Ces recommandations ont été élaborées en tenant compte des contraintes spécifiques du réseau, des besoins en eau potable des mechtas et des exigences techniques pour assurer une distribution efficace et fiable.

Abstract:

This study aims to address the shortage of drinking water in Beniguecha (CHOUARA I, CHOUARA II - TORCHE). Currently, these communities face a lack of drinking water due to insufficient water resources, population growth, and changes in lifestyle in the region. Thus, the project aims to provide a sustainable solution by ensuring an adequate supply of drinking water to meet the increasing needs of the local population.

This report aims to study the design of the potable water supply network for the communities of CHOUARA I and CHOUARA II. The main objective is to ensure adequate pressures and flow velocities in the distribution network. To achieve this, a thorough analysis is conducted to determine the necessary parameters for the optimal design of the network. The emphasis is on designing an efficient system that meets the drinking water needs of the communities while ensuring balanced and reliable distribution.

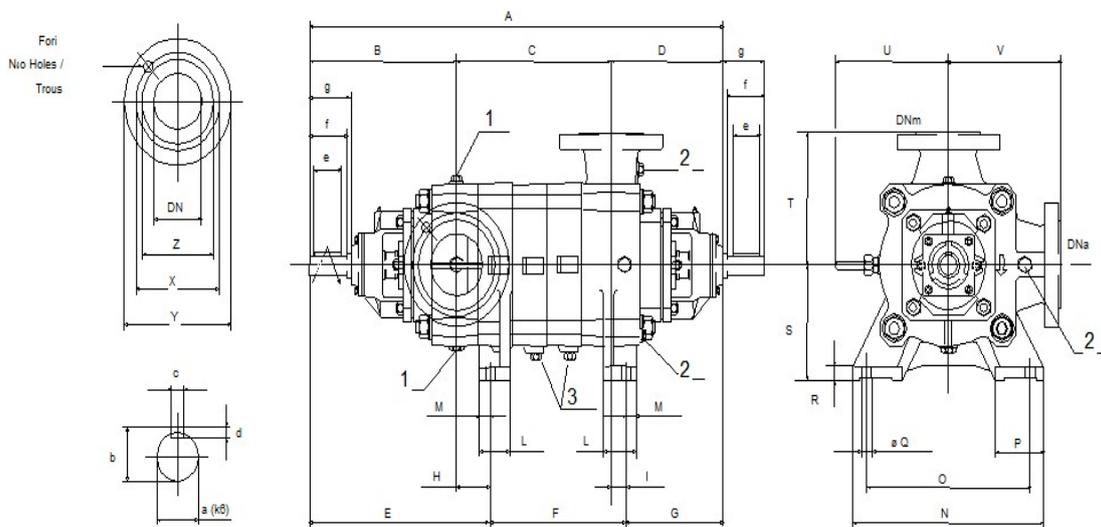
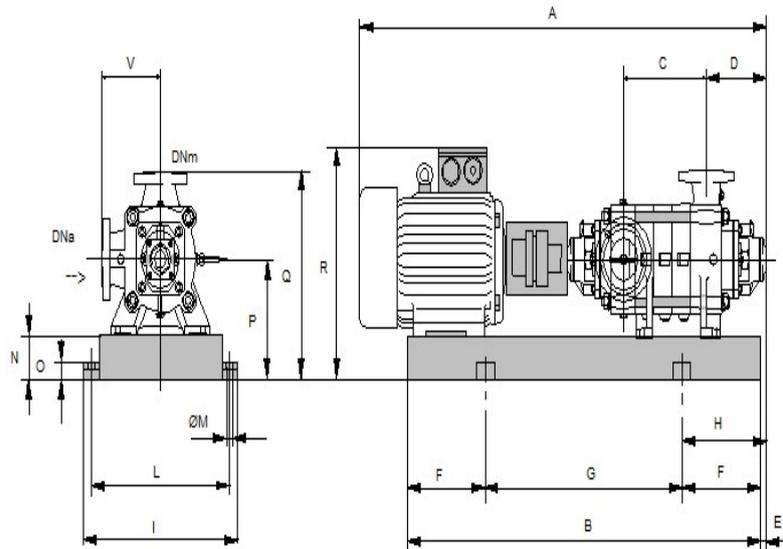
Annexe

Annexe (I) : Prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16, PN20)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.55
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4	PE 100	387.50	90	73.6	8.2	PE 100	566.74
110	96.8	6.6		577.28	110	90	10.0		840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4		17101.74	630	515.6	57.2		25408.31

Annexe

Annexe (2) : les dimensions du la pompe



Annexe

Annexe (3) : Détail de courbe caractéristique de la pompe de la str1 donné par CAPRARI.

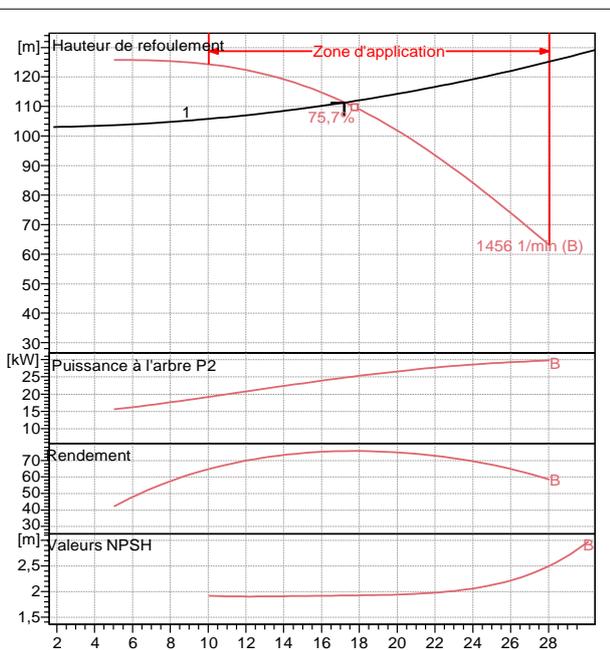
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/7 B	
Caractéristiques requises	
Débit	17.2 l/s
Hauteur de refoulement	111 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17.2 l/s
Hauteur de refoulement	111 m
Puissance absorbée	24,8 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	127 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	612 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

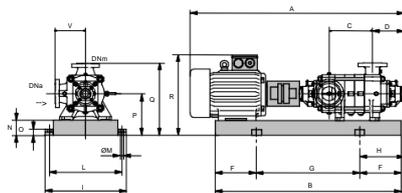


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
17.2	111	24,8	75,7	1,92

Dimensions mm

A = 1915
B = 1630
C = 545
D = 293
DNa = 125
DNm = 100
E = 210
F = 250
G = 1130
H = 460
I = 600
L = 550
M = 20
N = 120
O = 42
P = 345
Q = 615
R = 595
V = 270



Notes:

Date 13.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe

Annexe (4) : Abaque de MOODY.

