



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BELMAHBOUL Yasser

BENKEDIDAH Adil

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA REGION DE AIN MELLOUK (W.MILA)

Soutenu le **29 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr HADDAD.S**
- Examineur : **Mr BENDAHMANE.I**
- Promoteur : **Mr BELHOCINE.M**

Remerciement

Tout d'abord nous remercions notre dieu qui nous a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

Nous remercions mon promoteur M.BELHOCINE pour son aide et ces conseils durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons également à remercier :

Tous nos enseignants du laboratoire Hydraulique.

Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner notre travail et de l'apprécier à sa juste valeur.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, pour tout le soutien, le sacrifice et l'amour qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur bénédiction m'accompagne toujours, et que Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

Dédicace à :

- ❖ Mes chers frères; Nedjmeddine, Fatah et mes chers sœurs; Amina, Assia, Yasmine et toute ma famille.
- ❖ Mes amis de l'enfance et de l'universitaire.

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ADIL

DEDICACE

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

- ❖ A mes très chers parents.
- ❖ A mes sœurs et toute la famille.
- ❖ A mes amis de Bejaia : Moustafa, Ninja, Yasser, Appachi, Salah, Chaker, Ahmed, Allaoua, Vaïi, Djo, Idriss, Anis , Mimou , Kamal, Hicham, Amine, Mamouni et tout l'équipe de Targa.....
- ❖ A tous mes amis de Mila : Rouje Tahar, Hamza, Pouchto, Amar, Badri, Bourass, Djalal, Abed Assalam
- ❖ A tout personé ayant contribué de près ou de loin de la réalisation de ce travail.

YASSER

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1.Présentation du site	2
I .1.1.Géographie et population	2
I .1.2.Climatologie	2
I .1.2.1.Climat	2
I .1.2.2.Pluviométrie.....	3
I .1.2.3.Température.....	3
I .1.2.4. Vent	3
I .1.3.Interprétation de la carte climatique de l'ANRH.....	3
I .1.4.Topographie	3
I .1.4.1.Les reliefs et altitudes	3
I .1.4.2.Les pentes	3
I .1.5.Situation hydraulique et les ressources en eau	4
I .2.Estimation des besoins en eau	6
I .2.1.Estimation de la population	6
I .2.2.Choix de la norme de consommation	6
I .2.3.Evaluation de la demande globale en eau	7
I .2.3.1.Besoins en eau domestique	7
I .2.3.2.Besoins domestique de chaque zone	7
I .2.3.3.Besoins en eau des équipements publics par zone	8
I.2.3.4.Récapitulation de la consommation moyenne journalier actuelle	11
I .2.4.Besoins d'équipements à long terme	12
I .2.4.1.Récapitulation des besoins en eau totaux	12
I .2.5.Etude des variations des débits journaliers	13
I .2.5.1.Coefficients d'irrégularité journalière	13
a) Coefficients d'irrégularité journalière maximum	13
b) Coefficients d'irrégularité journalière minimum	13
I .2.5.2.Consommation maximale journalière	13
I .2.5.3.Consommation minimale journalière	14
I .2.6.Etude des variations des débits horaires	14
I .2.6.1.Débit moyen horaire	14
I .2.6.2.Coefficients d'irrégularité horaires	15
a) Coefficients d'irrégularité horaire maximum	15
b) Coefficients d'irrégularité horaire minimum	15
I .2.6.3.Débit maximum horaire	15
I .2.6.4.Débit minimal horaire	16
I .2.7.Evaluation de la consommation par tranche horaire	17
I .2.7.1.Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2046	18
I .3.Conclusion	20

Chapitre II : ouvrages de stockage

II.1.Introduction	21
II.2.Rôle et utilité des réservoirs	21
II.3.L'emplacement des réservoirs	21
II.4.Classification des réservoirs.....	21

II.4.1.Selon la situation des lieux.....	21
II.4.2.Selon la forme de la cuve	22
II.4.3.Selon le matériau de construction	22
II.4.4.Selon l'utilisation	22
II.4.5.Selon la complexité de la construction.....	22
II.5.Équipement des réservoirs	22
II.5.1.Conduite d'adduction	22
II.5.2.Conduite de distribution	23
II.5.3.Conduite de trop-plein.....	23
II.5.4.Conduite de vidange.....	23
II.5.5.Conduit BY-PASS.....	24
II.5.6.Matérialisation de la réserve d'incendie.....	24
II.6.Détermination de la capacité	24
II.6.1.Détermination de la capacité par la méthode analytique	24
II.7.Conclusion.....	29

Chapitre III : Adduction

III.1.Introduction.....	30
III.2.Critères de choix de tracé.....	30
III.3.Choix de type des conduites	30
III.4.Organes et accessoires de l'adduction	31
III.4.1.Organes de sectionnement	31
III.4.2.Organes de protection	32
III.4.3.Organes de régulation	33
III.4.4.Organes de branchement	34
III.5.Etude Technico-économique	34
III.5.1.Calcul du diamètre économique.....	34
III.5.2.Calcul de la vitesse.....	34
III.5.3.Calcul des pertes de charges	34
III.5.4.Pertes de charge linéaire HL	35
III.5.5.Pertes de charge singulières HS	35
III.5.6.Pertes de charge totales HT.....	36
III.5.7.Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT.....	36
III.5.8.Puissance absorbée par la pompe.....	36
III.5.9.Énergies annuelle consommées par la pompe	36
III.5.10.Frais d'exploitation.....	36
III.5.11.Frais d'amortissement	37
III.5.12.Bilan économique	37
III.6.Calcul des diamètres économiques pour la conduite d'adduction	37
III.6.1.Adduction par refoulement	37
III.6.2.Adduction gravitaire	41
III.7.Conclusion	42

Chapitre IV : pompes

VI.1.Introduction.....	43
VI.2.Classification des pompes.....	43
VI.3.Choix du type de la pompe	44
VI.4.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	45
VI.4.1.La vitesse de rotation (N)	45
VI.4.2.Le débit de pompage (Q)	45

VI.4.3.La hauteur manométrique totale (HMT)	45
VI.4.3.1.Hauteur géométrique d'aspiration (Ha	45
VI.4.3.2.Hauteur géométrique de refoulement (Hr)	45
VI.4.3.3Pertes de charges (Ja+Jr)	45
VI.4.4.Les puissances utiles et absorbées	45
VI.4.4.1.Puissance absorbée par la pompe	45
VI.4.4.2.Puissance hydraulique ou utile (Pu)	45
VI.4.5.Le rendement de la pompe.....	45
VI.5.Les courbes caractéristiques	46
VI.5.1.Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	46
a)La courbe débit-hauteur	46
b)La courbe puissance-débit	46
c)La courbe rendement-débit	46
VI.5.2.Courbes caractéristiques de la conduite.....	46
VI.6.Couplage d'une pompe	47
VI.6.1.Couplage en parallèle	47
VI.6.2.Couplage en série.....	47
VI.7.Point de fonctionnement	48
VI.7.1.Recherche du point de fonctionnement	48
VI.7.2.Réalisations du point de fonctionnement désire	48
VI.8.Etude de la cavitation.....	51
VI.9.Choix des pompes du projet	53
VI.9.1.Conduite d'adduction SP AIN CHEIKH-R1000	53
VI.9.2.Conduite d'adduction SP TABASBEST-R500	54
VI.10.Conclusion	55

Chapitre V : distribution

V.1Introduction	56
V.2.Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable	56
V.2.1.Les réseaux maillés	56
V.2.2.Réseaux ramifié.....	56
V.2.3.Réseaux mixte	57
V.3.Choix du type de matériaux	57
V.4.Equipement du réseau de distribution	58
V.5.Conception du réseau de distribution	58
V.6.Principe de tracé d'un réseau maillé	59
V.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution	59
V.7.1.Calcul des débits	59
a) calcul des Débits des pointes	59
b) Calcul des débits spécifiques	59
c) Calcul des débits en route	60
d) Calcul des débits aux Nœuds.....	60
V.7.2.Modélisation et simulation du réseau.....	60
V.7.3.Présentation du logiciel EPANET.....	60
V.7.4.Utilisation du logiciel EPANET	60
V.7.5.Modélisation du réseau	61
V.7.6.Simulation du réseau	61
V.8.Cas de pointe.....	61

V.8.1.Calcul hydraulique pour la zone 01	61
V.8.2.Calcul hydraulique pour la zone 02	64
V.8.3.Calcul hydraulique pour la zone 03	66
V.9.Cas de pointe + incendie	70
V.9.1.Etat du réseau après simulation.....	70
V.10.Conclusion	72

Chapitre VI : protection et pose des conduites

VI.1.Introduction.....	73
VI.2. Le phénomène du coup de bélier	73
VI.2.1.Vue sur le phénomène	73
VI.2.2. Analyse physique du coup de bélier	74
VI.3.Moyens de protection contre le coup de bélier.....	75
VI.3.1.Les volants d’inerties.....	75
VI.3.2.Les cheminées d’équilibre	75
VI.3.3.Les réservoirs d’air	76
VI.3.4.Soupapes de décharge.....	77
VI.3.5.Les ventouses.....	77
VI.4.Etude du coup de bélier	77
VI.4.1.Partie refoulement	77
VI.4.1.1.Calcul des valeurs des coups de bélier	77
VI.4.1.2.Dimensionnement du réservoir d’air	79
a) Méthode de VIBERT	79
b) Méthode de BERGERON	79
VI.4.1.3.l’explication graphique	82
VI.4.1.4.Tracé de l’épure de BERGERON	83
VI.4.2.Partie gravitaire.....	84
VI.5.Pose des canalisations.....	84
VI.5.1.Principe de pose des canalisations.....	84
VI.5.1.1Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	84
VI.5.1.2.Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	85
VI.5.1.3.Pose de canalisation en galerie	85
VI.5.1.4.Pose de canalisation par Traversée d’une rivière	86
VI.5.2.aménagement du lit de pose	86
VI.5.3.la mise en place des canalisations.....	87
VI.5.4. Mode d’assemblage des tubes en PE.....	87
VI.5.4.1.L’électro-soudage	87
VI.5.4.2.Soudage bout à bout.....	87
VI.6.Conclusion	87
Conclusion générale.....	88

Liste des tableaux

Tableau(I-1) : Répartition mensuelle et saisonnière des précipitations	2
Tableau(I-2) : Répartition mensuelle et saisonnière des températures	3
Tableau(I-3) : Ressources en eaux mobilisées	4
Tableau(I-4) : L'évaluation de la population	6
Tableau(I-5) : besoins domestiques à différents horizons.....	7
Tableau(I-6) : besoins domestiques à différents horizons pour les trois zones.....	7
Tableau(I-7) : Besoins en eau des équipements publics	8
Tableau(I-8) : Besoins en eau des équipements publics	9
Tableau(I-9) : Besoins en eau des équipements publics	10
Tableau(I-10) : récapitulation des besoins actuels	11
Tableau(I-11) : Besoins d'équipement à long terme.....	12
Tableau(I-12) : Récapitulation des besoins en eau totaux.....	13
Tableau(I-13) : variations des débits journaliers.....	14
Tableau(I-14) : valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau(I-15) : valeurs du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau(I-16) : variations des débits horaires	16
Tableau(I-17) : Répartition horaire du débit maximal journalier en pourcentage et en fonction du nombre d'habitants	17
Tableau(I-18) : Variation du débit horaire pour la zone 01 et 02	18
Tableau(I-19) : Variation du débit horaire pour la zone 03.....	19
Tableau(I-20) : Débit maximum et minimum horaire aux différents horizons	19
Tableau(II.1) : calcul de la capacité du réservoir R1 de la zone 01	25
Tableau(II.2) : calcul de la capacité du réservoir R2 de la zone 02	26
Tableau(II.3) : calcul de la capacité du réservoir R3 de la zone 03	27
Tableau(III-1) : Détermination de la HMT de la conduite d'adduction F1	38
Tableau(III-2) : Frais d'exploitation de la SP AIN CHEIKH	38
Tableau(III-3) : Frais d'amortissement de la conduite SP AIN CHEIKH-R1000.....	39
Tableau(III-4) : Bilan global des frais De la conduite SP AIN CHEIKH-R1000.....	39
Tableau(III-5) : Détermination de la HMT de la conduite d'adduction F2	40
Tableau(III-6) : Frais d'exploitation de la SP TABASBEST.....	40
Tableau(III-7) : Frais d'amortissement de la SP TABASBEST-R500.....	40
Tableau(III-8) : Bilan global des frais De la conduite SP TABASBEST-R500	40
Tableau(IV-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température	52
Tableau(IV-2) : les caractéristique de la pompe choisie F1	54
Tableau(IV-3) les caractéristique de la pompe choisie F2.....	55
Tableau(V-1) : calcule des débits spécifiques.....	59
Tableau(V-2) : calcul hydraulique -ZONE 01-	61
Tableau(V-3) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 01-	63
Tableau(V-4) : calcul hydraulique -ZONE 02-	64
Tableau(V-5) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 02-	65
Tableau(V-6) : calcul hydraulique -ZONE 03-	66
Tableau(V-7) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 03-	68

Tableau(V-8) : calcul hydraulique cas de point +incendie -ZONE01-	70
Tableau(VI-1) : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions	78
Tableau(VI-2) : développement des résultats de calcul du réservoir d'air.....	82

Liste des figures

Figure (I-1) : carte administrative de la wilaya de Mila.....	5
Figure (II-1) : conduite d'adduction.....	22
Figure (II-2) : conduite de distribution.....	23
Figure (II-3) : Matérialisation de la réserve d'incendie	23
Figure (III-1) : Robinet vanne à opercule.....	32
Figure (III-2) : Robinet vanne papillon	32
Figure (III-3) : ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)	33
Figure (III-4) : clapet anti retour	33
Figure (IV-1) : différent type des turbo-pompes	43
Figure (IV-2) : type de la pompe selon la forme de la roue	44
Figure (IV-3) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	46
Figure (IV-4) : Couplage des pompes en parallèle	47
Figure (IV-5) : Couplage des pompes en série.....	47
Figure (IV-6) : point de fonctionnement d'une pompe	48
Figure (IV-7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation	50
Figure (IV-8) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage	50
Figure (IV-9) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	52
Figure (IV-10) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge	52
Figure (IV-11) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge	53
Figure (IV-12) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage 1	53
Figure (IV-13) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage 2.....	54
Figure (V-1) : Schéma de réseau maillé.....	56
Figure (V-2) : Schéma de réseau ramifié	57
Figure (V-3) : Schéma de réseau mixte.....	57
Figure (VI-1) : divers moments du phénomène de coup de bélier.....	74
Figure (VI-2) : volant d'inertie.....	75
Figure (VI-3) : fonctionnement des cheminées d'équilibre	76
Figure (VI-4) : fonctionnement des réservoirs d'air	76
Figure (VI-5) : moyens d'étranglements.....	76
Figure (VI-6) : la soupape de décharge	77
Figure (VI-7) : Variation de la pression absolue en fonction de temps	83
Figure (VI-8) : Epure de BERGERON pour la conduite	83
Figure (VI-9) : pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire	85
Figure (VI-10) : pose d'une canalisation en galerie.....	86
Figure (VI-11) : canalisation traversée d'une rivière	86

Liste des symboles

T : Taux d'accroissement de la population (%)
n : nombre d'années séparent l'année de référence de l'horizon voulu
 P_n : population à l'horizon voulu
 P_0 : population de l'année actuelle ou de référence
 Q_{moyj} : consommation moyenne journalière (m^3 / j)
 Q_i : Dotation journalière (l/j/hab.).
 N_i : Nombre de consommateurs. (Hab.)
 Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière (m^3 / j).
 K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.
 Q_{moyh} : Débit moyen horaire (m^3 / h).
 Q_{maxj} : Débit maximal journalier (m^3 / j).
 $K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.
 A_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.
 B_{max} : coefficient dépend du nombre d'habitants
 α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.
 β_{min} : coefficient dépend du nombre d'habitants
 Q_h : Le débit horaire (l/h)
 $Q_{max j}$: débit maximal journalier l/h
 $V_{maximal}$: volume maximal que peut contenir le réservoir (m^3)
 $P(\%)$: résidu maximal dans le réservoir (%)
 R_+ : valeur maximale dans le réservoir (%).
 R_- : valeur minimale dans le réservoir (%)
 V_T : volume total du réservoir (m^3)
 V_{inc} : volume de la réserve d'incendie (m^3)
D : diamètre (m)
V : volume (m^3)
H : hauteur (m)
 H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m)
S : surface (m^2)
 V_u : Volume utile (maximal de stockage pour la consommation) (m^3)
 P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);
L : Longueur de la conduite (m)
V : Vitesse (m/s)
g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 m/s^2$) ;
 λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.
 K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs
 α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER
Re : Nombre de Reynolds

H_L : Pertes de charge linéaires (m)
 H_S : Pertes de charge singulières (m)
 H_T : Pertes de charge totales (m)
HMT : Hauteur manométrique (m)
ND : Niveau dynamique du plan de pompage(m)
 H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau. (m)
 η : rendement de la pompe
E : énergie consommée par la pompe (kWh).
T : nombre d'heures de pompage (h).
P : prix du kWh (DA)
A : amortissement annuel de la conduite
i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) (%)
n : durée d'exploitation de la conduite
 F_{amor} : Les frais d'amortissement(DA)
 P_U : prix unitaire de la conduite (DA)
 F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA)
 B_L : Le bilan (DA)
 C_{tp} : Cote d'un point
 H_r : Hauteur géométrique de refoulement
 H_a : Hauteur géométrique d'aspiration
 η_p : Le rendement de la pompe.
 P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw)
R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
 H_C : La caractéristique de la conduite
 P_a : La puissance absorbée
N : la vitesse de rotation
 $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m)
 h_v : Tension de vapeur en m pour une température de 20°
 $NPSH_r$: la charge nette à l'aspiration requise
 J_a : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e)
 Q_p : débit de pointe (l/s)
 q_s : débits spécifiques (l/s)
 Q_r : débits en route (l/s)
 Q_{ni} : débit au nœud (l/s)
 Q_{conc} : débit concentré (l/s)
 Q_{tr} : débit de tronçon (l/s)
 L_{i-j} : Longueur du tronçon [i-j] (m)
 $\sum L_i$: somme des Longueurs des tronçons du réseau (m)
a : la célérité de l'onde (m/s)
 V_0 : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s)
B : La valeur maximale du coup de bélier (m)

V_m : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s)

ΔU : Variation du volume d'air

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

Z_0 : Pression absolue.

U_0 : Volume d'air initial

U : Nouveau volume d'air

Z : Pression dans le réservoir d'air

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

V_f : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).

D_t : Diamètre de la tubulure(m)

ΔH_1 : La perte de charge à la montée de l'eau

ΔH_2 : La perte de charge à la descente de l'eau

Introduction générale

Introduction générale

Les ressources en eau, leur disponibilité et leur gestion, la potabilité de l'eau et la pollution sont des questions qui se posent en permanence. Cette matière limitée, coûteuse à produire et à distribuer était toujours la priorité de l'être humain dans sa vie, son développement et son confort. Elle constitue à la fois un élément essentiel et un facteur stratégique à l'aménagement du territoire, à la répartition de la population, à l'urbanisation et aux activités économiques.

Aujourd'hui, l'état Algérien a pris, la protection et la restauration de la qualité des ressources en eau, comme une préoccupation majeure afin de parvenir à un bon état d'approvisionnement et lutter contre le problème de l'insuffisance de l'eau, dans le but de satisfaire sa demande croissante.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons présenter l'étude d'un système de transfert pour alimenter en eau potable la région D'AIN M'LOUK et les petites agglomérations environnantes à partir des deux forages; AIN CHEIKH et TABESBASET, et d'un ensemble des réservoirs situés au niveau des agglomérations concernées, après on va élaborer une étude détaillée du réseau de distribution.

Pour cela on a procédé selon le plan de travail suivant :

- Dans le premier chapitre nous allons présenter le site de notre étude et l'estimation des besoins en eau de la zone concerné.
- Le deuxième chapitre concerne le dimensionnement des réservoirs.
- Dans le troisième chapitre nous allons procéder au dimensionnement de la conduite d'adduction.
- Le quatrième chapitre consistera à choisir les pompes adéquates à notre réseau.
- Au cinquième chapitre nous allons procéder au dimensionnement du réseau de distribution de notre zone d'étude.
- Le sixième chapitre portera sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, et la pose de celles-ci.

Chapitre I :

Présentation du site et Estimation des besoins

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1.Présentation du site :

I.1.1.Géographie et population : [1]

Les localités concernées par notre projet appartiennent à la commune d'Ain Mellouk wilaya de Mila. Située au centre de la wilaya, elle est limitée au Nord par les communes de sidi Khalifa et Ahmed Rachdi, à l'Est par la commune d'Oued el Athamania, au Sud par les communes de Ben Yahia Abderrahmane et de Chelghoum Laid, et à l'Ouest par la commune de Bou Hatem.

La commune d'Ain Mellouk s'étend sur une superficie totale de 124,7 Km² ; et elle compte une population de 16 523 habitants en 2016.

I.1.2.Climatologie : [1]

Compte tenu de l'absence de station météorologique propre à la commune, la caractérisation du climat de cette dernière s'est faite à partir des données de la station de Fedoulès, prise comme référence, car de notre point de vue, elle reflète le mieux les conditions climatiques locales. Ces données sont consolidées par la carte climatique élaborée par l'ANRH.

I.1.2.1.Climat:

Le climat de la région est caractérisé par un climat humide et subhumide aux précipitations appréciables.

I.1.2.2.Pluviométrie:

Les données des précipitations, relevées au niveau de la station de Fedoulès, mettent en relief les aspects ci-après :

- Le volume des précipitations moyennes annuelles est appréciable 974,2 mm
- Près de 80,60 % de pluies sont enregistrées en hiver et en automne
- La période sèche s'étale de Mai juin à début septembre.

Tableau (I-1) : Répartition mensuelle et saisonnière des précipitations en mm.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
	Mois	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	
Pluviométrie	77,60	113,40	186,80	152,20	120,90	134,30	75,80	22,40	9,60	4,30	13,60	63,30	974,2
Total	377,80			407,40			107,80			81,20			
%	38,78			41,82			11,07			8,34			100

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1.2.3. Températures:

Le territoire de la commune se caractérise par des températures froides en hiver et douces en été.

Tableau (I-2) : Répartition mensuelle et saisonnière des températures en °C.

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté			Année
	Mois	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	
Moy. Maxima	21,4	15,7	10,8	10	12	15,5	17,6	21,8	27	31,5	31,5	27,9	20,2
Moy. Minima	10,6	6,2	2,7	2,2	3,1	4,7	6,6	9,8	14	17,1	17,4	15,7	9,2
T° Moyenne	16	11	6,8	6,1	7,6	10,1	12,1	15,8	21	24,3	24,5	21,8	14,7

I.1.2.4. Vents :

Les Vents prédominants sont de direction Nord. Ils sont chargés de l'humidité acquise par un long parcours maritime.

Ils condensent cette humidité sous forme de pluies très abondantes sur les massifs montagneux, et un degré moindre dans les vallées abritées. Ces vents soufflent surtout en période hivernale.

I.1.3. Interprétation de la carte climatique de l'ANRH:

Selon l'interprétation de la carte climatique de l'ANRH, la commune d'Ain Mellouk, se caractérise par un climat de type :

- humide frais dans la partie nord.
- subhumide doux et subhumide frais au niveau de la partie centrale.
- Semi-aride frais pour la partie Sud.

La commune est comprise entre les isohyètes 400 mm et 800 mm avec une pluviométrie qui évolue régulièrement du sud vers le nord de la commune pour atteindre 800 mm.

I.1.4. Topographie : [1]

I.1.4.1. Les reliefs et altitudes:

La commune Ain Mellouk se caractérise par une altitude qui s'élève du Sud vers le Nord.

Cette altitude oscille entre 600 m et un peu plus de 1000 m, avec un point culminant à 1083 m au niveau de Draa El Korba. Les classes altitudinales les plus fréquentes sont celles comprises entre 600 et 800 m.

I.1.4.2. Les pentes:

Des pentes plus ou moins abruptes, généralement entre 12,5% et 25%, couvrent la partie sud-est de la commune.

Les replats rencontrés au niveau de la commune correspondent à des zones peu pentues au niveau de la partie centrale du Nord vers le sud.

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.1.5.Situation hydraulique et les ressources en eau: [1]

La commune d'Ain Mellouk s'inscrit dans les limites du bassin versant de Kébir Rhumel, sous bassin versant de l'Oued Rhumel Seguin.

Au vu de la densité du réseau hydrographique et du niveau des précipitations, nous pouvons conclure que les ressources en eaux de surface de la commune sont appréciables.

Toutefois on relève l'absence de structures de mobilisation des eaux superficielles.

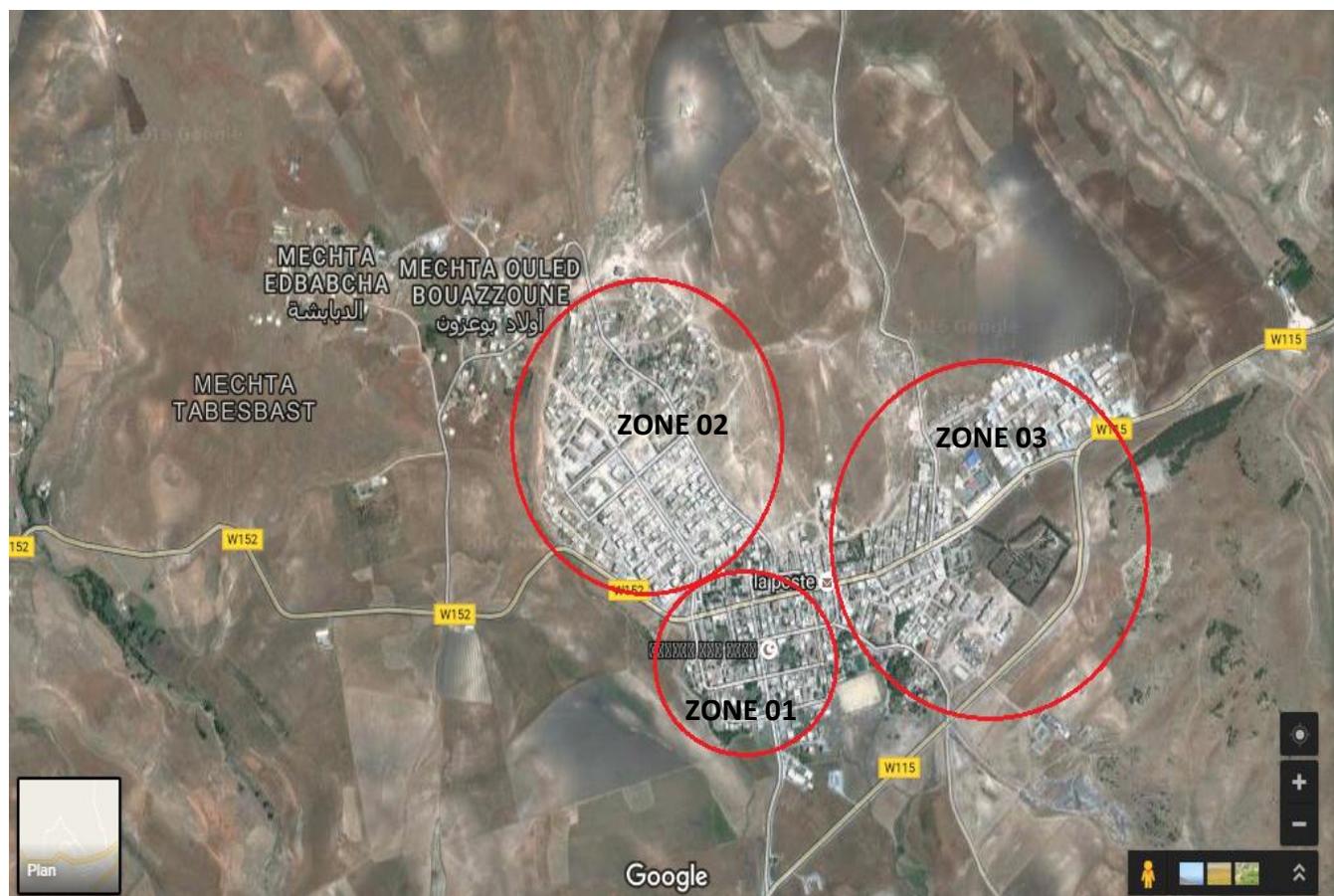
Les ressources en eaux souterraines mobilisées sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I-3) : Ressources en eaux mobilisées

	Les forages			TOTAL HM3/An	%
	N ^{bre}	Débit l/s	HM3/An		
Ain Mellouk	6	120	1,324	1,781	2,96

Sur notre site d'étude on a deux forages qui sont en exploitation :

- Forage AIN CHEIKH : avec un débit de 60 l/s.
- Forage TABASBESET : avec un débit de 20l/s.





(Figure I-1) : Localisation de la région d'étude

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.2.Estimation des besoins en eau :

Chaque agglomération est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de consommation, ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière ou horaire) qui varie selon le type des consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes, développement sanitaire de l'agglomération, climat et la saison.

I.2.1.Estimation de la population :

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques. Dans chaque étude démographique, on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futurs, pour assurer le bon fonctionnement de ces ouvrages, et la satisfaction des besoins dans les années prochaines, en utilisant la formule suivante pour l'estimation de nombre d'habitants sur un horizon de 30 ans :

$$P_n = P_0 \times (1 + T)^n$$

Avec :

- T : Taux d'accroissement de la population.
- n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon voulu.
- P_n : population à l'horizon voulu (2046).
- P_0 : population de l'année actuelle ou de référence (2016).

Le tableau qui suit représente l'évaluation de la population, dont les données sur le nombre d'habitants et le taux d'accroissement :

Tableau (I-4) : L'évaluation de la population

Commune		Population agglomérée	
Code	Nom	Rurale	
43	Wilaya de Mila		
4305	Ain Mellouk	2016	2046
Population		16523	30319
Taux d'accroissement (%)		2.044	-

A l'horizon 2046, le nombre d'habitants total des agglomérations concernées par ce projet sera de 30319 habitants.

I.2.2.Choix de la norme de consommation :

Le choix de la dotation d'une agglomération est fonction de sa population, et elle se diffère d'une commune à une autre :

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

- Commune rurale :
Considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. la dotation est de 125 l/j /hab.; (200l/j/hab. si l'élevage est intensif).
- Commune dont la population est supérieure à 2000 hab.:
 - Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
 - Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Dans notre étude on prend une dotation de 150 l/j/hab.

I.2.3. Evaluation de la demande globale en eau :

I.2.3.1. Besoins en eau domestique :

Les besoins en eau domestique sont évalués à la base de la dotation choisie, et en fonction du nombre d'habitants selon la formule suivante :

$$Q_{\text{moy } j} = q N_i / 1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy } j}$: consommation moyenne journalière (m³/j)
- q_i : Dotation journalière (l/j/hab.).
- N_i : Nombre de consommateurs. (Hab.).

Le tableau qui suit résume les besoins domestiques :

Tableau (I-5) : besoins domestiques à différents horizons

Horizon	2016	2046
Population	16523	30319
Débit moyen journalier (m ³ /j)	2478.45	4547.85

I.2.3.2. Besoins domestique de chaque zone :

Tableau (I-6) : besoins domestiques à différents horizons pour les trois zones

Zones	Population 2016	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Population 2046	Débit moyen journalier (m ³ /j)
ZONE 1	3603	540.45	6611	991.65
ZONE 2	4708	706.20	8639	1295.85
ZONE 3	8212	1231.80	15069	2260.35
TOTAL	16523	2478.45	30319	4547.85

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.2.3.3. Besoins en eau des équipements publics par zone :

ZONE 1 :

Tableau (I-7) : Besoins en eau des équipements publics

DESIGNATION	Capacité		Dotation		Q moy j (m3/j)
BESOINS SCOLAIRES					
Ecole 1 ^{er} cycle	468	élèves	20	l/j/élève	9.36
Annexe C.F.P.A	200	élèves	60	l/j/élève	12.00
BESOINS CULTURELS					
Mosquée	1000	fidèles	5	l/j/fidèle	5.00
Stade + Salle omnisports	6800	m2	1	l/j/m2	6.80
BESOINS COMMERCIAUX					
Abattoir	20	têtes	500	l/j/tête	10.00
Cafés	6	cafés	1000	l/j/café	6.00
Douches + Hammam	4	douches	10000	l/j/douche	40.00
BESOINS DES SERVICES					
Agence postale	1027	m2	1	l/j/m2	1.03
Station de transport	7500	m2	1	l/j/m2	7.50
TOTAL =					97.69

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

ZONE 2 :

Tableau (I-8) : Besoins en eau des équipements publics

DESIGNATION	Capacité		Dotation		Q moy j (m3/j)
BESOINS SCOLAIRES					
Ecole 1 ^{er} cycle	390	élèves	20	l/j/élève	7.80
Ecole 2 ^{eme} cycle	811	élèves	40	l/j/élève	32.44
BESOINS CULTURELS					
Mosquée	1000	fidèles	5	l/j/fidèle	5.00
Centre culturel	5383	m2	1	l/j/m2	5.38
Crèche + jardin d'enfants	1000	m2	1	l/j/m2	1.00
BESOINS COMMERCIAUX					
Cafés	4	cafés	1000	l/j/café	4.00
Douches + Hammam	2	douches	10000	l/j/douche	20.00
TOTAL =					75.62

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

ZONE 3 : *Tableau (I-9) : Besoins en eau des équipements publics*

DESIGNATION	Capacité		Dotation		Q moy j (m3/j)
BESOINS SCOLAIRES					
Ecole 1 ^{er} cycle	1071	élèves	20	l/j/élève	21.42
Ecole 2 ^{eme} cycle	752	élèves	40	l/j/élève	30.08
Ecole 3 ^{eme} cycle	910	élèves	60	l/j/élève	54.60
Annexe C.F.P.A	300	élèves	60	l/j/élève	18.00
BESOINS SANITAIRE					
Hôpital	120	lits	350	l/j/lit	42.00
Polyclinique	20	malades	20	l/j/malade	0.40
Maternité	8	lits	350	l/j/lit	2.80
BESOINS COMMERCIAUX					
Cafés	5	cafés	1000	l/j/café	5.00
Douches + Hammam	4	douches	10000	l/j/douche	40.00
Station de lavage	30	voitures	100	l/j/voiture	3.00
Marché couvert + Aire commerciale	5000	m2	1	l/j/m2	5.00
BESOINS DES SERVICES					
A.P.C	3500	m2	1	l/j/m2	3.50
Agence postale	1223	m2	1	l/j/m2	1.22
Gendarmerie	3300	m2	1	l/j/m2	3.30
Police communale	1800	m2	1	l/j/m2	1.80
Protection civil	1500	m2	1	l/j/m2	1.50
BESOINS INDUSTRIELS					
ZAC (73 lots)	41197	m2	5	l/j/m2	205.99
TOTAL =					439.61

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.2.3.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière actuelle :

Tableau (I-10) : récapitulation des besoins actuels

Zones	Equipements	Qmoy j (m3/j)
Zone 01	Besoins domestiques	540.45
	Besoins scolaires	21.36
	Besoins culturels	11.80
	Besoins commerciaux	56.00
	Besoins services	08.53
Total		638.14
Zone 02	Besoins domestiques	706.20
	Besoins scolaires	40.24
	Besoins culturels	11.38
	Besoins commerciaux	24.00
Total		781.82
Zone 03	Besoins domestiques	1231.8
	Besoins scolaires	124.10
	Besoins sanitaires	45.20
	Besoins commerciaux	53.00
	Besoins services	11.32
	Besoins industriels	205.99
Total		1671.41

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.2.4. Besoins d'équipements à long terme :

Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu.

$$\frac{Q_{equip}(2016)}{Q_{domes}(2016)} = \frac{Q_{equip}(2046)}{Q_{domes}(2046)}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau (I-11) : Besoins d'équipement à long terme

Zone	Besoins d'équipements à l'horizon long terme (m ³ /j)	
	Besoins	2046
Zone 01	besoins domestiques	991.65
	Besoins d'équipement	178.49
	Total	1170.14
Zone 02	besoins domestiques	1295.85
	Besoins d'équipement	138.76
	Total	1434.61
Zone 03	besoins domestiques	2260.35
	Besoins d'équipement	806.68
	Total	3067.03

I.2.4.1. Récapitulation des besoins en eau totaux :

Il n'est pas question de négliger les pertes d'eau dans notre transfert et même dans le réseau de distribution. D'une façon estimative, elles atteignent 20% de la consommation moyenne journalière.

Le tableau qui suit récapitule les résultats des calculs :

Tableau (I-12) : Récapitulation des besoins en eau totaux

Zone	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)	
	2016	2046
Zone 01	765.768	1404.168
Zone 02	938.184	1721.532
Zone 03	2005.692	3680.436
Totale	3709.644	6806.136

I.2.5. Etude des variations des débits journaliers :

Pendant l'année, on a une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de point), et on a une journée où la consommation est faible (débit minimale), cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$.

I.2.5.1. Coefficients d'irrégularité journalière :

a. Coefficients d'irrégularité journalière maximum :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{max.j}$), qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière.

$$K_{max j} = Q_{max j} / Q_{moy j}$$

$K_{max j} \in [1,1 - 1,3]$; On prend : $K_{max j} = 1,3$.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

b. Coefficients d'irrégularité journalière minimum :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min j} = Q_{min j} / Q_{moy j}$$

$K_{min j} \in [0,7 - 0,9]$; On prend : $K_{min j} = 0,9$.

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

I.2.5.2. Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit de la journée la plus chargée de l'année, où la consommation est la plus forte :

$$Q_{max j} = Q_{moy j} * K_{max j}$$

Avec :

- $Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).
- $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.2.5.3. Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit de la journée la moins chargée de l'année, ou la consommation est la plus faible :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\min j}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).
- $K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum.

Le tableau qui suit résume les résultats calculés :

Tableau (I-13) : variations des débits journaliers

ZONES	HORIZON	2016	2046
ZONE 01	Q _{moy j} (m ³ /j)	765.768	1404.168
	K _{max j}	1.30	1.30
	Q _{max j} (m ³ /j)	995.50	1825.42
	K _{min j}	0.90	0.90
	Q _{min j} (m ³ /j)	689.20	1263.75
ZONE 02	Q _{moy j} (m ³ /j)	938.184	1721.532
	K _{max j}	1.30	1.30
	Q _{max j} (m ³ /j)	1219.64	2238
	K _{min j}	0.90	0.90
	Q _{min j} (m ³ /j)	844.37	1549.38
ZONE 03	Q _{moy j} (m ³ /j)	2005.692	3680.436
	K _{max j}	1.30	1.30
	Q _{max j} (m ³ /j)	2607.40	4784.60
	K _{min j}	0.90	0.90
	Q _{min j} (m ³ /j)	1805.12	3312.39
TOTAL	Q _{max j} (m ³ /j)	4822.54	8848.02
	Q _{min j} (m ³ /j)	3338.70	6125.52

I.2.6. Etude des variations des débits horaires :

Pendant la journée la plus chargée de l'année, il y a des heures où la consommation est élevée (heure de pointe), et des heures où la consommation est faible (heure creuse). On distingue le débit maximum horaire et le débit minimum horaire, ils sont caractérisés par des coefficients d'irrégularité $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$.

I.2.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy } h} = Q_{\text{max } j} / 24$$

Avec :

- $Q_{\text{moy } h}$: Débit moyen horaire (m³/h).
- $Q_{\text{max } j}$: Débit maximal journalier (m³/j).

I.2.6.2. Coefficients d'irrégularité horaires :

a. Coefficients d'irrégularité horaire maximum :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau du développement local $\alpha_{\max} \in [1,2 - 1,5]$ pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient lié à l'accroissement de la population. sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau (I-14): valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

population (hab.)10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

b. coefficients d'irrégularité horaire minimum :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau:

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I-15): valeurs du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

population (hab.) 10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
B min	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

I.2.6.3. Débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max h} = Q_{\text{moy h}} * K_{\max h}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m³/h).
- $K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

I.2.6.4. Débit minimal horaire :

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation, et sur la détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy h}} * K_{\min h}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (I-16): variations des débits horaires

Zone	Année	$Q_{\text{moy h}}$ (m^3/h)	α max	β max	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}}$ (m^3/h)	α min	β min	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}}$ (m^3/h)
Zone 01	2016	41.50	1,3	1.55	2.015	83.62	0,5	0.15	0.075	3.11
	2046	76.10	1,3	1.4	1.82	138.50	0,5	0.25	0.125	9.51
Zone 02	2016	50.33	1,3	1.5	1.95	98.14	0,5	0.2	0.1	5.03
	2046	93.25	1,3	1.35	1.755	163.65	0,5	0.325	0.163	15.20
Zone 03	2016	108.64	1,3	1.35	1.755	190.66	0,5	0.325	0.163	17.71
	2046	199.36	1,3	1.25	1.625	323.96	0,5	0.45	0.225	44.86

I.2.7. Evaluation de la consommation par tranche horaire:

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée, en fonction de nombre des habitants :

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

Tableau (I-17): Répartition horaire du débit maximal journalier en pourcentage et en fonction du nombre d'habitants.

Heurs	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	4.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
	100	100	100	100	100

I.2.7.1. Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2046:

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P * Q_{\max} / 100$$

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

Avec :

- Q max j : débit maximal journalier.
- P : pourcentage horaire.

Le tableau suivant résume la répartition horaire du débit pour l'horizon 2046 :

Tableau (I-18): Variation du débit horaire pour la zone 01 et 02

	Zone 01				Zone 02			
	Qmax j		Cumulée		Qmax j		Cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1	18.25	1	18.25	1	22.38	1	22.38
1-2	1	18.25	2	36.50	1	22.38	2	44.76
2-3	1	18.25	3	54.75	1	22.38	3	67.14
3-4	1	18.25	4	73	1	22.38	4	89.52
4-5	2	36.51	6	109.51	2	44.76	6	134.28
5-6	3	54.76	9	164.27	3	67.14	9	201.42
6-7	5	91.27	14	255.54	5	111.90	14	313.32
7-8	6.5	118.65	20.5	374.19	6.5	145.47	20.5	458.79
8-9	6.5	118.65	27	492.84	6.5	145.47	27	604.26
09-10	5.5	100.39	32.5	593.23	5.5	123.09	32.5	727.35
10-11	4.5	82.14	37	675.37	4.5	100.71	37	828.06
11-12	5.5	100.39	42.5	775.76	5.5	123.09	42.5	951.15
12-13	7	127.78	49.5	903.54	7	156.66	49.5	1107.81
13-14	7	127.78	56.5	1031.32	7	156.66	56.5	1264.47
14-15	5.5	100.39	62	1131.71	5.5	123.09	62	1387.56
15-16	4.5	82.14	66.5	1213.85	4.5	100.71	66.5	1488.27
16-17	5	91.27	71.5	1305.12	5	111.90	71.5	1600.17
17-18	6.5	118.65	78	1423.77	6.5	145.47	78	1745.64
18-19	6.5	118.65	84.5	1542.42	6.5	145.47	84.5	1891.11
19-2	5	91.27	89.5	1633.69	5	111.90	89.5	2003.01
20-21	4.5	82.14	94	1715.83	4.5	100.71	94	2103.72
21-22	3	54.76	97	1770.59	3	67.14	97	2170.86
22-23	2	36.51	99	1807.10	2	44.76	99	2215.62
23-24	1	18.25	100	1825.35	1	22.38	100	2238
	100	1825.4			100	2238		

Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau

Tableau (I-19): Variation du débit horaire pour la zone 03

Heure	Zone 03			
	Qmax.j		Cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1.5	71.77	1.5	71.77
1-2	1.5	71.77	3	143.54
2-3	1.5	71.77	4.5	215.31
3-4	1.5	71.77	6	287.08
4-5	2.5	119.62	8.5	406.70
5-6	3.5	167.46	12	574.16
6-7	4.5	215.31	16.5	789.47
7-8	5.5	263.15	22	1052.62
8-9	6.25	299.04	28.25	1351.66
09-10	6.25	299.04	34.5	1650.70
10-11	6.25	299.04	40.75	1949.74
11-12	6.25	299.04	47	2248.78
12-13	5	239.23	52	2488.01
13-14	5	239.23	57	2727.24
14-15	5.5	263.15	62.5	2990.39
15-16	6	287.08	68.5	3277.47
16-17	6	287.08	74.5	3564.55
17-18	5.5	263.15	80	3827.70
18-19	5	239.23	85	4066.93
19-20	4.5	215.31	89.5	4282.24
20-21	4	191.38	93.5	4473.62
21-22	3	143.54	96.5	4617.16
22-23	2	95.70	98.5	4712.86
23-24	1.5	71.77	100	4784.63
	100	4784.60		

Le tableau qui suit résume les résultats de la répartition horaire du débit (Qmax.h et Q min.h) pour les différents horizons :

Tableau (I-20): Débit maximum et minimum horaire aux différents horizons.

Zone		2016	2046
Zone 01	Q max h (m³/h)	69.69	127.78
	Q min h (m³/h)	9.96	18.25
Zone 02	Q max h (m³/h)	85.40	156.66
	Q min h (m³/h)	12.20	22.38
Zone 03	Q max h (m³/h)	182.52	299.04
	Q min h (m³/h)	26.10	71.77

I.3.Conclusion :

Dans ce chapitre on a abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude ou on a aperçu une population totale de 30 319 habitants, à l'horizon 2046.

Après avoir estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2046, on a constaté que le débit fourni par les deux forages AIN CHEIKH et TABESBASET, répondent aux besoins actuels, à court et à moyen terme, mais ne suffisent pas à la satisfaction des besoins à long terme de la population.

Cette situation nous a incitées à faire les recommandations suivantes :

- 1- réalisation d'un nouveau forage.
- 2- transfert à partir du barrage de BENI HAROUN.

On se basera sur ces résultats pour le dimensionnement des ouvrages constituant notre projet dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II :
Ouvrages de stockage

II.1. Etude des ouvrages de stockage :

Introduction :

Un réservoir est un ouvrage hydraulique de grande importance dans un réseau d'alimentation en eau potable, aménagé pour contenir de l'eau soit potable soit destiné à la consommation publique, soit pour l'usage industriel, pour pouvoir restituer l'eau dans les heures de pointe.

Il est essentiellement un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les Réseaux de distribution.

II.2. Rôle et utilité des réservoirs : [9]

- **Régulateur et accumulateur :**

Le réservoir a le pouvoir de régulateur aux variations de la consommation. Pendant la période où la consommation excède la production, il se vide et il se remplit par contre, aux heures creuses où la consommation est inférieure à la production.

- **Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution :**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans le point très éloigné.

- **Régulariser le fonctionnement de la pompe :**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant des heures de pointe).

- **Utilité pour briser la charge :**

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

- **Assurer la réserve d'incendie :**

Le réservoir doit contenir en tout temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

II.3. L'emplacement des réservoirs : [8]

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre, tenant compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et d'exploitation.

Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de l'agglomération en question.
- L'état du relief de la région qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économiques suivant :
- Simplicité de réalisation du coffrage.
- Etanchéité plus facile à réaliser.

II.4. Classification des réservoirs : [3]

On peut classer les réservoirs :

II.4.1. Selon la situation des lieux :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés.

II.4.2. Selon la forme de la cuve :

- Réservoir carré.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir circulaire.
- Réservoir de forme quelconque.

II.4.3. Selon le matériau de construction :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armée.

II.4.4. Selon l'utilisation :

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

II.4.5. Selon la complexité de la construction :

- Réservoirs simples.
- Réservoirs multiples.
- Réservoirs superposés.
- Réservoirs superposés et multiples.

II.5. Équipement des réservoirs : [3]

Chaque réservoir doit être équipé de :

II.5.1. Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure (II-1)).

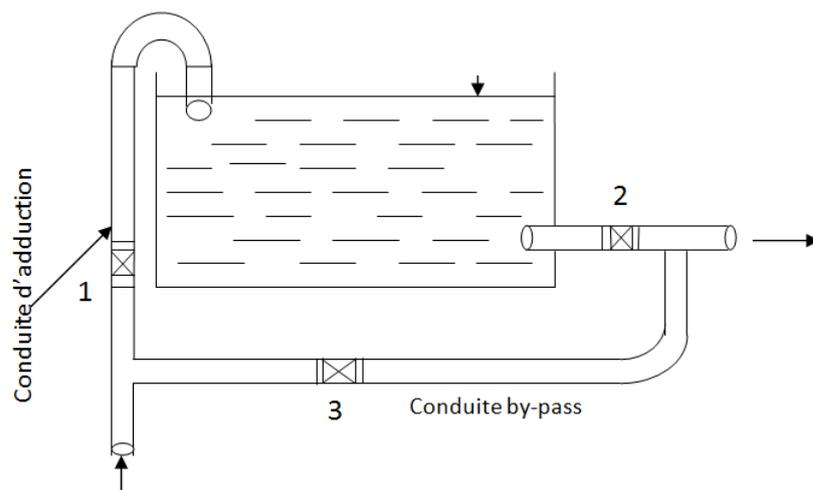


Figure (II-1) : conduite d'adduction

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum. L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

II.5.2. Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure (II-2)).

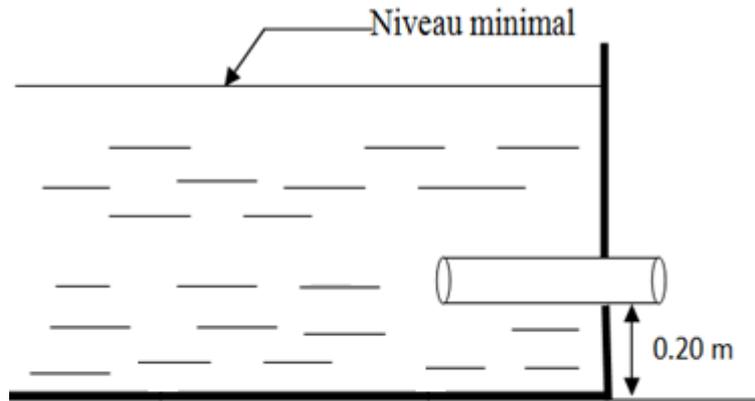


Figure (II-2) : conduite de distribution

II.5.3. Conduite de trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

II.5.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (Figure (II-3)).

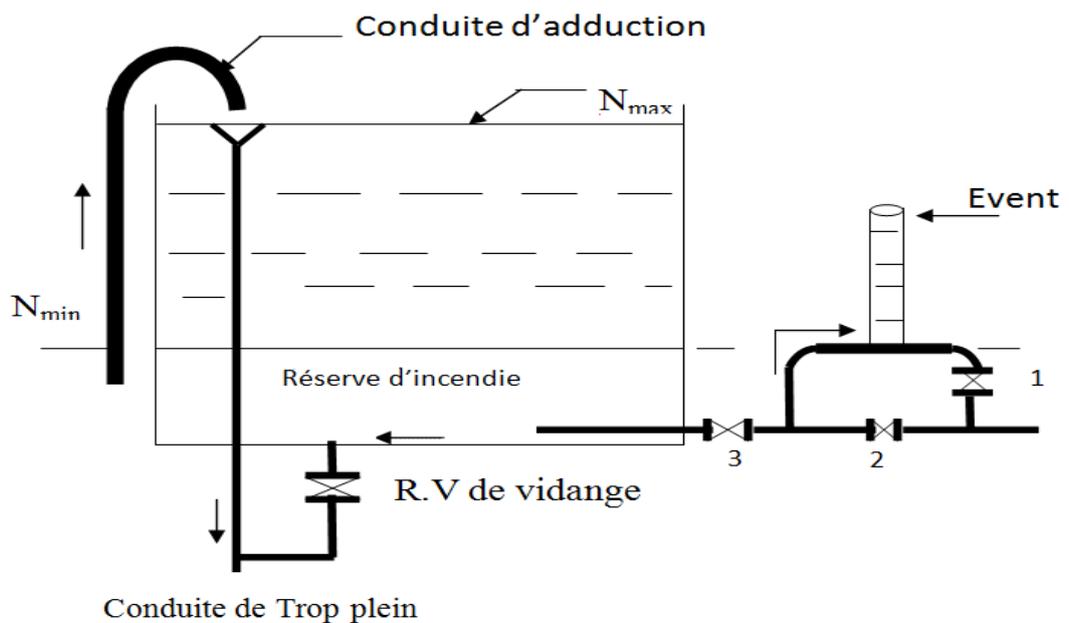


Figure (II-3): Matérialisation de la réserve d'incendie

II.5.5. Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (Figure (II-1)). Elle a le rôle d'assurer la distribution pendant le nettoyage du réservoir, son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé.
- En by-pass : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

II.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (Figure (II-3)) :

(En temps normale: 1 est fermé 2 est ouvert. En cas d'incendie il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'évent du siphon interdit l'utilisation d'au-dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

- normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

II.6. Détermination de la capacité :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

Le calcul de la capacité peut se faire par deux méthodes

- ✓ Méthode analytique.
- ✓ Méthode graphique.

II.6.1. Détermination de la capacité par la méthode analytique :

A partir du régime de consommation pris en fonction du nombre d'habitants et le régime de la station de pompage avec un temps de fonctionnement de 24 h par jour on détermine analytiquement la capacité du réservoir.

$$V_{\text{maximal}} = P\% * Q_{\text{max j}} / 100$$

Avec :

- V_{maximal} : volume maximal que peut contenir le réservoir (m^3).
- $Q_{\text{max j}}$: débit maximal journalier (m^3/j).
- $P(\%)$: résidu maximal dans le réservoir.

Avec :

- $P(\%) = |R_+| + |R_-|$

Avec :

- R_+ : valeur maximale dans le réservoir (%).
- R_- : valeur minimale dans le réservoir (%).

Pour le volume total du réservoir, la réserve d'incendie sera prise en compte, et le volume total est :

$$V_T = V_{\text{max}} + V_{\text{inc}}$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume de la réserve d'incendie pris de 120 m^3 .

Tableau (II-1) : calcul de la capacité du réservoir R1 de la zone 01 alimenté par le R3 (1000m³)

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
00 – 0 1	4.16	75.93	1	18.25	3.16	-	3.16
01 – 0 2	4.16	75.93	1	18.25	3.16	-	6.32
02 – 0 3	4.16	75.93	1	18.25	3.16	-	9.48
03 – 0 4	4.16	75.93	1	18.25	3.16	-	12.64
04 – 0 5	4.16	75.93	2	36.51	2.16	-	14.80
05 – 0 6	4.16	75.93	3	54.76	1.16	-	15.96
06 – 0 7	4.16	75.93	5	91.27	-	0.84	15.12
07 – 0 8	4.16	75.93	6.5	118.65	-	2.34	12.78
08 – 0 9	4.17	76.12	6.5	118.65	-	2.33	10.45
09 – 1 0	4.17	76.12	5.5	100.39	-	1.33	9.12
10 – 1 1	4.17	76.12	4.5	82.14	-	0.33	8.79
11 – 1 2	4.17	76.12	5.5	100.39	-	1.33	7.46
12 – 1 3	4.17	76.12	7	127.78	-	2.83	4.63
13 – 1 4	4.17	76.12	7	127.78	-	2.83	1.80
14 – 1 5	4.17	76.12	5.5	100.39	-	1.33	0.47
15 – 1 6	4.17	76.12	4.5	82.14	-	0.33	0.14
16 – 1 7	4.17	76.12	5	91.27	-	0.83	-0.69
17 – 1 8	4.17	76.12	6.5	118.65	-	2.33	-3.02
18 – 1 9	4.17	76.12	6.5	118.65	-	2.33	-5.35
19 – 2 0	4.17	76.12	5	91.27	-	0.83	-6.18
20 – 2 1	4.17	76.12	4.5	82.14	-	0.33	-6.51
21 – 2 2	4.17	76.12	3	54.76	1.17	-	-5.34
22 – 2 3	4.17	76.12	2	36.51	2.17	-	-3.17
23 – 2 4	4.17	76.12	1	18.25	3.17	-	0
Total	100 %	1825.35	100 %	1825.35	-	-	-

D'après le Tableau la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |15.96| + |-6.51| = 22.47\%$$

On a: $Q_{\max,j} = 1825.35 \text{ m}^3/\text{j}$

Alors : $V_u = \frac{22.47}{100} * 1825.35 = 410.16 \text{ m}^3$

Et on sait que : $V_T = V_{\text{inc}} + V_u$

Donc : $V_T = 120 + 410.16$

$$V_T = 530.16 \text{ m}^3$$

• **Dimensionnement du réservoir :**

Les dimensions de réservoir (diamètre), se calcule par la formule suivante :

$$D = (4 \cdot V / \pi \cdot H)^{1/2}$$

Avec :

- D : diamètre du réservoir (m).
- V : volume de réservoir (m³).
- H : hauteur de réservoir (m).

On prend la hauteur de réservoir égale 5 m.

Donc :

$$D = (4 \cdot 200 / 3.14 \cdot 5)^{1/2} = 7.14 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la hauteur de réserve d'incendie :**

$$H_{inc} = V_{inc} / S$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- V_{inc} : volume d'incendie (m³).
- S : surface de fond réservoir (m).

Donc :

$$H_{inc} = 120 / 40.02 = 2.99 \text{ m}$$

Tableau (II-2) : calcul de la capacité du réservoir R2 de la zone 02 alimenté par le FORAGE TABASBEST

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
00 – 0 1	4.16	93.10	1	22.38	3.16	-	3.16
01 – 0 2	4.16	93.10	1	22.38	3.16	-	6.32
02 – 0 3	4.16	93.10	1	22.38	3.16	-	9.48
03 – 0 4	4.16	93.10	1	22.38	3.16	-	12.64
04 – 0 5	4.16	93.10	2	44.76	2.16	-	14.80
05 – 0 6	4.16	93.10	3	67.14	1.16	-	15.96
06 – 0 7	4.16	93.10	5	111.90	-	0.84	15.12
07 – 0 8	4.16	93.10	6.5	145.47	-	2.34	12.78
08 – 0 9	4.17	93.32	6.5	154.47	-	2.33	10.45
09 – 1 0	4.17	93.32	5.5	123.09	-	1.33	9.12
10 – 1 1	4.17	93.32	4.5	100.71	-	0.33	8.79
11 – 1 2	4.17	93.32	5.5	123.09	-	1.33	7.46
12 – 1 3	4.17	93.32	7	156.66	-	2.83	4.63
13 – 1 4	4.17	93.32	7	156.66	-	2.83	1.80
14 – 1 5	4.17	93.32	5.5	123.09	-	1.33	0.47
15 – 1 6	4.17	93.32	4.5	100.71	-	0.33	0.14
16 – 1 7	4.17	93.32	5	111.90	-	0.83	-0.69

17 – 18	4.17	93.32	6.5	145.47	-	2.33	-3.02
18 – 19	4.17	93.32	6.5	145.47	-	2.33	-5.35
19 – 20	4.17	93.32	5	111.90	-	0.83	-6.18
20 – 21	4.17	93.32	4.5	100.71	-	0.33	-6.51
21 – 22	4.17	93.32	3	67.14	1.17	-	-5.34
22 – 23	4.17	93.32	2	44.76	2.17	-	-3.17
23 – 24	4.17	93.32	1	22.38	3.17	-	0
Total	100 %	2238	100 %	2238	-	-	-

D'après le Tableau la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |15.96| + |6.18| = 22.14\%$$

On a: $Q_{\max,j} = 2238 \text{ m}^3/\text{j}$

Alors : $V_u = \frac{22.14}{100} * 2238 = 495.50 \text{ m}^3$

Et on sait que : $V_T = V_{\text{inc}} + V_u$

Donc : $V_T = 120 + 495.50$

$$V_T = 615.50 \text{ m}^3$$

• Dimensionnement du réservoir :

Les dimensions de réservoir (diamètre), se calcule par la formule suivante :

$$D = (4 * V / \pi * H)^{1/2}$$

Avec :

- D : diamètre du réservoir (m).
- V : volume de réservoir (m³).
- H : hauteur de réservoir (m).

On prend la hauteur de réservoir égale 5 m.

Donc :

$$D = (4 * 500 / 3.14 * 5)^{1/2} = 11.29 \text{ m}$$

➤ Calcul de la hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = V_{\text{inc}} / S$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- V_{inc} : volume d'incendie (m³).
- S : surface de fond réservoir (m²).

Donc :

$$H_{\text{inc}} = 120 / 100.06 = 1.19 \text{ m}$$

Tableau (II-3) : calcul de la capacité du réservoir R3 de la zone 03 alimenté par le FORAGE AIN CHEIKH

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
00 – 0 1	4.16	199.04	1.5	71.77	2.66	-	2.66
01 – 0 2	4.16	199.04	1.5	71.77	2.66	-	5.32
02 – 0 3	4.16	199.04	1.5	71.77	2.66	-	7.98
03 – 0 4	4.16	199.04	1.5	71.77	2.66	-	10.64
04 – 0 5	4.16	199.04	2.5	119.62	1.66	-	12.30
05 – 0 6	4.16	199.04	3.5	167.46	0.66	-	12.96
06 – 0 7	4.16	199.04	4.5	215.31	-	0.34	12.62
07 – 0 8	4.16	199.04	5.5	263.15	-	1.34	11.28
08 – 0 9	4.17	199.52	6.25	279.04	-	2.08	9.20
09 – 1 0	4.17	199.52	6.25	279.04	-	2.08	7.12
10 – 1 1	4.17	199.52	6.25	279.04	-	2.08	5.04
11 – 1 2	4.17	199.52	6.25	279.04	-	2.08	2.96
12 – 1 3	4.17	199.52	5	239.23	-	0.83	2.13
13 – 1 4	4.17	199.52	5	239.23	-	0.83	1.30
14 – 1 5	4.17	199.52	5.5	263.15	-	1.33	-0.03
15 – 1 6	4.17	199.52	6	287.08	-	1.83	-1.86
16 – 1 7	4.17	199.52	6	287.08	-	1.83	-3.69
17 – 1 8	4.17	199.52	5.5	263.15	-	1.33	-5.02
18 – 1 9	4.17	199.52	5	239.23	-	0.83	-5.85
19 – 2 0	4.17	199.52	4.5	215.31	-	0.33	-6.18
20 – 2 1	4.17	199.52	4	191.38	0.17	-	6.01
21 – 2 2	4.17	199.52	3	143.54	1.17	-	-4.84
22 – 2 3	4.17	199.52	2	95.70	2.17	-	-2.67
23 – 2 4	4.17	199.52	1.5	71.77	2.67	-	0
Total	100 %	4784.60	100 %	4784.60	-	-	-

D'après le Tableau la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |12.96| + |6.18| = 19.14 \%$$

On a: $Q_{\max,j} = 4784.60 \text{ m}^3/\text{j}$

Alors : $V_u = \frac{19.14}{100} * 4784.60 = 915.80 \text{ m}^3$

Et on sait que : $V_T = V_{\text{inc}} + V_u$

Donc : $V_T = 120 + 915.80$

$$V_T = 1035.80 \text{ m}^3$$

• Dimensionnement du réservoir :

Les dimensions de réservoir (diamètre), se calcule par la formule suivante :

$$D = (4 \cdot V / \pi \cdot H)^{1/2}$$

Avec :

- D : diamètre du réservoir (m).
- V : volume de réservoir (m³).
- H : hauteur de réservoir (m).

On prend la hauteur de réservoir égale 5 m.

Donc :

$$D = (4 \cdot 1000 / 3.14 \cdot 5)^{1/2} = 16 \text{ m}$$

➤ Calcul de la hauteur de réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = V_{\text{inc}} / S$$

Avec :

- H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- V_{inc} : volume d'incendie (m³).
- S : surface de fond réservoir (m²).

Donc :

$$H_{\text{inc}} = 120 / 200.96 = 0.6 \text{ m}$$

II.8. Conclusion :

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un autre réservoir ou non.

La capacité des trois réservoirs (**R1, R2, R3**) est respectivement **200 m³, 500 m³ et 1000 m³** alors que le volume calculé est estimé pour la consommation dépasse ces capacités, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour répondre aux besoins de l'agglomération à l'horizon 2046.

Pour pallier à ce déficit de stockage, trois réservoirs (**R4, R5, R6**) dont la capacité est respectivement de **350 m³** et **150 m³** et **150 m³** seront projetés, le premier sera situé près du réservoir **R1**, le deuxième à proximité du réservoir **R2** et le troisième à proximité du réservoir **R3**.

Dans notre projet les réservoirs utilisés sont de type semi-enterré.

Chapitre III :
ADDITION

III.1.Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, En fonction du relief de la zone et du plan technico-économique, on distingue trois types d'adduction à savoir :

- Adduction par Refoulement.
- Adduction Gravitaire.
- Adduction Mixte.

a. Adduction par refoulement : la source se localise à une cote inférieure à celle du réservoir. L'écoulement fait appelle à une source d'énergie, le refoulement s'effectue par l'intermédiaire de pompes.

b. Adduction gravitaire : la source se localise à une côte supérieure à celle du réservoir. L'écoulement de l'eau se fait par l'effet de la pesanteur.

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

III.2.Critères de choix du tracé : [3]

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre techniques et économiques suivantes :

- Choisir le tracé le plus court et aussi direct que possible.
- Chercher un profil en long régulier (pentes) et éviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, routes, voies ferrées, forêts et les zones marécageuses...).

III.3.Choix du type des conduites : [2]

Le choix du matériau des conduites pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- ✓ Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport.
 - la durée de vie.
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

- Conduite en acier.
- Conduite en fonte ductile.
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle).
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre adduction on a opté pour des conduites en **PEHD** vu les avantages qu'ils représentent.

Conduite en PEHD :

Ce sont, à l'aube de nos jours, sur le marché il existe des petits et moyens diamètres, aux raisons des particularités suivants :

Résistant à la traction :

- Manchons soudés, pour diamètres extérieurs de tuyaux jusqu'à 160 mm.
- Soudures bout à bout, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 90 mm.
- Raccords à brides, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.
- Raccords métalliques avec bague de serrage ou de blocage; résistant à la traction selon les indications de l'usine.

Mobiles :

- Raccords à emboîtement, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.

Caractéristique :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.
- Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.
- Faible rugosité.

III.4.Organes et accessoires de l'adduction : [8]

III.4.1.Organes de sectionnement :

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

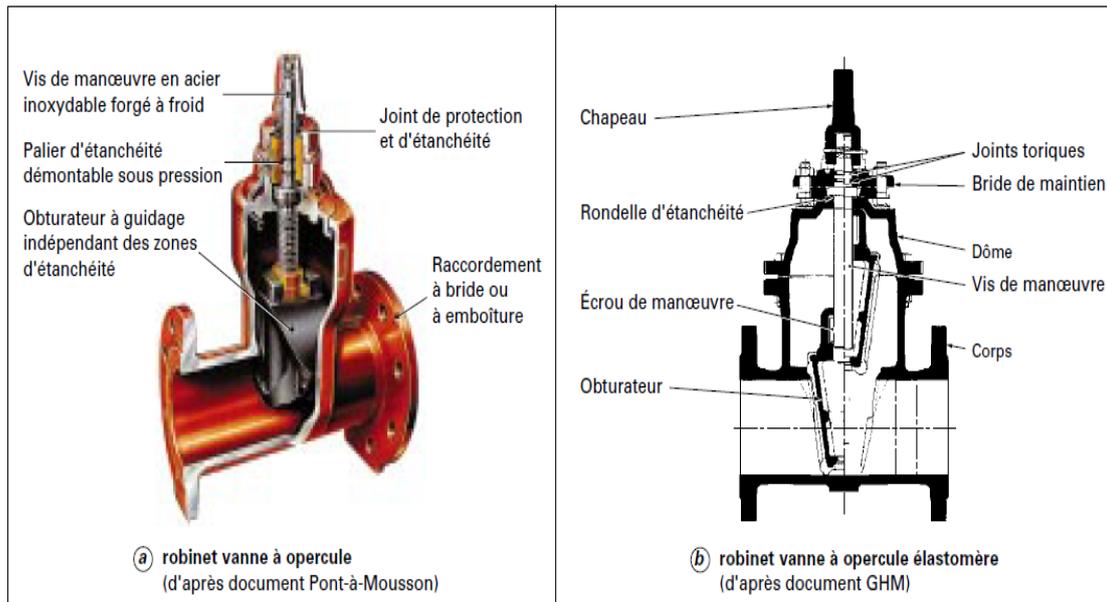


Figure (III-1) : Robinet vanne à opercule

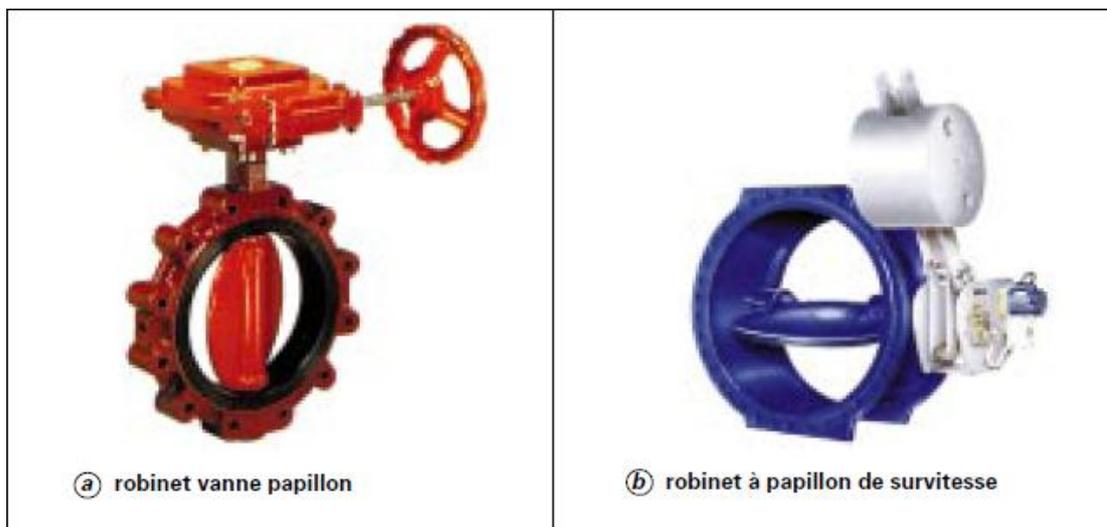


Figure (III-2) : Robinet vanne papillon

III.4.2. Organes de protection :

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

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

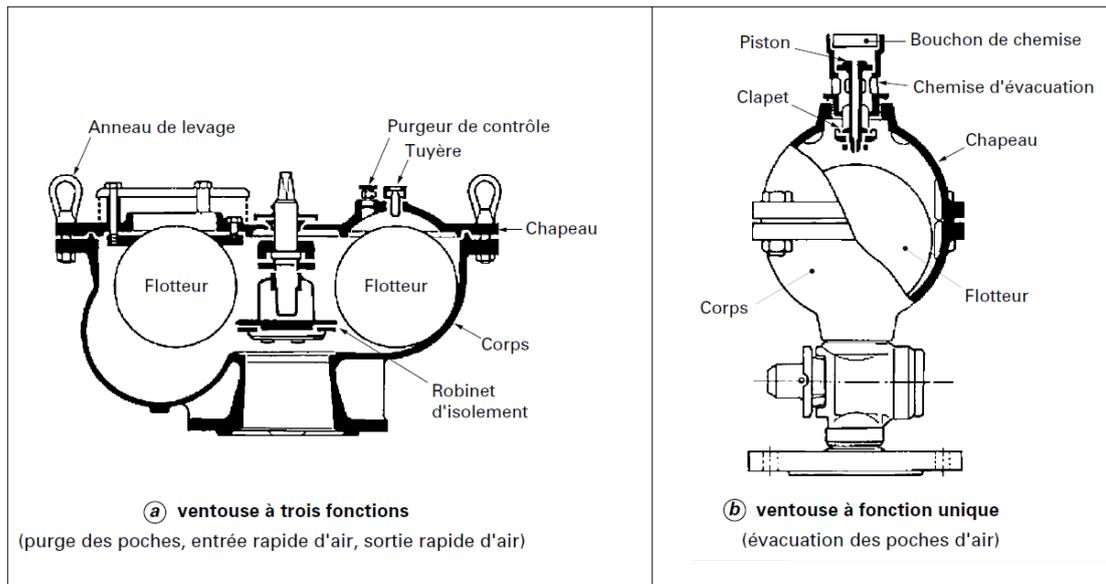


Figure (III-3) : ventouse

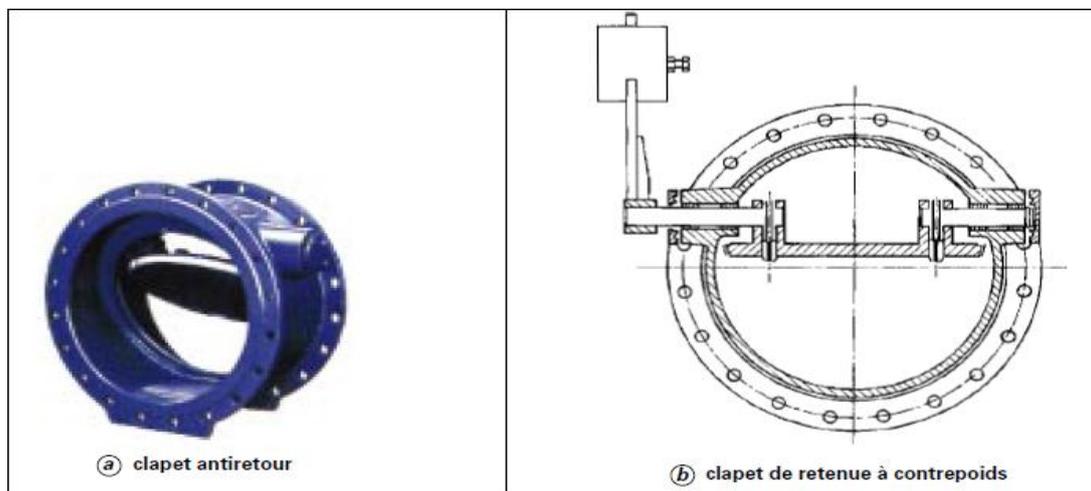


Figure (III-4) : clapet anti retour

0

III.4.3. Organes de régulation :

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. on obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constant.

III.4.4. Organes de branchement :

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue :

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

III.5. Etude Technico-économique :

Elle consiste [2] à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite (diamètre optimal), le choix de cette dernière repose sur les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charges.

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

III.5.1. Calcul du diamètre économique :

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

$$\text{Formule de BONNIN : } D = Q^{0,5}$$

$$\text{Formule de BRESS : } D = 1,5 * Q^{0,5}$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS.

Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

III.5.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

Avec :

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

III.5.3. Calcul des pertes de charges :

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

On distingue :

- ✓ Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction.
- ✓ Les pertes de charges singulières correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne, etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m).

III.5.4. Pertes de charge linéaires H_L :

Données par la formule de **DARCY- WEISBACH** :

$$H_L = J \cdot L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \times Q^2$$

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}$$

Avec :

- J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m).
- L : Longueur de la conduite.
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).
- λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

La formule de **COLLEBROOK** pour les régimes transitoires :

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

Où :

- D : le diamètre du tuyau (en m).
- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi, avec : $K = K_0 + \alpha$

Où :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs (pour le PEHD : $K_0 = 0,01 \text{ mm}$, si $D \leq 200 \text{ mm}$; $K = 0,02 \text{ mm}$, si $D > 200 \text{ mm}$; et pour l'acier : $K = 0,05 \text{ mm}$).
- α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT.
- Re : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule : $Re = \frac{V \times D}{\nu}$

Avec :

- ν : la viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
 - à 10°C $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - à 20°C $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - à 30°C $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.5.5. Pertes de charge singulières H_S :

Elles sont estimées à :

Pour les conduites en PEHD : $H_S = 0,1 H_L$

Pour les conduites en acier : $H_S = 0,15 H_L$

Avec :

- H_S : Perte de charge singulière (m).
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

III.5.6.Pertes de charge totales H_T :

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières:

$$H_T = H_L + H_S$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale (m).
- H_S : Perte de charge singulière (m).
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

III.5.7.Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = H_g + H_T$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale.
- HMT : Hauteur manométrique.
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

III.5.8.Puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P = g * Q * HMT / \eta$$

Ou :

- Q : débit transité (m^3/s).
- η : rendement de la pompe.
- g : accélération de la pesanteur ($9.81 m/s^2$).

III.5.9.Énergies annuelle consommées par la pompe :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$E = P * T * 365$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe (kWh).
- T : nombre d'heures de pompage ($T=24h$).
- P : puissance absorbée par la pompe (KW).

III.5.10.Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E * P$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation (DA).
- E : Energie totale dépensée par la pompe (kW).
- P : prix du kWh =4,47 (DA/kWh) (source d'information Sonal gaz).

III.5.11.Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = i + \frac{i}{(i + 1)^n - 1}$$

Avec :

- A : amortissement annuel de la conduite.
- i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).
- n : durée d'exploitation de la conduite = 30 ans.

Donc :

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

$$A = 0,08883$$

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{amor}} = A * P_U * L$$

Avec :

- P_U : prix unitaire de la conduite.
- F_{amor} : frais d'amortissement.
- L : longueur de la conduite.

III.5.12. Bilan économique :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{amor}}$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA).
- F_{amor} : Les frais d'amortissement.
- B_L : Le bilan.

III.6. Calcul des diamètres économiques de la conduite d'adduction :

Le calcul de l'adduction se fait on se basant sur le débit maximum journalier.

III.6.1. Adduction par refoulement : [12]

Du point de vue économique la conduite de refoulement et la station de pompage sont liés pour élever un débit connu à une hauteur géométrique donnée, il existe une infinité des solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majeures la puissance d'élévation théorique.

Si l'on tient compte, d'une part de l'investissement des conduits qui croit avec le diamètre et d'autre part de cout proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique. Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales.

Description du système d'adduction F1 :

Le système consiste à refouler les eaux de la station de pompage du forage Ain Cheikh vers le réservoir 1000 m³.

Conduite d'adduction : Forage AIN CHEIKH – R 1000✓ **Données de base :**

- $Q = 60$ l/s
- Longueur $L = 1669$ m
- Cote du forage AIN CHEIKH : 862.40 m
- Cote d'arrivée R 1000 : 953 m
- Niveau dynamique du plan de pompage $ND = 825.81$ m
- Hauteur géométrique $H_g = Ctp_1 - ND = 127.20$ m

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = Q^{0,5} = 0.245 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 * Q^{0,5} = 0.367 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur manométrique totale F1 :

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant (III-1): (Donnant la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 1,00 \times 10^{-6}$ m²/s à 20°C).

Tableau (III-1) : Détermination de la HMT de la conduite d'adduction F1

D (mm)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
204.6	1.22	305732.484	0.06475	0.020	33.380	3.34	36.72	166.74
257.8	0.77	242644.830	0.05865	0.0056	9.350	0.94	10.29	138.48
327.4	0.50	191082.803	0.05325	0.0015	2.502	0.25	2.53	130.30

Les diamètres normalisés choisies sont : 250, 315, 400.

Etude économique F1 :**a) Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-2) :

Tableau (III-2) : Frais d'exploitation de la SP AIN CHEIKH

D (mm)	P (KW)	E = P (KWh) *24*365	F _{exp} = C*Ea (DA)
204.6	125.18	913837.35	4267620.44
257.8	103.97	758948.38	3544288.93
327.4	97.83	714128.23	3334978.84

b) Frais d'amortissement :

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-3) :

Tableau (III-3) : Frais d'amortissement de la conduite SP AIN CHEIKH-R1000

D (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur de la conduite (m)	$F_{amor} = A \times P_U \times L$ (DA)
204.6	5057.93	1669	749853.2271
257.8	7681.42	1669	1138793.454
327.4	12473.71	1669	1849264.758

c) 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-4) :

Tableau (III-4) : Bilan global des frais De la conduite SP AIN CHEIKH-R1000

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
204.6	749853.2271	4267620.44	5017473.667
257.8	1138793.454	3544288.93	4683082.379
327.4	1849264.758	3334978.84	5184243.596

D'après le calcul précédent, on peut constater que le diamètre économique est 315 Ø parce qu'il nous donne des frais totaux d'investissement plus économique.

Description du système d'adduction F2 :

Le système consiste à refouler les eaux de la station de pompage du forage TABASBEST vers le réservoir 500 m³ situé juste au niveau du forage.

Conduite d'adduction : Forage TABASBEST – R 500**✓ Données de base :**

- Q = 20 l/s
- Longueur L = 47 m
- Cote du forage TABASBEST : 941.84 m
- Cote d'arrivée R 500 : 946.77 m
- Niveau dynamique du plan de pompage ND = 904.84 m
- Hauteur géométrique Hg = Ctp₁ - ND = 41.93 m

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = Q^{0.5} = 0.141 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5 * Q^{0.5} = 0.212 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur manométrique totale F2 :

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant : (Donnant la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C).

Tableau (III-5) : Détermination de la HMT de la conduite d'adduction F2

D (mm)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/m)	H _L (m)	H _S (m)	H _T (m)	HMT (m)
130.8	0.99	159235.67	0.07972	0.025	1.175	0.1175	1.2925	43.35
163.6	0.64	127388.54	0.07173	0.007	0.329	0.0329	0.3619	42.35

Les diamètres normalisés choisis sont : 160, 200.

Etude économique F2 :

a) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III-6) :

Tableau (III-6) : Frais d'exploitation de la SP TABASBEST

D (mm)	P (KW)	E = P (KWh) *24*365	F _{exp} = C*Ea (DA)
130.8	10.8482	79191.88426	369826.0995
163.6	10.5979	77364.45683	361292.0134

b) Frais d'amortissement :

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III-7) :

Tableau (III-7) : Frais d'amortissement de la conduite SP TABASBEST – R 500

D (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur de la conduite (m)	F _{amor} = A×P _U ×L (DA)
130.8	5057.93	47	21116.29819
163.6	7681.42	47	32069.0787

c) 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-8) :

Tableau (III-8) : Bilan global des frais De la conduite SP TABASBEST – R 500

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais totaux (DA)
130.8	21116.29819	369826.0995	390942.3977
163.6	32069.0787	361292.0134	393361.0921

D'après le calcul précédent, on peut constater que le diamètre économique est 160 Ø parce qu'il nous donne des frais totaux d'investissement plus économique.

III.6.2. Adduction gravitaire : [12]

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé.

$$h_d = C_r - C_{TP}$$

Avec :

- C_r : la cote du radier du réservoir tampon.
- C_{TP} : cote de trop plein du réservoir récepteur.

Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 2 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation; le coup de bélier croît, plus de risques de fuites.

On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge disponible est supérieure ou égale aux pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations.

Donc on peut écrire que :

$$\Delta h = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

Le coefficient de frottement est déterminée par la formule de de **COLLEBROOK** :

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

Description du système d'adduction gravitaire :

Le système consiste à alimenter gravitairement le réservoir 200 m³ à partir du réservoir 1000 m³

Conduite d'adduction : R 1000 – R 200**✓ Données de base :**

- $Q = 43.51$ l/s
- Longueur $L = 887.9$ m
- la cote du radier du réservoir tampon : 953 m
- cote de trop plein du réservoir récepteur : 899 m
- Hauteur disponible $H_d = C_r - C_{tp1} = 54$ m

On prend $v = 1$ m/s et on calcul λ et la perte de charge total ΔH .

$$Q = v * s = v * (\pi * d^2 / 4)$$

Donc :

$$D = (Q * 4 / v * \pi)^{0.5}$$

$$D = 0.237 \text{ m}$$

Après les itérations effectuer par la formule de COOLBROOCK on a trouvé que :

$$\lambda = 0.0715$$

$$\Delta H = 31.76$$

Donc :

$$H_d = 54 \geq \Delta H = 31.76$$

Alors on va avoir un diamètre normaliser de 200 Ø sur une longueur de 887.9 m et une vitesse de 1.40 m/s.

Nous allons installer une vanne à fermeture lente à la sortie du réservoir pour réduire la charge.

III.7.Conclusion:

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques, tels que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéale du point de vue technique et économique.

Le bilan minimum pour le premier système d'adduction est de 4683082.379 DA correspondant au diamètre économique 315 Ø PN16 avec une vitesse acceptable de 0.77 m/s.

En ce qui concerne le deuxième système d'adduction, on a un bilan minimum de 390942.3977 DA correspondant au diamètre économique 160 Ø PN10 avec une vitesse acceptable de 0.99 m/s.

Pour l'adduction gravitaire qui relie les deux réservoirs R1000 m³ et R200 m³, on a opté de choisir un diamètre de 200 Ø PN10 avec une vitesse de 1.40 m/s

Chapitre IV :

Pompes

VI.1.Introduction :

Les pompes sont des machines destinées à accroître l'énergie des fluides pompés en vue de provoquer leur déplacement dans des circuits comportant généralement une élévation de niveau (hauteur géométrique), et une augmentation de pression (hauteur de charge). Par conséquent, on peut dire que la présence d'une pompe dans un circuit a pour rôle de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

VI.2.Classification des pompes : [2]

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

➤ Les pompes volumétriques :

Le Principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste à la variation ou déplacement du volume. Elles sont surtout réservées aux petits débits, grandes hauteurs et au transport de liquide visqueux. C'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.

➤ Les turbo-pompes :

Le principe de fonctionnement des turbo-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "roue" munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbo-pompes subdivisent en :

- Pompes centrifuges et hélico-centrifuge.
- Pompes hélices.

Les turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède).

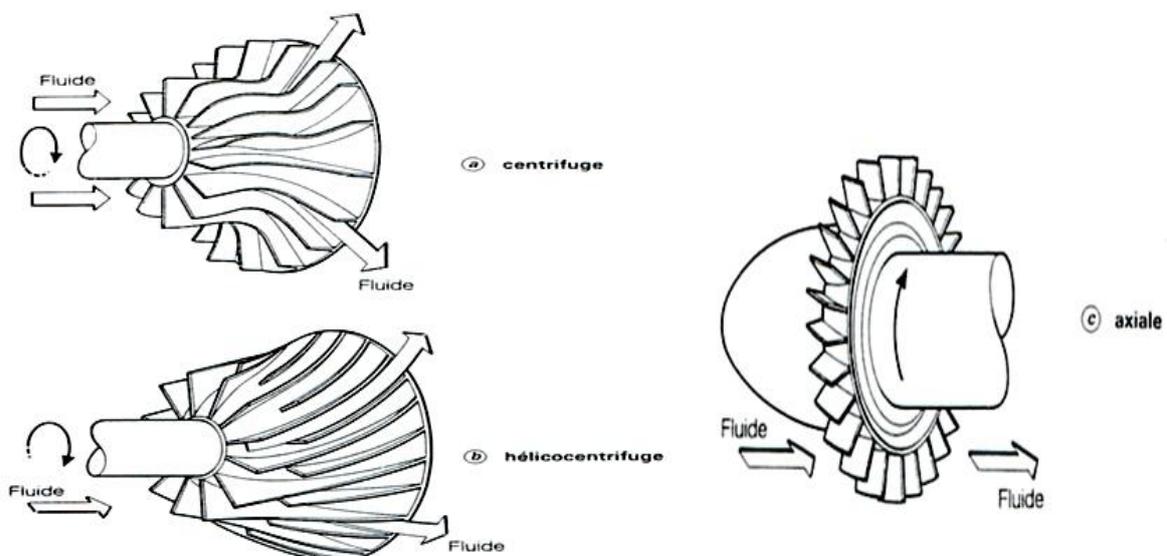


Figure (VI-1) : différents types de turbo-pompes

On classe les turbopompes comme suit :

❖ **suivant la forme de la roue :**

Les pompes centrifuges proprement dites ou à écoulement radial : Dans ces pompes, la pression est développée principalement par l'action de la force centrifuge. Le liquide entre axialement par le centre et sort radialement par la périphérie. Ce type de pompes s'adapte principalement aux grandes hauteurs d'élévation.

Pompe à écoulement semi-axial : La pression est développée en partie par la force centrifuge et en partie par l'action d'aspiration des aubes sur le liquide. Ce type de pompes est spécialement indiqué pour des hauteurs d'élévation moyenne.

Pompes à écoulement axial : La pression est développée surtout par l'action d'aspiration. Ce type de pompe s'adapte bien aux faibles hauteurs d'élévation.

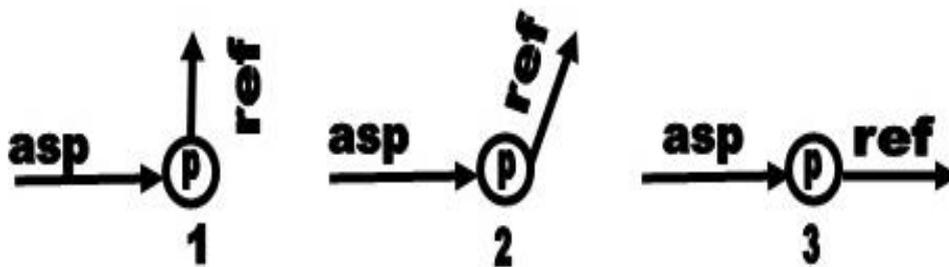


Figure (VI-2) : type de la pompe selon la forme de la roue

❖ **suivant le nombre de roue**

En ce qui concerne le nombre de roues, on peut diviser les pompes en deux catégories :

- Pompes monocellulaires : lorsque il n'y a qu'une roue.
- Pompes multicellulaires : lorsque il y a plus d'une roue.

❖ **Suivant la forme du corps de la pompe :**

Pompe à volute ou colimaçon : corps de pompe dessiné de façon à maintenir les vitesses égales autour de la roue et à réduire la vitesse de l'eau dans le passage à la section de sortie.

A diffuseur circulaire ou de type turbine : corps de la pompe à section constante et concentrique à la roue, qui est dans ce cas entourée d'aubes fixes qui dirigent l'écoulement et réduisent la vitesse de l'eau, transformant l'énergie cinétique en énergie potentielle de pression.

❖ **Suivant la position de l'axe :**

Les pompes sont classées en pompes à axe horizontal, à axe vertical et à axe incliné. Elles peuvent être classées aussi suivant le domaine d'utilisation, la nature du fluide et l'importance de la pression produite.

VI.3.Choix du type de la pompe :

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- Hauteur d'élévation d'eau.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.

- Pour avoir un cout d'un mètre cube d'eau à élever minimum, le rendement de la pompe doit être acceptable. Pour la station de pompage sur forage on adoptera un groupe électropompes immergé pour les raisons suivantes :
 - Installation extrêmement simple.
 - Amorçage automatique, la pompe étant toujours immergée.
 - Rendement élevé.
 - Entretien pratiquement nul.
 - Fonctionnement très silencieux.

VI.4.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge : [3]

Les critères les plus importants des pompes sont :

VI.4.1.la vitesse de rotation (N) :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

VI.4.2.Le débit de pompage (Q) :

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

VI.4.3.La hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

VI.4.3.1.Hauteur géométrique d'aspiration (Ha) :

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal; ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

VI.4.3.2.Hauteur géométrique de refoulement (Hr) :

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

VI.4.3.3Pertes de charges (Ja+Jr) :

La pompe devra composer les dissipations de l'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètres.

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r$$

VI.4.4.Les puissances utiles et absorbées :

VI.4.4.1.Puissance absorbée par la pompe :

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

VI.4.4.2.Puissance hydraulique ou utile (Pu) :

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

$$P_u = \rho \cdot Q \cdot H \quad (IV.2)$$

VI.4.5.Le rendement de la pompe :

C'est le rapport de la puissance utile (Pu) à la puissance absorbée de la pompe (Pa) :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g * Q * H}{P_a}$$

Avec :

- η_p : Le rendement de la pompe.
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- Q : débit a relevé en (m^3/s).
- H : hauteur d'élévation en (m).

VI.5. Les courbes caractéristiques :

VI.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

- a) **La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$]** : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- b) **La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]** : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- c) **La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$]** : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

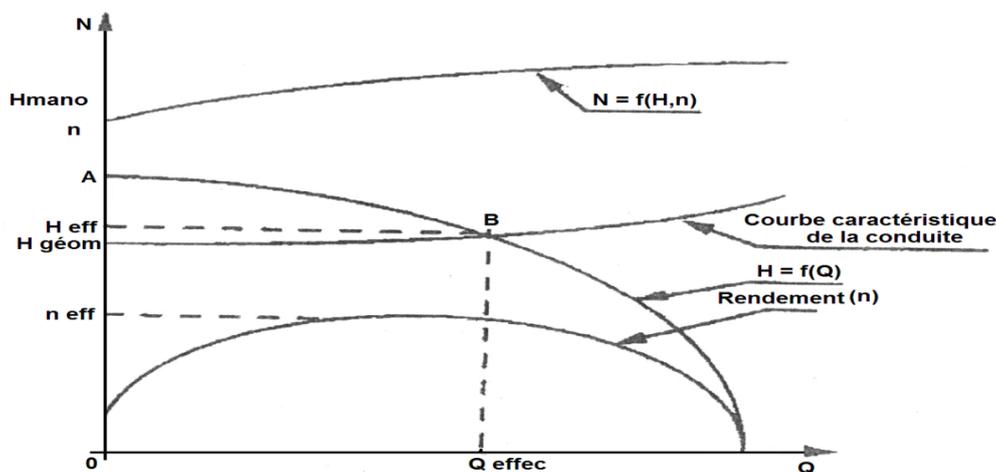


Figure (VI-3) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

VI.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite :

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur-débit. La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_C = H_g + RQ^2$$

Avec :

- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).
- Q : Débit (m^3/j).
- H_T : Charge totale en fonction du débit en (m).
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
- H_g : hauteur géométrique en (m).

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite en (m).
- L : longueur de la conduite en (m).
- g : accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s).
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

VI.6.Couplage d'une pompe : [5]

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle.

VI.6.1.Couplage en parallèle :

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale.

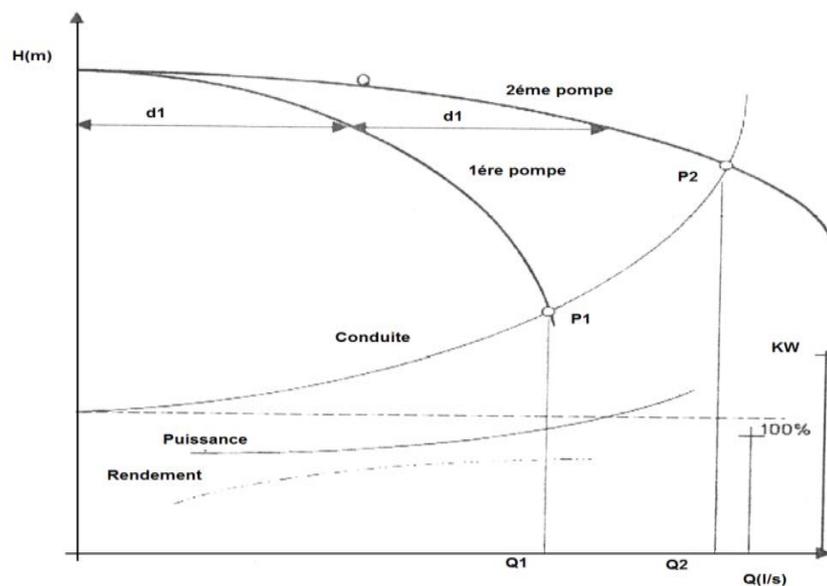


Figure (IV-4) : Couplage des pompes en parallèle

VI.6.2.Couplage en série:

Les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit.

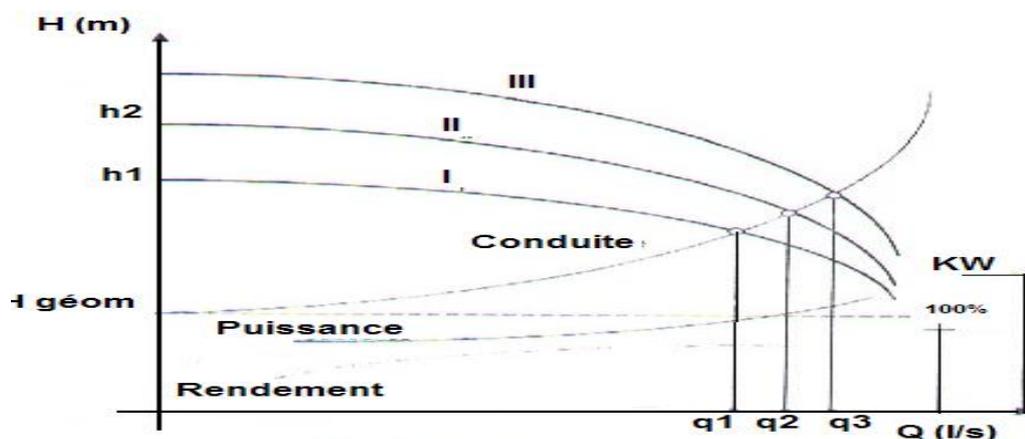


Figure (IV-5) : Couplage des pompes en série

VI.7. Point de fonctionnement :

VI.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.

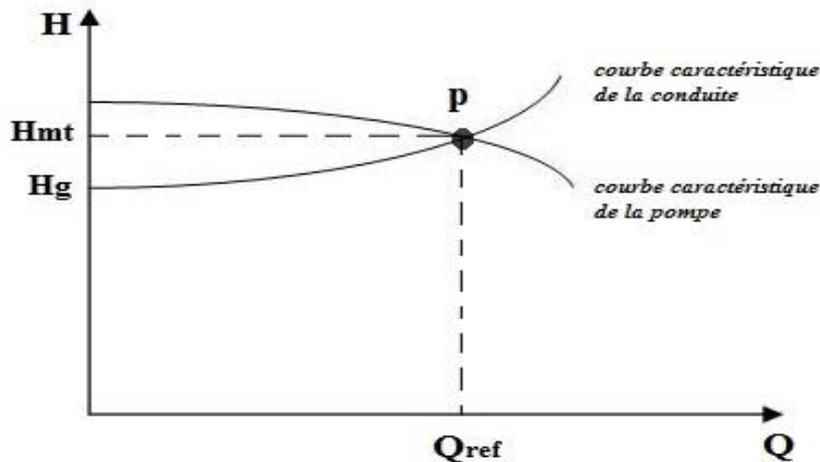


Figure (IV-6) : point de fonctionnement d'une pompe

VI.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désire :

Dans le cas où le point de fonctionnement désire coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désire sont :

1^{er} Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche 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 qui suit :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q}$$

Avec :

- T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale 24h.

Donc :

$$24 * Q_1 = T * Q$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{24 * Q_1}{Q}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$Pa_1 = \frac{g * H * Q}{\eta}$$

Avec :

- η : rendement correspondant au point P1 (Q_1, H_1) en %.

2^{ème} Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) »

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$Pa_2 = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta}$$

Avec :

- $H_2 = H_1 + h$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- H_2 : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de $h=0$ en (m).
- η : rendement correspondant au point P(Q, H) en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe.
- Risque de détérioration rapide de la pompe.
- Diminution du rendement de la pompe.

3^{ème} Variante : « variation de la vitesse »

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 du facteur a est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2}$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (H_1, Q_1) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V (Q_v, H_v) de P1 nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1}$$

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

$$N_1 = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_v} \right)$$

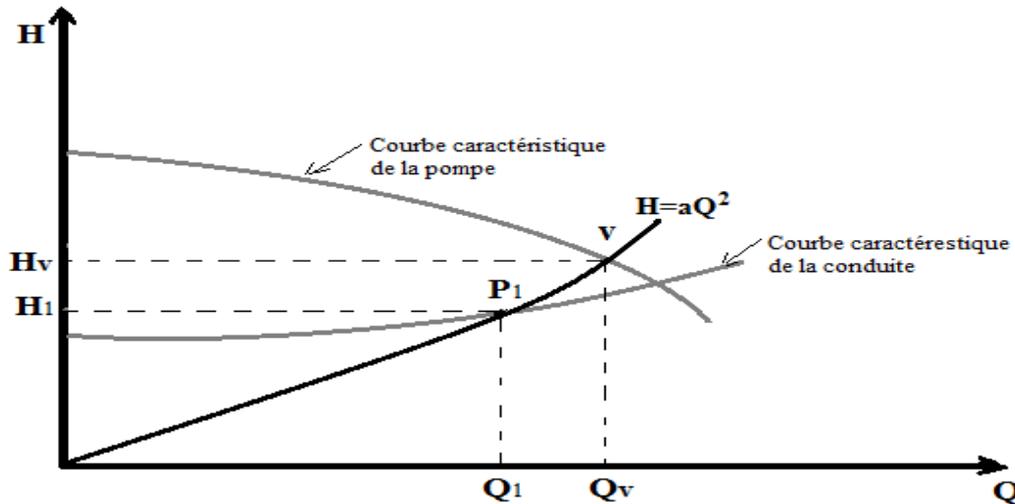


Figure (IV-7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_3 = \frac{g * H_v * Q_v}{\eta}$$

4^{eme} Variante : « rognage de la roue de la pompe »

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré par la figure (IV-06) ci-après :

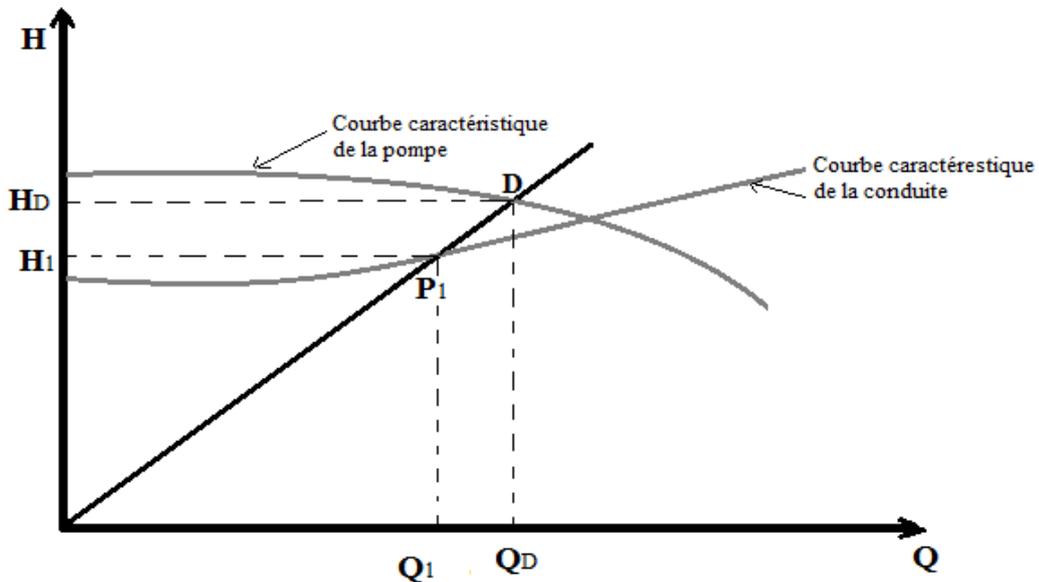


Figure (IV-8) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2}$$

Où :

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

En posant $d=m*D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}}$$

Avec :

- m:coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m (\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_4 = \frac{g * H_3 * Q_3}{\eta}$$

VI.8.Etude de la cavitation : [3]

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$.

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\varpi} - h_v$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;
- h_v : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

➤ **Aspiration en dépression :**

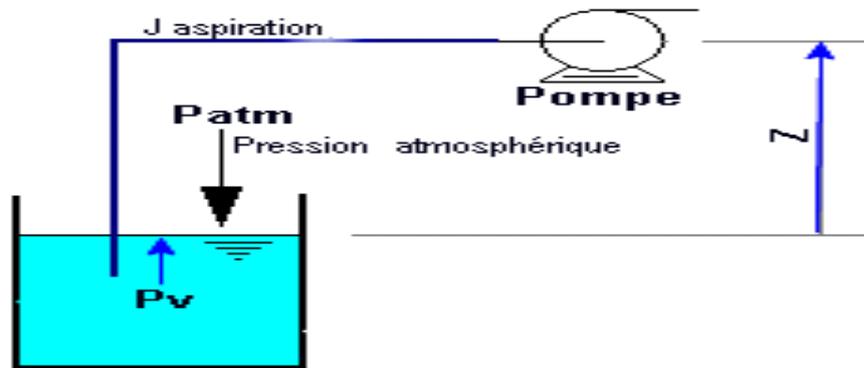


Figure (IV-9) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

➤ **Aspiration en charge :**

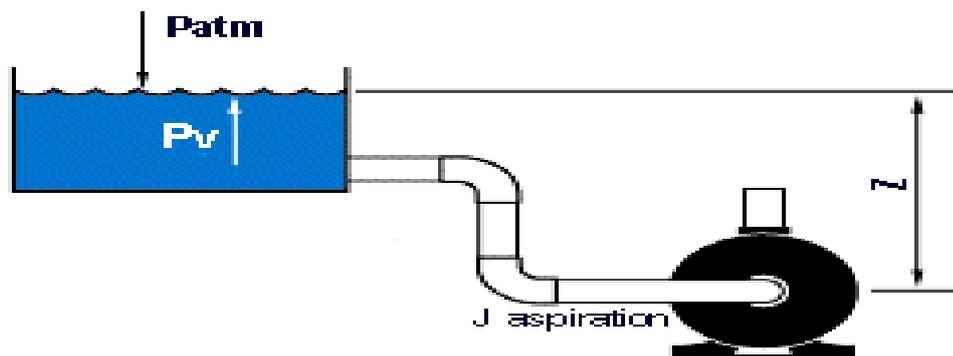


Figure (IV-10) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

Où, le $NPSH_d$: représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en dépression)}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en charge)}$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e).
- H_a : Hauteur d'aspiration en m.
- J_a : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

Les différents tensions de vapeur sont donnée ans le tableau ci-après :

Tableau (IV-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H_v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

La figure (IV-11) ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge :



Figure (IV-11) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

VI.9.Choix des pompes du projet :

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

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- ✓ Le débit à refouler.
- ✓ La hauteur d'élévation de l'eau.
- ✓ Le rendement de la pompe.
- ✓ Le coût.
- ✓ Le type de la pompe.

VI.9.1.Conduite d'adduction SP AIN CHEIKH-R 1000 :

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 60$ l/s.
- La hauteur géométrique : $h_g = 127.20$ m.
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 138.48$ m.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F1 sont représentées dans la figure (IV-12) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe) :

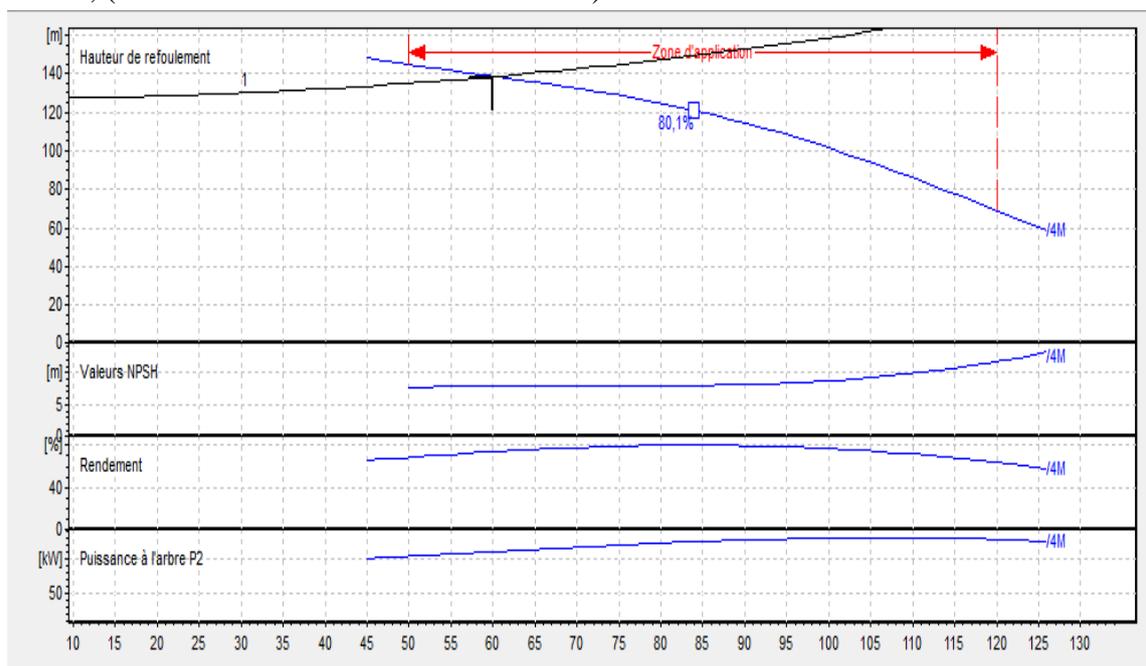


Figure (IV-12) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage 1

On a opté pour le choix d'une pompe de type immergé.

- point de fonctionnement : P = (Q = 60l/s ; HMT=138m).
- point désiré : P₁= (Q =60 l/s ; HMT₁= 138.48 m).

Le point de fonctionnent coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-12)*.

Tableau (IV-2) : Les caractéristiques de la pompe choisie

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH r (m)
F1	pompe immergé	2900	74.1	7.91

VI.9.2. Conduite d'adduction SP TABASBEST-R 500 :

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : Q = 20 l/s.
- La hauteur géométrique : hg = 41.93 m.
- La hauteur manométrique totale : HMT = 43.35 m.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 sont représentées dans la figure (IV-13) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe) :

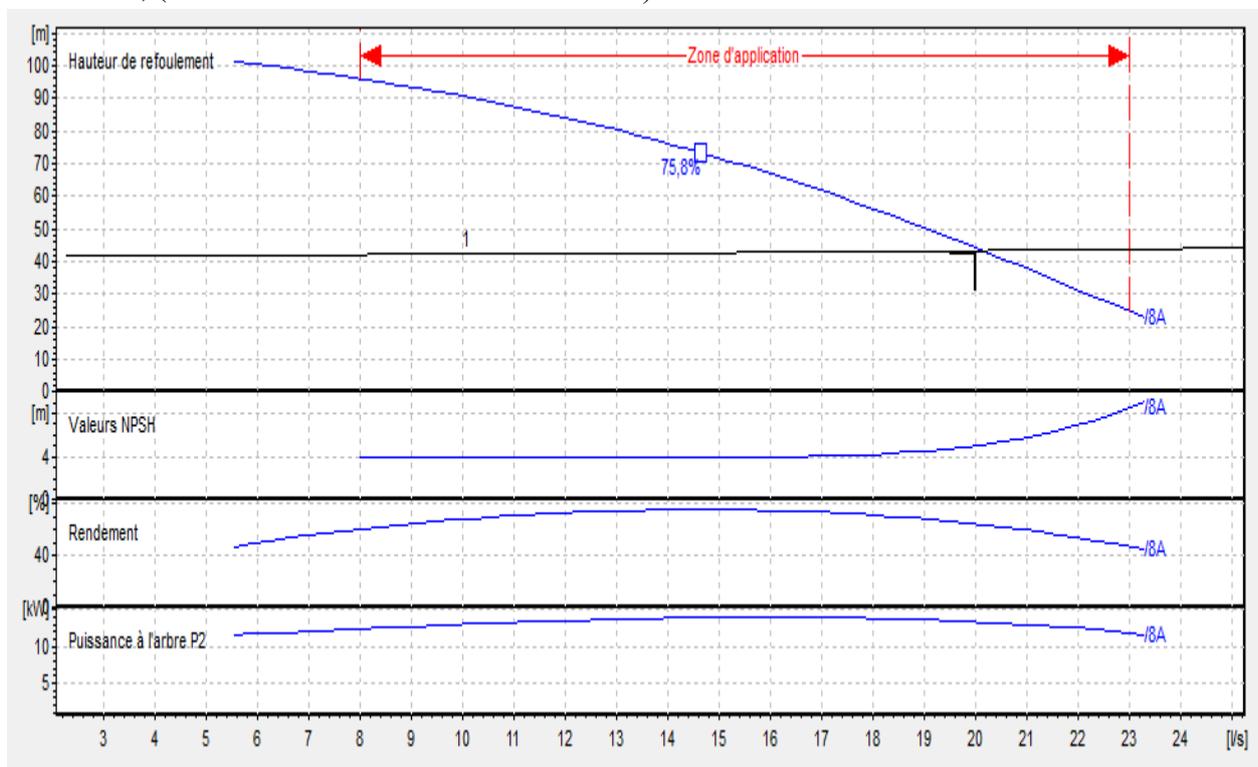


Figure (IV-13) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage 2

On a opté pour le choix d'une pompe de type immergé.

- point de fonctionnement : P = (Q = 20.13 l/s ; HMT = 43.4 m).
- point désiré : P₁= (Q =20 l/s ; HMT₁= 43.35 m).

Le point de fonctionnent coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-13)*.

Tableau (IV-3) : Les caractéristiques de la pompe choisie

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH r (m)
F2	pompe immergé	2900	64.1	5.13

VI.10.Conclusion :

Nous avons utilisé un logiciel, afin de choisir la pompe. Et nous avons le point de fonctionnement se coïncide avec le point désiré donc nos pompes ne nécessitent pas de modification.

Chapitre V : **Distribution**

V.1.Introduction :

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé.

V.2.Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable : [7]

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés.
- Les réseaux maillés.
- Les réseaux mixtes.

V.2.1.Les réseaux maillés :

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

L'avantage des réseaux maillés est qu'il permet une alimentation en route ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.

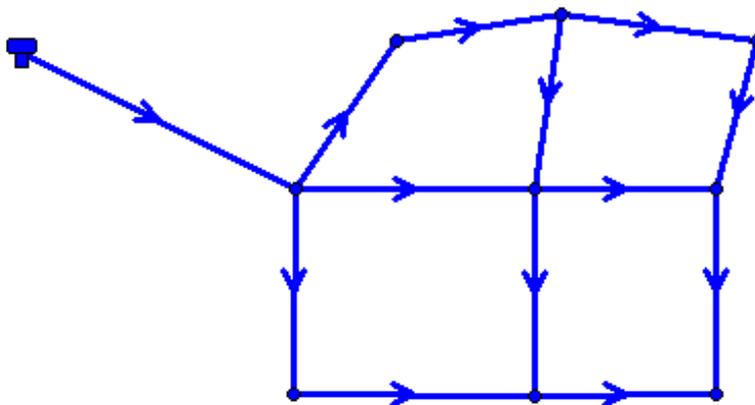


Figure (VI-1) : Schéma de réseau maillé

V.2.2.Réseaux ramifié :

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches), les conduites ne comportent aucune alimentation en retour.

Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse, une rupture ou un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval, les réseaux ramifiés sont utilisés dans les petites agglomérations rurales.

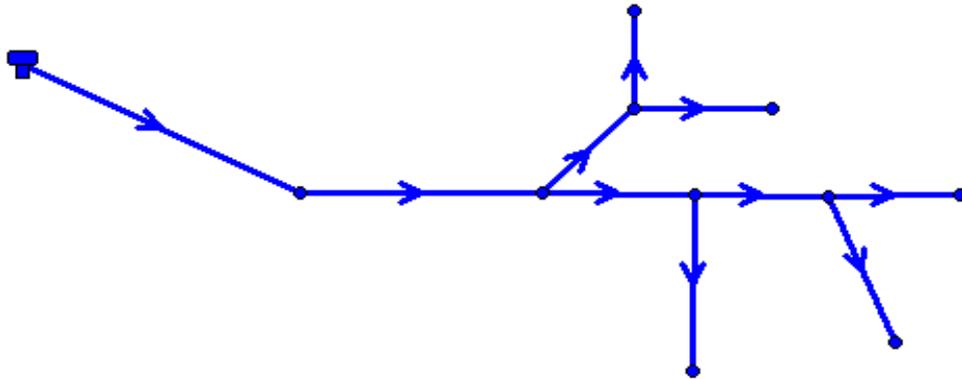


Figure (VI-2) : Schéma de réseau ramifié

V.2.3. Réseaux mixte :

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

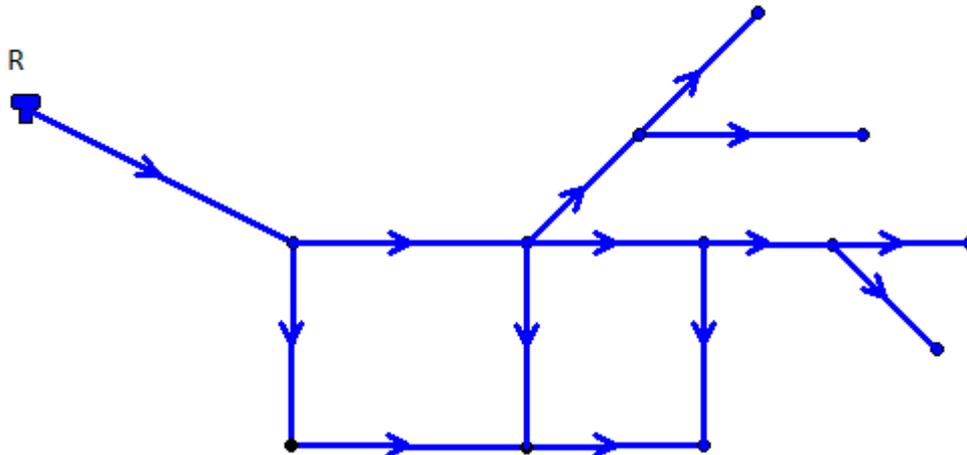


Figure (VI-3) : Schéma de réseau mixte

V.3. Choix du type de matériaux :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.) [3]

Parmi les matériaux utilisés, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

On a choisi pour notre réseau des conduites en **PEHD PN10** à cause des avantages qui sont :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite. Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.

V.4.Équipement du réseau de distribution : [7]

Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

- **Les canalisations** : Les réseaux de distribution sont constitués de :
 - ✓ Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
 - ✓ Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.
- **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau.
Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- **Bouches ou poteau d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être +raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).
Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.
- **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu.
On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.
- **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.
- **Régulateurs de pression** : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- **Robinets de vidange (décharge)** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tr-acé prévu au projet
- **Les Tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

V.5.Conception du réseau de distribution :

Il y'a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. On peut noter que les plus importantes sont l'emplacement des principaux consommateurs et le relief de la région.

On a choisi pour notre site d'étude le réseau maillé parce qu'il est convenable pour la région, (la topographie et la répartition de l'agglomération).

V.6.Principe de tracé d'un réseau maillé :

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

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.
- Tracer les conduites principales en parallèle.
- Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles.
- Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

V.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de transit, l'heure d'arrêt et l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- Sachant le débit spécifique, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.7.1.Calcul des débits :

a) calcul des Débits des pointes :

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe est :

- Pour la zone 01 : $Q_p = 127.78 \text{ m}^3/\text{h}$
- Pour la zone 02 : $Q_p = 156.66 \text{ m}^3/\text{h}$
- Pour la zone 03 : $Q_p = 299.04 \text{ m}^3/\text{h}$

b) Calcul des débits spécifiques :

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

- Q_p = débit de pointe (l/s).
- $\sum L_i$ = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

Tableau (V-1) : calcul des débits spécifique Q_s

Zone	Q_p (l/s)	$\sum L_i$ (ml)	Q_s (l/s)
Zone 01	35.49	5642.75	0.0063
Zone 02	43.52	5946.90	0.0073
Zone 03	83.07	10521.50	0.0079

c) Calcul des débits en route :

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s * L_{i-j} \text{ (l/s)}$$

d) Calcul des débits aux Nœuds :

Ils se calculent comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc}$$

Avec:

- Q_{ni} : le débit au nœud "i".
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.
- $\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

Pour notre cas : $\sum Q_{conc} = 0 \text{ l/s}$

Ce qui donne : $Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{route}$

V.7.2. Modélisation et simulation du réseau :

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

V.7.3. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

V.7.4. Utilisation du logiciel EPANET :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.
- Interpréter les résultats.

V.7.5.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.

Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

- **Au niveau des nœuds :**
 - ✓ L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence
 - ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau)
- **Au niveau des arcs (conduite) :**
 - ✓ les nœuds initial et final
 - ✓ le diamètre
 - ✓ la longueur
 - ✓ le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge)
- **Au niveau des réservoirs :**
 - ✓ l'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul)
 - ✓ le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique)
 - ✓ les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau

V.7.6.Simulation du réseau :

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Le logiciel EPANET analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydraulique (vitesse, débit, pression, charge).

Après la première simulation nous avons retrouvé des vitesses inférieure à 0,5m/s .nous avons modifié alors quelques diamètres et nous avons simulé une deuxième fois. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

V.8.Cas de pointe :**V.8.1.Calcul hydraulique pour la zone 01 :**

Le réseau de distribution de la zone 1 sera alimenté à partir du réservoir existant 200 m³.Le réseau aménagé et de type maillé comportant quatre (04) mailles et des ramifications.

Tableau (V-2) : calcul hydraulique -ZONE 01-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau 1	335.30	141	0.0063	2.112	0.58	2.29
Tuyau 2	232.90	64	0.0063	1.467	0.88	12.97
Tuyau 3	83.85	16	0.0063	0.528	0.36	15.76
Tuyau 4	13.40	64	0.0063	0.084	0.77	10.14
Tuyau 5	83.80	16	0.0063	0.528	0.36	15.76
Tuyau 6	13.60	64	0.0063	0.086	0.72	8.92
Tuyau 7	82.70	16	0.0063	0.521	0.36	15.45
Tuyau 8	13.10	53.6	0.0063	0.083	0.95	18.32
Tuyau 10	13.90	53.6	0.0063	0.088	0.92	17.33

Tuyau 14	16.20	53.6	0.0063	0.102	0.9	16.64
Tuyau 15	19.90	53.6	0.0063	0.125	0.86	15.44
Tuyau 16	404.75	26	0.0063	2.550	0.6	24.22
Tuyau 17	74.60	42.6	0.0063	0.470	0.81	18.29
Tuyau 18	128.50	34	0.0063	0.810	0.6	14.25
Tuyau 19	52.80	42.6	0.0063	0.333	0.69	13.86
Tuyau 20	64.10	53.6	0.0063	0.404	0.59	7.78
Tuyau 21	63.35	53.6	0.0063	0.399	0.7	10.71
Tuyau 22	22.25	53.6	0.0063	0.140	0.77	12.51
Tuyau 23	21.00	64	0.0063	0.132	0.57	5.96
Tuyau 24	24.00	110.2	0.0063	0.151	0.59	3.24
Tuyau 26	136.60	110.2	0.0063	0.861	0.57	3.05
Tuyau 27	327.80	26	0.0063	2.065	0.64	22.31
Tuyau 29	183.70	96.8	0.0063	1.157	0.62	6.7
Tuyau 30	88.75	53.6	0.0063	0.560	0.65	9.38
Tuyau 32	9.00	42.6	0.0063	0.057	0.74	24.19
Tuyau 33	162.15	19	0.0063	1.022	0.50	21.82
Tuyau 34	23.80	42.6	0.0063	0.150	0.72	15.06
Tuyau 35	49.60	16	0.0063	0.312	0.80	61.24
Tuyau 36	52.60	16	0.0063	0.331	0.23	6.70
Tuyau 38	64.50	34	0.0063	0.406	0.83	29.31
Tuyau 39	179.80	19	0.0063	1.133	0.51	22.17
Tuyau 40	188.00	19	0.0063	1.058	0.31	9.49
Tuyau 41	62.80	64	0.0063	0.396	0.76	9.93
Tuyau 43	29.70	64	0.0063	0.187	0.72	9.00
Tuyau 44	221.00	16	0.0063	1.392	0.96	85.55
Tuyau 45	46.50	53.6	0.0063	0.293	0.82	14.32
Tuyau 46	108.60	16	0.0063	0.684	0.47	24.63
Tuyau 47	23.15	53.6	0.0063	0.146	0.71	11.04
Tuyau 48	108.00	16	0.0063	0.680	0.47	24.38
Tuyau 49	47.90	53.6	0.0063	0.302	0.55	6.87
Tuyau 50	171.40	19	0.0063	1.080	0.53	24.03
Tuyau 51	141.70	42.6	0.0063	0.893	0.54	8.91
Tuyau 52	43.30	19	0.0063	0.273	0.86	56.58
Tuyau 53	96.40	16	0.0063	0.61	0.42	20.09
Tuyau 55	84.90	16	0.0063	0.53	0.37	16.17
Tuyau 58	81.50	26	0.0063	0.51	0.70	26.16
Tuyau 59	170.60	19	0.0063	1.07	0.53	23.87
Tuyau 60	181.90	24	0.0063	1.15	0.57	13.23
Tuyau 61	61.20	16	0.0063	0.39	0.27	9.22
Tuyau 62	47.20	19	0.0063	0.30	0.75	44.47
Tuyau 64	74.40	16	0.0063	0.47	0.32	12.91

Tableau (V-3) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 01-

ID Nœud	Altitude M	Demande Base l/s	Charge M	Pression m
Nœud 1	873.33	1.865	893.65	18.32
Nœud 2	869.95	1.04	890.63	20.68
Nœud 3	870.80	0.264	889.31	18.51
Nœud 4	869.37	0.35	890.5	21.13
Nœud 5	870.20	0.264	889.18	18.98
Nœud 6	869.66	0.345	890.37	20.71
Nœud 7	869.56	0.261	889.10	19.54
Nœud 8	868.42	0.234	890.13	21.61
Nœud 9	868.74	0.15	889.89	22.05
Nœud 10	867.84	0.166	889.62	22.06
Nœud 11	868.30	0.133	889.32	22.44
Nœud 12	868.58	0.033	879.52	11.14
Nœud 13	868.00	0.029	887.95	21.95
Nœud 14	867.56	0.298	889.78	23.62
Nœud 15	866.88	1.573	890.52	23.22
Nœud 16	868.37	1.275	891.01	23.62
Nœud 17	866.74	0.92	891.69	24.01
Nœud 18	868.16	0.708	891.97	24.01
Nœud 19	867.71	0.898	892.10	23.40
Nœud 20	867.39	0.669	893.16	24.46
Nœud 21	867.68	0.518	885.85	19.38
Nœud 22	867.96	0.397	893.57	18.04
Nœud 23	868.70	0.843	886.79	23.65
Nœud 24	868.70	2.042	886.57	23.89
Nœud 25	868.47	1.217	883.04	18.54
Nœud 26	875.53	0.762	886.22	24.68
Nœud 27	872.52	0.256	883.18	22.18
Nœud 28	863.14	0.453	882.83	23.23
Nœud 29	862.97	0.144	884.59	25.74
Nœud 30	862.68	0.615	888.69	29.49
Nœud31	864.50	0.511	889.95	29.31
Nœud 32	861.54	0.434	890.28	27.57
Nœud 33	862.58	0.41	890.54	26.74
Nœud 34	859.60	0.166	891.20	25.81
Nœud 35	863.17	0.088	891.47	25.40
Nœud 36	858.85	1.343	887.33	21.23
Nœud 37	859.20	1.232	885.40	20.15
Nœud 38	860.64	1.138	889.64	26.63
Nœud 39	862.71	1.014	872.30	13.20
Nœud 40	863.80	0.562	887.86	28.14
Nœud 41	865.39	0.936	887.65	28.53
Nœud 42	866.07	0.468	885.83	30.63

Nœud 43	867.24	0.575	886.55	31.93
Nœud 44	865.25	0.304	882.48	30.59
Nœud 45	866.01	0.135	882.19	25.29
Nœud 46	863.01	0.268	881.62	26.89
Nœud 47	864.00	0.248	880.09	23.22
Nœud 48	864.23	0.261	879.13	22.36
Réservoir 200 m3	892.42	32.35	-	-

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées sauf quelques conduites, les pressions aux nœuds sont aussi vérifier pour tous les nœuds.

V.8.2.Calcul hydraulique pour la zone 02 :

Le réseau de distribution de la zone 1 sera alimenté à partir du réservoir existant 500 m3. Le réseau existant et de type maillé comportant deux (02) mailles et des ramifications.

Tableau (V-4) : calcul hydraulique -ZONE 02-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau 1	383.50	141	0.0073	2.799	0.68	03.05
Tuyau 2	37.15	141	0.0073	0.271	0.65	02.83
Tuyau 3	317.50	123.4	0.0073	2.318	0.81	04.96
Tuyau 4	101.10	34	0.0073	0.738	0.69	18.18
Tuyau 5	118.70	16	0.0073	0.867	0.56	33.04
Tuyau 6	111.00	16	0.0073	0.810	0.69	47.75
Tuyau 7	137.00	110.2	0.0073	1.000	0.88	06.65
Tuyau 8	311.00	110.2	0.0073	2.270	0.86	06.39
Tuyau 9	96.50	35.2	0.0073	0.704	0.65	15.91
Tuyau 10	52.00	19	0.0073	0.380	0.66	35.70
Tuyau 11	167.60	110.2	0.0073	1.223	0.73	04.76
Tuyau 12	254.00	76.8	0.0073	1.854	0.9	10.84
Tuyau 13	186.85	19	0.0073	1.364	0.64	33.51
Tuyau 14	176.25	76.8	0.0073	1.287	0.8	08.78
Tuyau 15	58.00	19	0.0073	0.423	0.61	30.85
Tuyau 16	178.90	76.8	0.0073	1.306	0.71	07.03
Tuyau 17	42.20	19	0.0073	0.293	0.28	07.86
Tuyau 18	170.50	64	0.0073	1.245	0.67	07.93
Tuyau 19	45.90	19	0.0073	0.335	0.53	24.50
Tuyau 20	333.10	53.6	0.0073	2.432	0.63	08.80
Tuyau 21	385.50	19	0.0073	2.814	0.82	51.67
Tuyau 22	149.50	42.6	0.0073	1.091	0.61	10.98
Tuyau 23	44.90	76.8	0.0073	0.328	0.6	05.21
Tuyau 24	146.15	19	0.0073	1.670	0.59	29.14

Tuyau 25	44.35	64	0.0073	0.324	0.73	09.32
Tuyau 26	43.40	19	0.0073	0.317	0.6	29.65
Tuyau 27	165.00	64	0.0073	1.205	0.6	06.49
Tuyau 28	44.20	19	0.0073	0.322	0.63	32.52
Tuyau 29	166.80	64	0.0073	1.218	0.45	03.96
Tuyau 30	47.20	53.6	0.0073	0.345	0.51	06.11
Tuyau 31	175.80	26	0.0073	1.283	0.97	47.03
Tuyau 32	61.60	19	0.0073	0.450	0.51	22.80
Tuyau 33	240.40	19	0.0073	1.755	0.56	26.63
Tuyau 34	110.50	19	0.0073	0.807	0.53	24.18
Tuyau 35	44.10	26	0.0073	0.322	0.58	19.00
Tuyau 36	143.40	19	0.0073	1.047	0.49	21.23
Tuyau 37	19.50	36	0.0073	0.142	0.62	14.24

Tableau (V-5) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 02-

ID Nœud	Altitude M	Demande		
		Base l/s	Charge m	Pression m
Nœud 1	924.97	1.535	941.60	16.63
Nœud 2	923.22	1.664	941.49	18.27
Nœud 3	910.39	1.159	940.99	22.66
Nœud 4	918.33	2.289	938.83	22.46
Nœud 5	916.37	1.339	935.17	26.26
Nœud 6	908.91	0.405	932.29	20.36
Nœud 7	911.93	0.500	940.35	21.90
Nœud 8	908.93	1.135	939.28	35.34
Nœud 9	918.45	0.654	935.24	28.45
Nœud 10	913.74	0.19	928.57	23.86
Nœud 11	903.94	2.182	938.44	39.13
Nœud 12	906.79	1.609	937.81	42.26
Nœud 13	904.71	0.677	931.82	37.78
Nœud 14	899.31	2.262	937.44	45.34
Nœud 15	895.55	1.011	932.18	41.08
Nœud 16	894.04	0.653	937.12	51.73
Nœud 17	892.10	0.937	934.5	51.44
Nœud 18	891.10	0.623	936.89	51.50
Nœud 19	885.39	1.542	932.09	48.36
Nœud 20	883.06	1.539	936.48	54.14
Nœud 21	885.39	0.922	931.54	51.68
Nœud 22	883.73	0.603	936.18	56.50
Nœud 23	882.34	0.943	930.46	54.14
Nœud 24	879.86	0.609	935.93	59.25
Nœud 25	879.68	1.039	934.46	61.65
Nœud 26	876.32	0.642	932.15	07.21
Nœud 27	876.68	1.103	929.22	06.00

Nœud 28	872.81	1.875	931.29	20.90
Nœud 29	869.42	0.404	927.7	09.37
Nœud 30	924.97	0.668	932.43	20.50
Nœud 31	923.22	0.503	929.16	20.23
Nœud 32	910.39	1.142	934.99	16.54
Nœud 33	918.33	0.542	927.44	13.70
Nœud 34	916.37	0.938	935.38	31.44
Nœud 35	908.91	0.432	931.72	24.93
Réservoir 500 m3	940.77	37.95	-	-

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, les pressions aux nœuds sont aussi à la limite de 60 m pour tous les nœuds.

V.8.3.Calcul hydraulique pour la zone 03 :

Le réseau de distribution de la zone 1 sera alimenté à partir du réservoir existant 1000 m3. Le réseau existant et de type maillé comportant deux (02) mailles et des ramifications.

Tableau (V-6) : calcul hydraulique -ZONE 03-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Qs (l/s/ml)	Qr (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Uni (m/km)
Tuyau 1	232.80	176.2	0.0079	1.839	0.89	03.87
Tuyau 2	311.60	176.2	0.0079	2.462	0.87	03.68
Tuyau 3	307.00	176.2	0.0079	2.425	0.84	03.47
Tuyau 4	103.00	176.2	0.0079	0.814	0.68	02.35
Tuyau 5	83.70	141	0.0079	0.661	0.96	05.77
Tuyau 6	69.55	141	0.0079	0.549	0.91	05.29
Tuyau 7	80.90	141	0.0079	0.639	0.88	04.93
Tuyau 8	41.30	141	0.0079	0.326	0.85	04.61
Tuyau 9	191.55	76.8	0.0079	1.513	0.71	07.03
Tuyau 10	41.70	53.6	0.0079	0.329	0.7	10.70
Tuyau 11	68.20	42.6	0.0079	0.539	0.63	11.88
Tuyau 12	208.00	36	0.0079	1.643	0.54	11.22
Tuyau 13	179.80	26	0.0079	1.420	0.57	18.10
Tuyau 14	89.2	53.6	0.0079	0.705	0.53	06.57
Tuyau 15	46.60	42.6	0.0079	0.368	0.56	09.52
Tuyau 16	390.70	42.6	0.0079	3.087	0.88	21.55
Tuyau 17	88.80	42.6	0.0079	0.702	0.75	16.09
Tuyau 18	41.20	36	0.0079	0.325	0.83	23.65
Tuyau 19	34.70	36	0.0079	0.274	0.57	12.36
Tuyau 20	127.90	26	0.0079	1.010	0.74	29.40
Tuyau 21	45.20	19	0.0079	0.357	0.45	17.41
Tuyau 22	279.40	26	0.0079	2.207	0.9	40.89
Tuyau 23	75.25	16	0.0079	0.594	0.40	17.11

Tuyau 24	70.00	16	0.0079	0.553	0.96	85.90
Tuyau 25	41.70	16	0.0079	0.329	0.14	01.88
Tuyau 26	25.70	16	0.0079	0.203	0.23	06.59
Tuyau 27	41.60	26	0.0079	0.329	0.75	29.63
Tuyau 28	41.60	16	0.0079	0.329	0.23	06.70
Tuyau 29	119.80	16	0.0079	0.946	0.67	45.27
Tuyau 30	41.90	19	0.0079	0.331	0.62	32.08
Tuyau 31	35.20	19	0.0079	0.278	0.57	29.22
Tuyau 32	39.50	19	0.0079	0.312	0.56	26.41
Tuyau 33	60.70	16	0.0079	0.479	0.36	15.25
Tuyau 34	161.10	16	0.0079	1.273	0.41	19.19
Tuyau 35	56.80	19	0.0079	0.449	0.89	59.46
Tuyau 36	146.40	141	0.0079	1.159	0.79	04.01
Tuyau 37	143.80	110.2	0.0079	1.140	0.87	06.25
Tuyau 38	43.10	110.2	0.0079	0.340	0.89	05.89
Tuyau 39	65.40	110.2	0.0079	0.517	0.77	05.18
Tuyau 40	72.80	110.2	0.0079	0.575	0.73	04.72
Tuyau 41	74.80	96.8	0.0079	0.591	0.9	08.16
Tuyau 42	126.50	96.8	0.0079	1.000	0.85	07.32
Tuyau 43	47.00	96.8	0.0079	0.371	0.73	05.49
Tuyau 44	55.30	96.8	0.0079	0.437	0.53	03.12
Tuyau 45	11.50	64	0.0079	0.091	0.68	08.03
Tuyau 46	51.80	53.6	0.0079	0.409	0.67	09.88
Tuyau 47	20.70	36	0.0079	0.164	0.51	10.05
Tuyau 48	153.60	36	0.0079	1.213	0.38	04.45
Tuyau 49	32.80	96.8	0.0079	0.260	0.72	05.49
Tuyau 50	24.70	53.6	0.0079	0.195	0.78	12.91
Tuyau 51	22.80	53.6	0.0079	0.180	0.56	07.11
Tuyau 52	152.60	26	0.0079	1.206	0.96	46.09
Tuyau 53	168.70	19	0.0079	1.333	0.80	50.04
Tuyau 54	104.00	53.6	0.0079	0.822	0.62	08.67
Tuyau 55	13.50	42.6	0.0079	0.107	0.77	16.66
Tuyau 56	58.15	26	0.0079	0.460	0.83	35.85
Tuyau 57	117.90	76.8	0.0079	0.931	0.68	06.49
Tuyau 58	29.90	36	0.0079	0.236	0.8	22.29
Tuyau 59	52.50	19	0.0079	0.414	0.54	24.54
Tuyau 60	43.10	42.6	0.0079	0.340	0.57	09.76
Tuyau 61	69.30	53.6	0.0079	0.547	0.55	07.00
Tuyau 62	39.60	16	0.0079	0.313	0.46	23.76
Tuyau 63	33.80	19	0.0079	0.267	0.92	63.61
Tuyau 64	73.40	19	0.0079	0.580	0.66	35.15
Tuyau 65	8.00	19	0.0079	0.063	0.59	29.60

Tuyau 66	96.90	36	0.0079	0.765	0.63	14.46
Tuyau 67	199.15	19	0.0079	1.573	0.81	50.36
Tuyau 68	310.30	16	0.0079	2.451	0.49	26.66
Tuyau 69	385.60	19	0.0079	3.046	0.94	65.54
Tuyau 70	224.30	42.6	0.0079	1.772	0.63	11.82
Tuyau 71	106.30	16	0.0079	0.840	0.86	70.92
Tuyau 72	293.10	26	0.0079	2.315	0.84	36.05
Tuyau 73	84.80	16	0.0079	0.670	0.39	17.76
Tuyau 74	74.30	16	0.0079	0.587	0.47	24.75
Tuyau 75	84.40	16	0.0079	0.670	0.98	88.63
Tuyau 76	78.20	26	0.0079	0.620	0.59	19.45
Tuyau 77	169.80	16	0.0079	1.341	0.40	18.63
Tuyau 78	152.40	16	0.0079	1.204	0.37	15.86
Tuyau 79	101.80	16	0.0079	0.804	0.70	48.93
Tuyau 80	64.60	26	0.0079	0.510	0.55	17.14

Tableau (V-7) : calcul des débits aux nœuds -ZONE 03-

ID Nœud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	927.51	2.151	954.10	26.59
Nœud 2	907.86	2.444	952.95	45.09
Nœud 3	896.11	2.376	951.89	55.78
Nœud 4	888.76	1.089	951.65	62.89
Nœud 5	883.21	1.078	951.16	67.95
Nœud 6	878.28	1.094	950.79	72.51
Nœud 7	873.98	1.119	950.40	76.42
Nœud 8	872.29	2.013	950.21	77.92
Nœud 9	892.20	1.154	950.54	58.34
Nœud 10	890.49	0.731	950.09	59.60
Nœud 11	886.87	1.256	949.28	62.41
Nœud 12	877.10	3.075	946.95	69.85
Nœud 13	888.90	0.669	949.84	61.21
Nœud 14	888.63	0.884	949.40	58.44
Nœud 15	890.96	2.298	949.73	61.63
Nœud 16	888.10	0.684	949.07	63.73
Nœud 17	885.34	0.558	948.25	64.96
Nœud 18	883.29	0.929	946.67	66.99
Nœud 19	879.68	0.684	945.34	68.14
Nœud 20	877.20	1.578	947.02	58.12
Nœud 21	888.90	0.738	945.82	57.03
Nœud 22	888.79	0.277	943.43	59.57
Nœud 23	883.86	0.431	943.38	56.53
Nœud 24	886.85	0.102	943.16	57.01

Nœud 25	886.15	0.165	947.61	65.86
Nœud 26	885.90	0.165	947.33	64.56
Nœud 27	881.75	0.778	946.02	66.12
Nœud 28	882.77	0.166	945.23	68.28
Nœud 29	879.90	0.485	945.86	63.03
Nœud 30	880.50	0.156	945.60	58.78
Nœud 31	878.32	0.239	948.07	65.07
Nœud 32	876.95	0.637	943.9	64.40
Nœud 33	887.80	0.225	943.27	67.50
Nœud 34	882.83	0.580	950.16	78.16
Nœud 35	886.82	0.570	949.83	77.41
Nœud 36	886.72	0.170	949.71	77.99
Nœud 37	883.00	0.259	948.92	68.95
Nœud 38	879.10	0.288	948.76	68.84
Nœud 39	879.50	0.296	948.56	69.04
Nœud 40	875.77	0.904	948.39	69.09
Nœud 41	875.45	0.186	947.56	75.73
Nœud 42	872.20	0.219	949.63	82.75
Nœud 43	872.00	0.917	948.80	80.48
Nœud 44	872.42	0.622	948.66	80.05
Nœud 45	871.72	0.982	948.08	78.38
Nœud 46	879.97	1.343	947.39	75.21
Nœud 47	879.92	0.398	946.71	76.24
Nœud 48	879.52	0.789	946.41	76.72
Nœud 49	879.30	1.005	943.21	73.89
Nœud 50	871.83	1.187	941.23	73.32
Nœud 51	866.88	1.131	940.81	78.22
Nœud 52	868.32	1.420	949.56	82.54
Nœud 53	868.61	0.331	947.95	85.07
Nœud 54	869.70	0.696	945.38	67.75
Nœud 55	872.18	1.551	936.78	47.06
Nœud 56	870.47	1.087	942.29	52.12
Nœud 57	869.69	1.569	943.33	58.37
Nœud 58	869.32	0.721	947.82	78.92
Nœud 59	867.91	0.555	944.99	71.13
Nœud 60	866.18	0.736	942.79	71.50
Nœud 61	862.59	1.591	944.13	72.39
Nœud 62	867.02	0.772	946.92	63.67
Nœud 63	862.88	2.338	936.44	48.27
Nœud 64	877.63	3.906	947.15	79.41
Nœud 65	889.72	2.979	932.96	69.79
Nœud 66	890.17	1.313	948.52	79.52
Nœud 67	884.96	1.578	937.29	65.64
Nœud 68	868.90	0.335	945.38	78.90
Nœud 69	873.86	0.939	944.11	74.86
Nœud 70	871.08	0.335	943.23	80.13

Nœud 71	870.14	0.310	930.80	62.93
Nœud 72	871.29	0.671	940.87	70.52
Nœud 73	871.74	0.602	941.84	73.97
Nœud 74	883.25	1.479	940.17	74.77
Nœud 75	884.32	0.255	930.50	46.27
Nœud 76	888.17	0.823	937.74	57.49
Réservoir R1000m3	950.90	78.38	-	-

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, mais les pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour plusieurs nœuds. Pour protéger notre réseau contre les surpressions, nous avons opté pour l'utilisation des réducteurs de pression

V.9.Cas de pointe + incendie :

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit d'incendie nécessaire qui est de 17 l/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable, le choix de ce nœud doit tenir compte les facteurs suivant :

- Risque d'incendie important.
- La densité d'habitation.
- L'équipement des immeubles.

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères suivants :

- le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durée de 2 heures.
- la pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar.
- la distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 400 m.
- le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

En se basant sur la densité de la population et sur les endroits les plus exposés aux incendies, sans oublier les conditions de fonctionnement et d'emplacement des poteaux d'incendies, nous avons décidé de placer 02 poteaux sur le réseau de la zone 01 au niveau des nœuds : N01, N23.

Donc sur le réseau de distribution de la zone 01, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau des nœuds N01, N23 ; de sorte à ne pas exploiter simultanément plus qu'un poteau d'incendie.

Donc le débit nodal dans N01, N23 sera :

$$Q_{n01} = 2.151 + 17 = 19.151 \text{ l/s}$$

$$Q_{n23} = 0.431 + 17 = 17.431 \text{ l/s}$$

V.9.1.Etat du réseau après simulation :

Après simulation de chaque poteau d'incendie séparément, nous avons remarqué que toutes les pressions aux nœuds sont dans les limites souhaitées, les vitesses sont acceptables.

Les résultats sont illustrés dans le tableau (V-8) :

Tableau (V-8) : calcul hydraulique cas de pointe + incendie -ZONE 01-

Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau 2	232.90	64	0.89	13.19
Tuyau 3	83.85	16	0.36	15
Tuyau 4	13.40	64	0.78	10.34
Tuyau 5	83.80	16	0.36	15.76
Tuyau 6	13.60	64	0.72	9.11
Tuyau 7	82.70	16	0.36	15.45
Tuyau 8	13.10	53.6	0.96	18.74
Tuyau 10	13.90	53.6	0.93	17.74
Tuyau 14	16.20	53.6	0.91	17.04
Tuyau 15	19.90	53.6	0.87	15.83
Tuyau 16	404.75	26	0.67	24.22
Tuyau 17	74.60	42.6	0.83	19.06
Tuyau 18	128.50	34	0.57	13.19
Tuyau 19	52.80	42.6	0.67	13.28
Tuyau 20	64.10	53.6	0.58	7.54
Tuyau 21	63.35	53.6	0.69	10.44
Tuyau 22	22.25	53.6	0.76	12.22
Tuyau 23	21.00	64	0.56	5.83
Tuyau 24	24.00	141	0.66	2.94
Tuyau 26	136.60	141	0.65	2.83
Tuyau 27	327.80	26	0.64	22.31
Tuyau 29	183.70	110.2	0.97	7.87
Tuyau 30	88.75	53.6	0.75	13.13
Tuyau 32	9.00	42.6	0.94	24.23
Tuyau 33	162.15	19	0.50	21.82
Tuyau 34	23.80	42.6	0.72	15.09
Tuyau 35	49.60	16	0.80	61.24
Tuyau 36	52.60	16	0.23	6.7
Tuyau 38	64.50	34	0.83	25.38
Tuyau 39	179.80	19	0.50	21.83
Tuyau 40	188.00	19	0.32	9.84
Tuyau 41	62.80	64	0.76	9.91
Tuyau 43	29.70	64	0.62	8.98
Tuyau 44	221.00	16	0.96	85.55
Tuyau 45	46.50	53.6	0.82	14.25
Tuyau 46	108.60	16	0.47	24.83
Tuyau 47	23.15	53.6	0.71	11.01
Tuyau 48	108.00	16	0.47	24.38

Tuyau 49	47.90	53.6	0.55	6.84
Tuyau 50	171.40	19	0.53	24.03
Tuyau 51	141.70	42.6	0.54	8.85
Tuyau52	43.30	19	0.86	56.58
Tuyau 53	96.40	16	0.42	20.09
Tuyau 55	84.90	16	0.37	16.17
Tuyau 58	81.5	26	0.7	26.16
Tuyau 59	170.60	19	0.53	23.87
Tuyau 60	181.9	34	0.57	13.23
Tuyau 61	61.20	16	0.27	9.22
Tuyau 62	47.20	19	0.75	44.47
Tuyau 64	74.4	16	0.32	12.31

V.10.Conclusion :

Après simulation, nous avons assuré la pression de service aux points les plus défavorables, les vitesses sont acceptables, pour la plupart du réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s. pour assurer une longue vie au réseau des conditions de contrôle et de gestion rigoureuse sont indispensables.

Chapitre VI :
Protection et pose des
conduites

VI.1.Introduction :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale.

En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures des tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2. Le phénomène du coup de bélier :

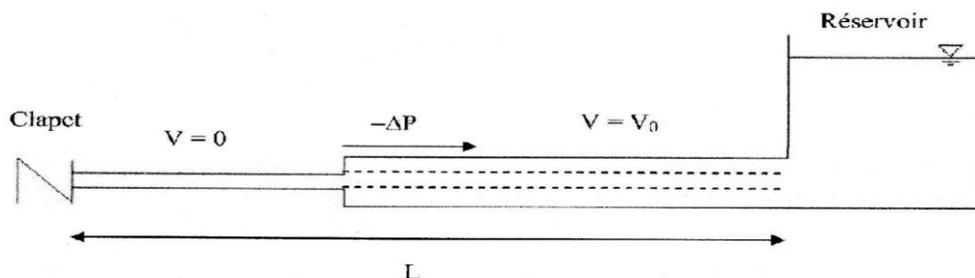
VI.2.1.Vue sur le phénomène : [11] et [3]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire résultant d'un changement du régime d'écoulement existant dans une conduite, c'est-à-dire lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci, chaque tranche d'eau subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde), qui peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Ce phénomène est engendré principalement par :

- L'arrêt brutal, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

Le coup de bélier se manifeste par écrasement de la conduite lors d'une dépression, ou par éclatement lors d'une surpression. Donc on est obligé de l'étudier pour parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et pour concevoir des moyens de protections adaptés minimisant les effets du phénomène.

La figure (VI-1) représente le schéma de divers moments du phénomène on tent d'en donner une explication vulgarisée à fin de permettre de mieux comprendre le phénomène en question.



Phase 1 : $0 < t < L/a$

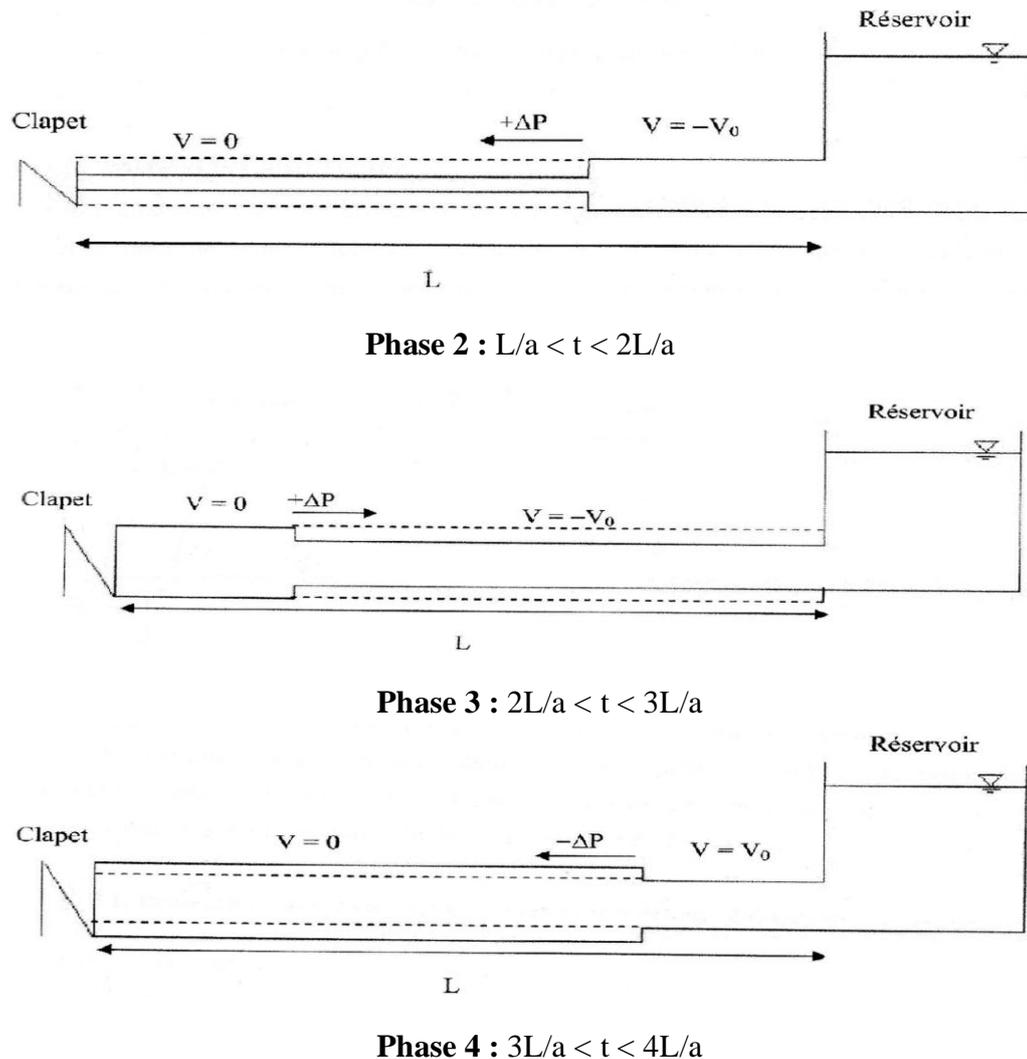


Figure (VI-1) : divers moments du phénomène de coup de bélier.

VI.2.2. Analyse physique du coup de bélier :

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée (L/a). L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit :

- **Phase 1 :** L'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2 :** Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchiée sur le clapet.
- **Phase 3 :** En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau

temps L/A , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

- **Phase 4** : A l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchie sur l'extrémité libre du réservoir repart vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/a$, comportant une succession des phases de dépression et des phases de surpression.

VI.3.Moyens de protection contre le coup de bélier : [6]

Le coup de bélier peut provoquer la rupture de la conduite, la destruction de la pompe, la cavitation et même le décollement de la veine.

Il est impossible de supprimer définitivement les effets du coup de bélier. Mais il y a des dispositifs de protection qui ont pour rôle de limiter à des valeurs compatibles les variations de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite avec la résistance des installations, Les appareils les plus adaptés sont les suivants:

VI.3.1.Les volants d'inerties :

Ces volants à forte masse permettent d'augmenter l'inertie des pompes et de prolonger la durée de la période d'arrêt en cas de coupure d'alimentation des moteurs.

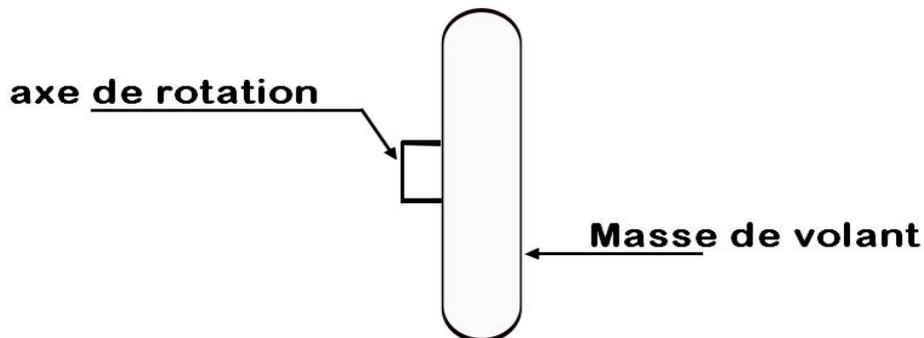


Figure (VI-2) : volant d'inertie

VI.3.2.Les cheminées d'équilibre :

Il s'agit d'un réservoir ouvert à l'air, en cas de coup de bélier ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression. Les cheminées ne nécessitent que peu d'entretien mais sont en général assez volumineuses.

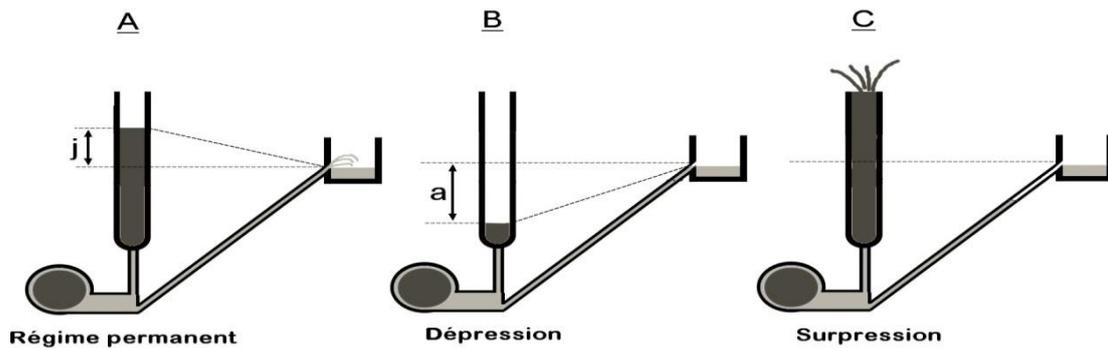


Figure (VI-3) : fonctionnement des cheminées d'équilibre

VI.3.3. Les réservoirs d'air :

Ils fonctionnent selon le même principe qu'une cheminée d'équilibre mais sont fermés et retiennent un volume d'air qui va se détendre et se comprimer au cours du phénomène. La dissipation d'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement déposé à la base de la cloche. Cet étranglement peut être un diaphragme, une tuyère ou un clapet à battant percé.

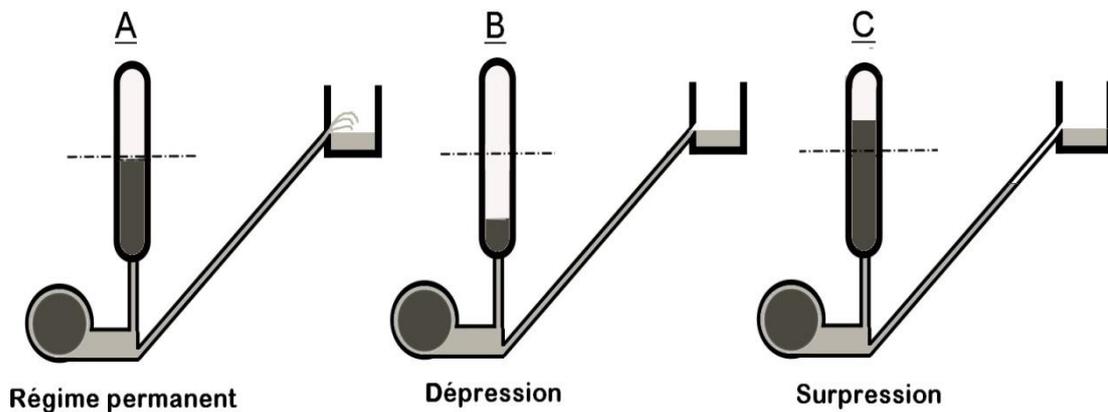


Figure (VI-4) : fonctionnement des réservoirs d'air

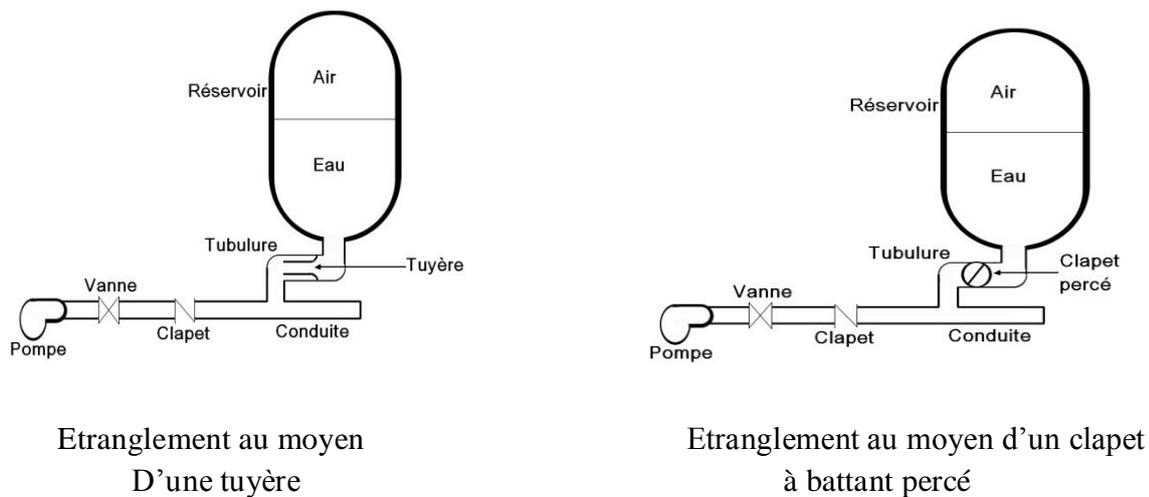


Figure (VI-5) : moyens d'étranglements

VI.3.4.Soupapes de décharge :

Le rôle d'une soupape de décharge est de réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une pression déterminée, légèrement supérieure à (5%) de la pression maximale de fonctionnement normale.

L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

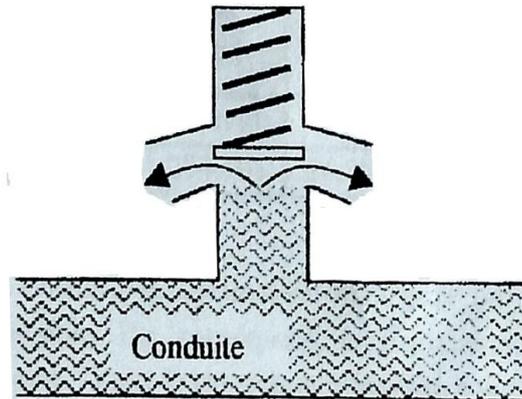


Figure (VI-6) : la soupape de décharge

VI.3.5.Les ventouses :

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans les conduites et permettent en outre l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange ou dans le cas général, lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut (d'où leur installation en des points hauts). Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps d'une fonte.

VI.4.Etude du coup de bélier : [3]

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

VI.4.1.Partie refoulement :**VI.4.1.1.Calcul des valeurs des coups de bélier :**

- La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [5] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K = 83 pour le PEHD).
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : Epaisseur de la conduite en (m).

1^{er} cas : fermeture brusque :

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est :

$$t_f \leq 2L / a$$

Avec :

- L: Longueur de la conduite.
- a : la célérité de l'onde (m/s).

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

$$b = a * V_0 / g$$

Avec :

- B: La valeur maximale du coup de bélier (m).
- a : la célérité de l'onde (m/s).
- V₀ : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s²).

La valeur maximale de la pression (surpression) (H_s) sera :

$$H_s = H_0 + b$$

La valeur maximale de la pression (dépression) (H_d) sera :

$$H_d = H_0 - b$$

$$H_0 = H_g + 10$$

Dont:

- H₀ : La pression absolue dans la conduite (m).

2^{eme} cas : fermeture lente :

Dans le cas, de fermeture lente, le temps de fermeture est :

$$t_f > 2L / a$$

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

$$b = 2 * L * V_0 / g * t_f$$

Les valeurs des suppressions et des dépressions pour le cas le plus défavorable (fermeture brusque) sont regroupées dans le tableau (VI-1) :

Tableau (VI-1) : tableau récapitulatif des dépressions et surpressions

Tronçon	Dint (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)	Z ₀ =H _g +10 m	Célérité a (m/s)	Valeur de coup de bélier m	Dépression m	Surpression m	DN
Forage - R1000	257.8	28.6	0.77	1669	137.20	350.82	27.54	109.66	164.74	315

Commentaire :

D'après les résultats obtenus sur le tableau on remarque que dans notre adduction il n'existe pas des surpressions qui dépassent la pression admissible de la conduite PN16 qui est égale à 167 m.c.e, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier. Par contre il existe des dépressions au niveau de notre adduction, puisque la valeur de la dépression ne vérifie pas la condition de sécurité qui doit être inférieure à 100 m.c.e.

La dépression peut conduire à un aplatissement de la conduite, si celle-ci ne présente pas une épaisseur suffisante. Pour cela, on optera pour la protection au moyen d'un réservoir d'air.

VI.4.1.2. Dimensionnement du réservoir d'air : [3]

On distingue différentes méthodes de calcul:

a) Méthode de VIBERT :

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

b) Méthode de BERGERON :

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Nous utilisons un programme Excel pour calculer les différents paramètres du réservoir d'air.

➤ Principe de calcul :

Une fois, que les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées, les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou d'étranglement, ou des deux, Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air U_0 en régime normal et une vitesse finale V_f pour un intervalle de temps T considéré.
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

➤ Application des principes cités :

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle, ...etc. et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :

- **Les temps se suivent selon des valeurs :**

$$T = 2L/a.$$

- **Variation du volume d'air :**

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air :

$$\Delta U = S \times T \times V_m$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement (m²).
- T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
- V_m : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s).

- **Pression dans le réservoir d'air :**

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$Z = (Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} / U^{-1,4}$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- Z₀ : Pression absolue.
- U₀ : Volume d'air initial.
- U : Nouveau volume d'air.
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

- **Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure :**

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement, on choisit une tuyère. On calculera à la montée de l'eau, la vitesse V₁ de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse V₂ dans la tuyère à la descente de l'eau.

- ❖ **Cas de la montée de l'eau :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- V_f : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
- d' = 0,92 d : Diamètre de la veine contractée en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_1^2}{2g}$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge ' c ' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe. Il s'écrit en fonction du rapport m_1 , tel que :

$$m_1 = (d' / D_t)^2$$

Avec :

- D_t : Diamètre de la tubulure.

❖ **Cas de la descente :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5.

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K'$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge ΔH_2 à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V_2^2}{2g}$$

Avec :

- c' : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge ' c' ' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe. Il s'écrit en fonction du rapport m_2 , tel que :

$$m_2 = 0.5 \left(\frac{d}{D_t} \right)^2$$

Avec :

- D_t : Diamètre de la tubulure.

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (VI-2) ci-dessous :

Tableau (VI-2) : développement des résultats de calcul du réservoir d'air

Données de l'Adduction		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,315 m	Volume U _t	1,4 m ³
Débit	0,06 m ³ /s	K PDC entr	74,65 Vf ²
H géomet	127,2 m	K PDC sort	7,18 Vf ²
Long. Cond	1669 m	Exposant	1,4
coef. K	83		
Epaisseur e	0,0286 m		
C Haz Will	70,15		
Résultats des variations du volume d'air		Pression de l'air	
U _{max}	1,70793079 m ³	pres. air Z	236,235367 /U ⁴
U _{min}	1,4 m ³		
Résultats		Résultats des pressions	
Vitesse	0,77030104 m/s	Surpression	8,39055883 m
Section	0,07789163 m ²	Dépression	25,5273123 m
Célérité a	319,112386 m/s		
B	25,05735 m		
H _{max}	162,25735 m		
H _{min}	112,14265 m		
periode θ	10,4602646 s		
H ₀	137,2 m		
PDC δ	10,2910498 m		
a/g	32,5292952 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1,4	147,49105	0	147,49105	10,2910498	137,2	0,77030104	0	0	
10,4602646	0,30793079	1,70793079	111,657151	0,01553663	111,672688	0,00650332	111,679191	-0,0142474	0,37793723	-0,0144266	0,00017915
20,9205293	-0,1842708	1,52365999	131,009149	14,314681	145,32383	3,61570245	148,939533	-0,4379048	-0,2261638	-0,437901	-3,835E-06
31,3807939	-0,111953	1,41170699	145,781538	0,19097878	145,590559	0,58047756	145,010081	0,16308003	-0,1374049	0,16309113	-1,11E-05
41,8410585	0,12539869	1,53710568	129,407575	0,15038479	129,25719	0,4652475	128,791942	0,14469733	0,15390743	0,14472373	-2,64E-05
52,3013231	-0,01729	1,51981572	131,473314	2,61505033	134,088365	0,74907514	134,83744	-0,1864078	-0,0212207	-0,1871652	0,00075736
62,7615878	-0,0950521	1,42476358	143,914644	0,15904825	144,073692	0,05604729	144,12974	-0,0460058	-0,1166617	-0,0461583	0,00015246
73,2218524	0,0459992	1,47076279	137,652857	0,18168208	137,471175	0,55426343	136,916912	0,15832236	0,05645688	0,15907203	-0,0007497
83,682117	0,05151626	1,52227905	131,175564	0,07941102	131,254975	0,02945971	131,284434	-0,0322337	0,06322821	-0,0326156	0,00038192
94,1423817	-0,0614439	1,46083517	138,96429	1,04312997	140,00742	0,31983076	140,327251	-0,1179507	-0,0754128	-0,11821	0,00025929
104,602646	-0,0140229	1,44681229	140,853568	0,05040691	140,803161	0,16908264	140,634079	0,08375451	-0,0172109	0,08378819	-3,367E-05
115,062911	0,05919384	1,50600613	133,164199	0,0271692	133,13703	0,09539999	133,04163	0,0614887	0,07265125	0,06151431	-2,561E-05
125,523176	-0,0156875	1,49031862	135,130735	0,74683261	135,877568	0,23471649	136,112284	-0,099784	-0,019254	-0,1000223	0,00023832
135,98344	-0,0456012	1,44471741	141,139588	0,01059701	141,150186	0,00456309	141,154749	-0,011647	-0,05959684	-0,0119145	0,00026752
146,443705	0,03225186	1,47696927	136,843721	0,05956585	136,784155	0,19735166	136,586803	0,09107738	0,03958415	0,09108282	-5,441E-06

A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = 137.29 m.
- La dépression maximale = 101.47 m.
- U_{max} = 1.70 m³.
- Le volume total du réservoir d'air : U_t = U_{max} * 1.2 = 2.04 m³ = 2004 L

Donc, le volume de réservoir d'air que nous avons placé est : 2000 L

VI.4.1.3.L'explication graphique :

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger la conduite contre le coup de bélier. L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (VI-4)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite :

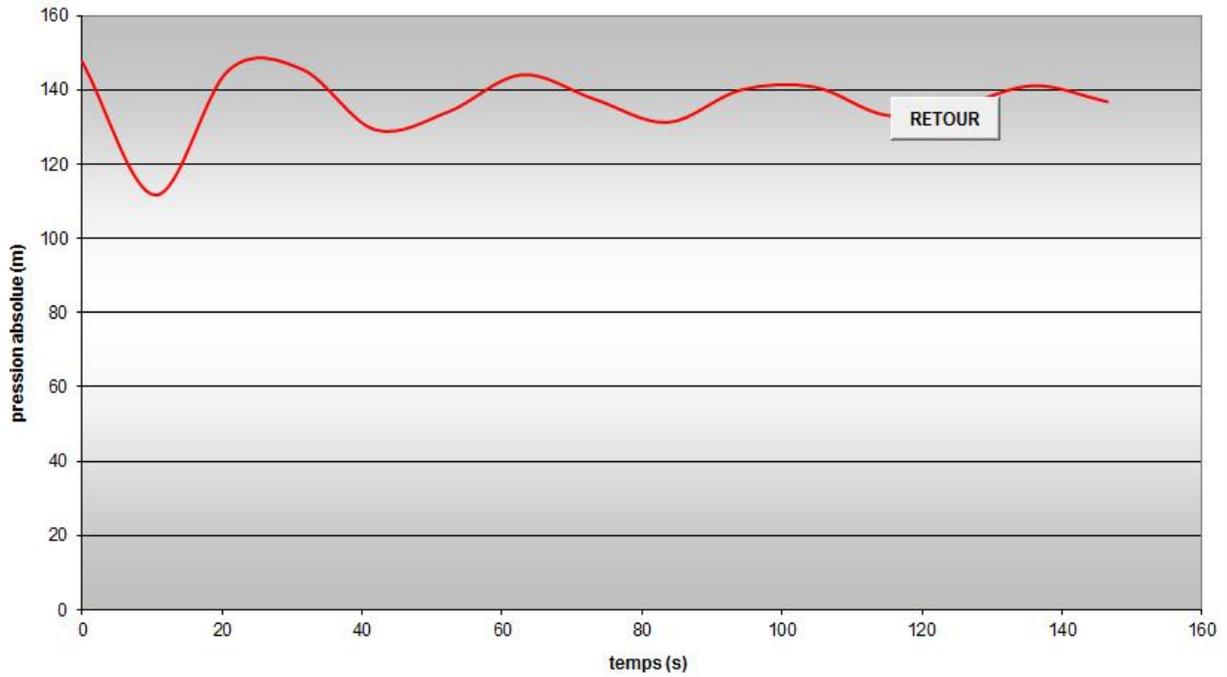


Figure (VI-7) : Variation de la pression absolue en fonction de temps

VI.4.1.4. Tracé de l'épure de BERGERON :

L'épure de BERGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel (Figure (V-8)) :

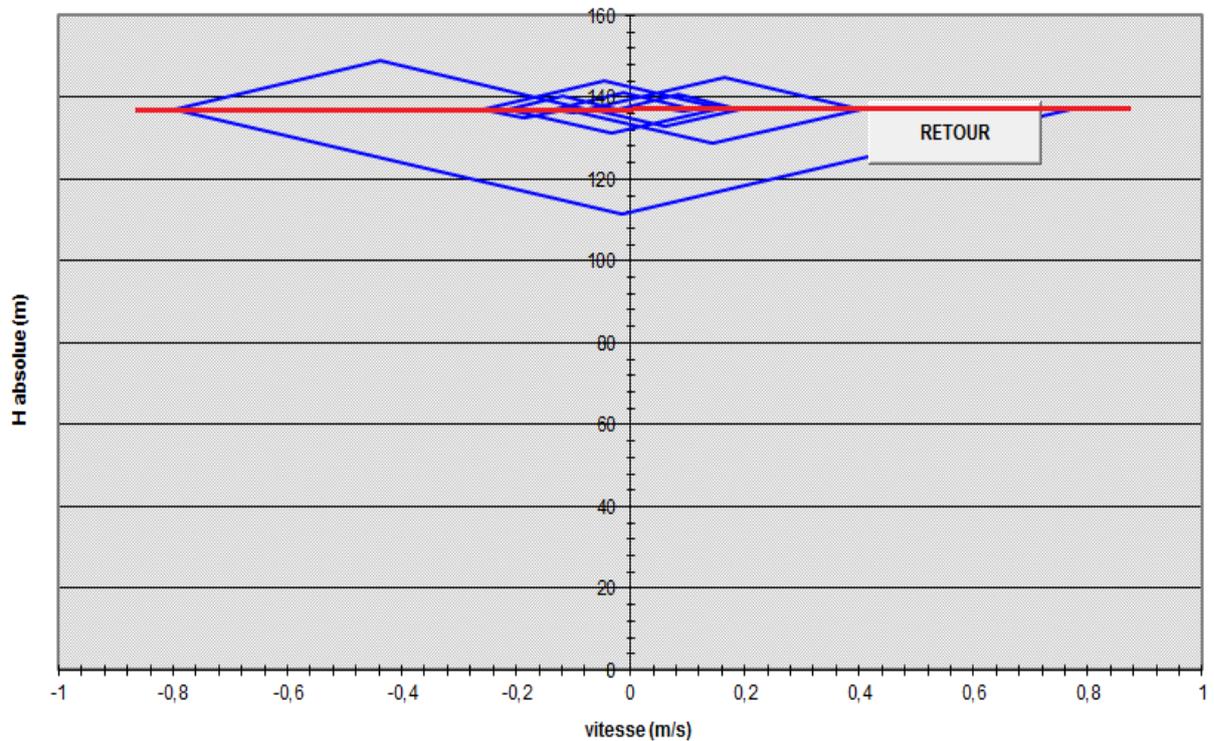


Figure (VI-8) : Epure de BERGERON pour la conduite

VI.4.2.Partie gravitaire :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste à installer une vanne à fermeture lente à la sortie du réservoir.

VI.5.Pose des canalisations :**VI.5.1.Principe de pose des canalisations : [11]**

Le rôle de la conduite n'est pas seulement le transit d'un certain débit, mais elle doit résister à la surpression et à la dépression, aux flexions longitudinales, aux efforts dus à son propre poids et au poids de l'eau ainsi qu'à l'agressivité du sol.

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre, le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel, en général elle est de 1m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m. Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Les différents modes de pose des conduites sont :

VI.5.1.1.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui a subi des chocs, des fissures, ..., etc. Après cela, on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de

pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exemptes de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

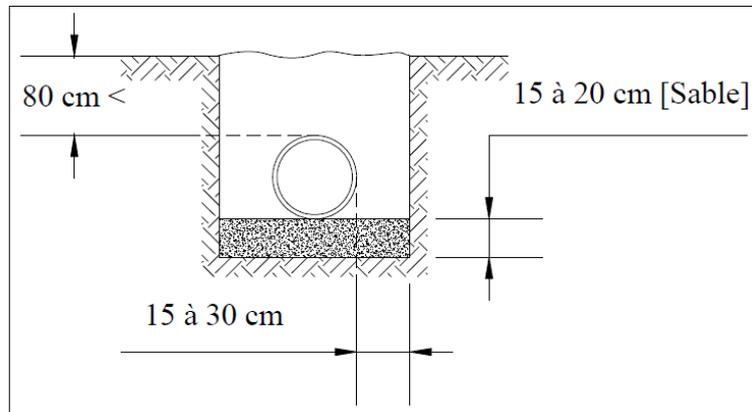


Figure (VI-9): pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire

VI.5.1.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2) Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

VI.5.1.3. Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

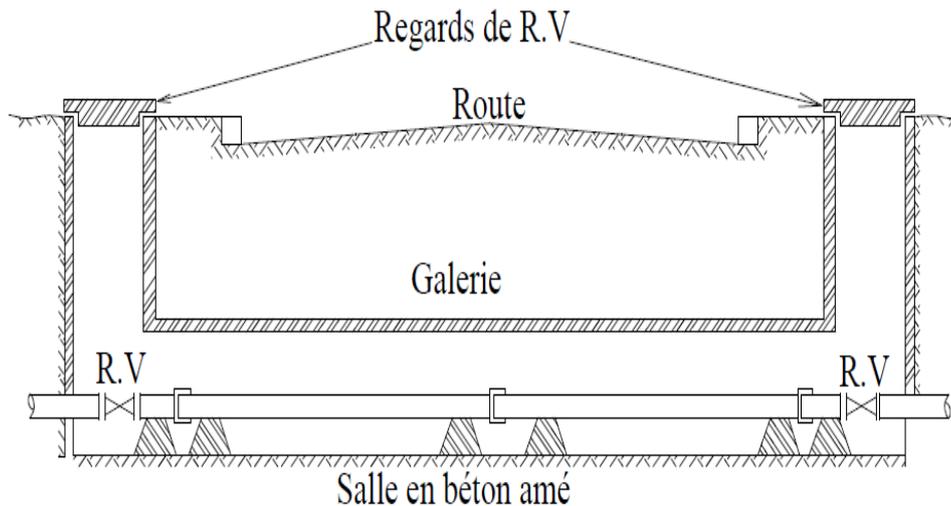


Figure (VI-10): pose d'une canalisation en galerie.

VI.5.1.4. Pose de canalisation par Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Premier cas : l'existence d'un pont-route servira de support à la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.
- ✓ Deuxième cas : si le pont n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, et sera posée alors sur des ouvrages spéciaux (comme les tasseaux). Et pour protéger les contre les chocs (Dus à la navigation par exemple), on utilise des conduites de diamètre supérieur, ou des gabions sur les deux côtés de la conduite.

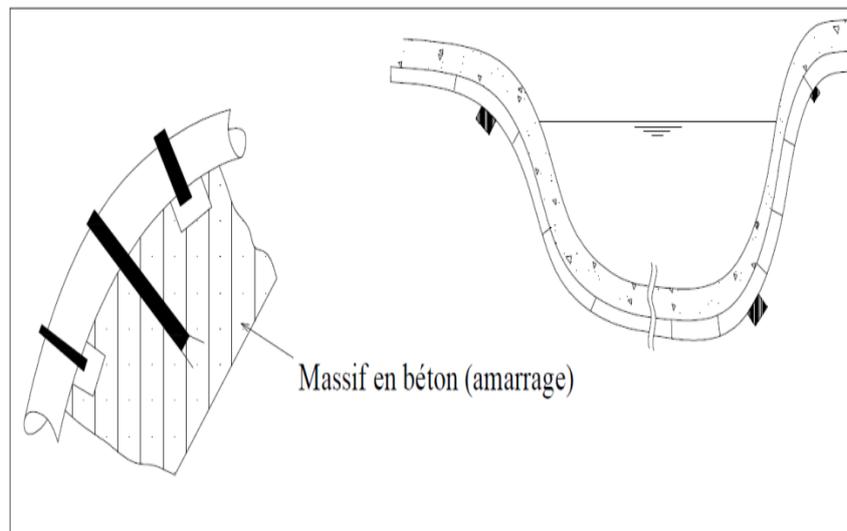


Figure (VI-11): canalisation traversée d'une rivière

VI.5.2. Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable, pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

VI.5.3. La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales.

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VI.5.4. Mode d'assemblage des tubes en PEHD :

Les différents types d'assemblages des tubes sont les suivants :

VI.5.4.1. L'électro-soudage :

Les raccords électro-soudage sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui après assemblage, se trouvera en contact du tube.

Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord.

La dissipation par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

VI.5.4.2. Soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout est une technique d'assemblage des thermoplastiques par fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante.

L'assemblage est réalisé en effectuant les opérations suivantes :

- ✓ Fusion des extrémités, préalablement rabotées, de tube ou de pièces de formes en polyéthylène par application sur un élément chauffant.
- ✓ Soudage par mise au contact des extrémités en fusion après retrait de l'élément chauffant.
- ✓ Refroidissement de l'assemblage réalisé.

VI.6. Conclusion :

D'après l'étude effectuée, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, nous avons placé un réservoir d'air à l'aval de station de pompage ayant un volume de 2000 L. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes étapes de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Pour cela, on a abordé les différentes phases d'une étude d'alimentation en eau potable (Captage, ouvrages de stockage, Adduction, distribution et protection).

Après avoir estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2046, et après avoir établi le bilan ressources-besoins, on a constaté que le débit fourni par les deux forages AIN CHEIKH et TABESBASET, répondent aux besoins actuels, à court et à moyen terme, mais ne suffisent pas à la satisfaction des besoins à long terme de la population. Cette situation nous a incitées à faire les recommandations suivantes :

- 1- réalisation d'un nouveau forage.
- 2- transfert à partir du barrage de BENI HAROUN.

Par la suite, on a dimensionné les ouvrages de stockage et on a trouvé que les réservoirs existants ne sont pas suffisants pour répondre aux besoins futurs de la population. Afin de subvenir aux besoins de la population à long terme, nous recommandons :

- la projection d'un réservoir de 150 m^3 à proximité de celui existant de 1000 m^3 , 150 m^3 à proximité de R 500 m^3 et un autre de 350 m^3 à proximité de R 200 m^3 .

À propos de l'adduction, on a opté pour une canalisation en PEHD avec un nouveau diamètre (315 mm) dans la partie d'adduction par refoulement, et un diamètre (200 mm) dans la partie d'adduction gravitaire; pour mettre fin aux différentes fuites et véhiculer le débit nécessaire à une alimentation optimale.

Par ailleurs, nous avons projeté un réservoir d'air pour la conduite de refoulement (forage AIN CHEIKH – R1000 m^3), et ce qui concerne la conduite d'adduction gravitaire nous avons installé une vanne à fermeture lente; afin de la protéger ainsi que les installations contre le phénomène du coup de bélier.

Dans le chapitre relatif au choix des pompes, nous avons opté pour une pompe de type électropompe immergé [E12S58/4M + M10180] pour le forage Ain Cheikh, et une autre pompe de type électropompe immergé [E6S64/8A + MC620] pour le forage TABASBEST.

Et en ce qui concerne la distribution, nous avons opté pour un réseau maillé pour les trois zones constituant le site de notre étude. Dans nos calculs, nous avons veillé à assurer la pression de service nécessaire aux points les plus défavorables. Les vitesses sont acceptables, pour la plupart des tronçons du réseau de distribution, excepté quelques-uns où les vitesses sont inférieures à 0,5 m/s.

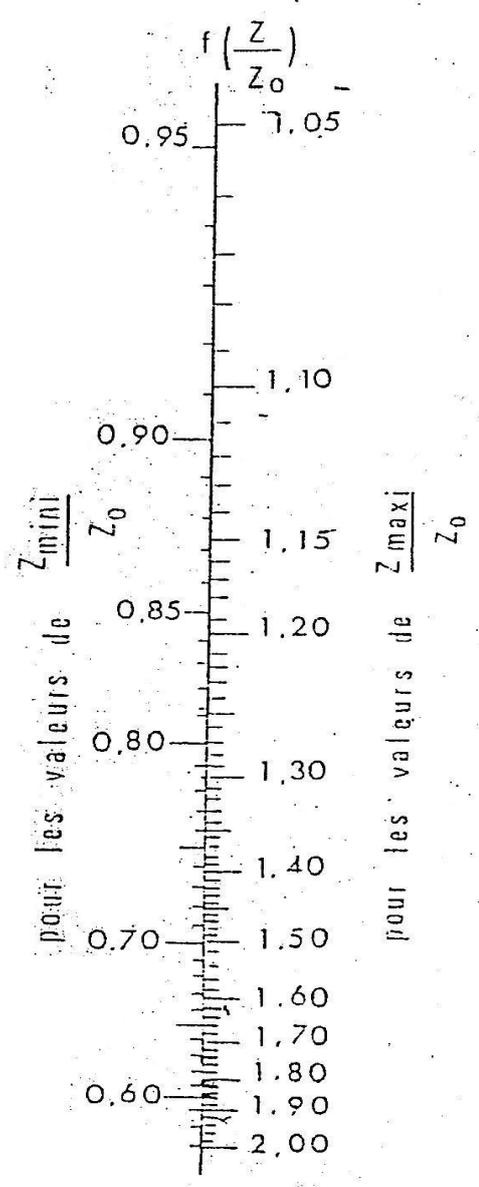
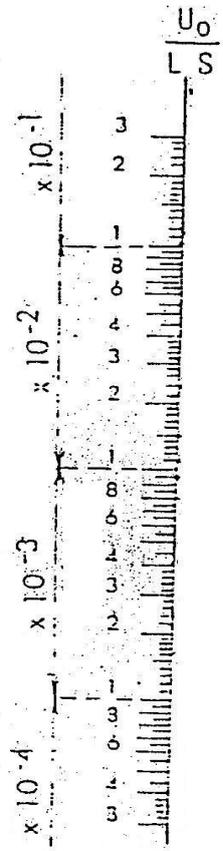
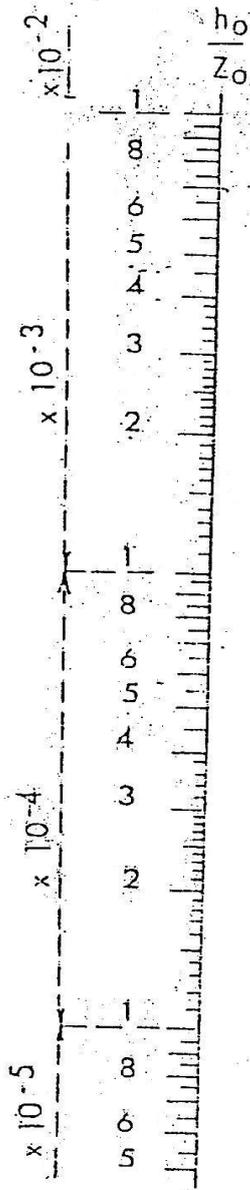
Enfin nous espérons avoir plus ou moins atteints les objectifs fixés au départ et que ce mémoire puisse servir d'avant-projet à une étude détaillée et de support aux promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Les données de la DRE de la wilaya de Mila commune AIN MELLOUK.
- [2] **J.BOVIN.** HYDRAULIQUE URBAINE I. Edition Lausanne 2005, 15 P.
- [3] **A.DUPONT, Tome II** ouvrage de transport Elévation et distribution des eaux Edition Eyrolles 61 boulevard Saint-Germain-75005 Paris 1979.
- [4] **M. Carlier,** Hydraulique générale, édition Eyrolles, paris 1979.
- [5] **FOUGHALIA, I.** et **KAHLA,** mémoire fin d'étude. Étude du réseau d'AEP des villages AIN BEIDA HERICHE, SEDARI ET SEBIKHIA, wilaya DE MILA mémoire de fin d'Etude, master université Abderrahmane Mira, Algérie 100 page juin 2015.
- [6] **ZEROUAL.A, YAHI.N,** mémoire fin d'étude diagnostique, et réhabilitation de réseau d'alimentation en eau potable de la vile de Tadjenanet wilaya de Mila 2015.
- [7] **BENRADOUANE.N, BEZAID.Y,** mémoire de fin d'étude. Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), master université Abderrahmane Mira, Algérie 72 page juin 2015.
- [8] **HUGUES.G** adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [9] **BOUCENNA.S, AMIRA.A** mémoire de fin d'étude. Étude de réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bazol (W.Jijel) master université Abderrahmane Mira, 88 pages juin 2015
- [10] **BOUMRIDJA.M, DJDAOUN.F,** étude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait Khetal, commune de Beni Mauche Wilaya de Bejaia promotion 2010.
- [11] **BOUZIANE.F,** alimentation en eau potable des centres ruraux de **SIDI AMAR, MERAD** et **MEUNACER(W.TIPAZA)** mémoire de fin d'étude, ingénieur d'état, école nationale de supérieure de l'hydraulique de BLIDA. Promotion, 07 juillet 2008.
- [12] **MEZERREG.Y,** l'étude d'un système de transfert pour alimenter en eau potable des agglomérations de Chadia et Ghariana a partir du barrage d'El-Agrem (Jijel) mémoire de fin d'étude, ingénieur d'état, école nationale de supérieure de l'hydraulique ARBAOUI Abdellah, 109 pages promotion septembre 2013.

Annexes



Annexe II

Normalisation des réservoirs d'air anti bélier

Caractéristiques techniques						
Référence	Capacité	Soupape	ent. sort. (hors vanne)	Ø extérieur	Hauteur	Poids
	litres	bar	Ø	mm	mm	kg
G 120 V11	120	10,4	F 3/4"	396	1 362	42
G 250 V11	250	10,4	F 3/4"	500	1 780	67
G 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 185	135
G 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 281	200
G 1500 V12	1 500	11,4	F 2"	1 000	2 305	270
G 2000 V10,7	2 000	10	F 2"	1 000	2 773	417
G 3000 V10,7	3 000	10	DN 80	1 200	3 082	704
G 4000 V10,7	4 000	10	DN 80	1 200	3 872	843
G 5000 V10,7	5 000	10	DN 100	1 400	3 719	1 173
G 250 V16	250	14,2	F 3/4"	500	1 790	87
G 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 185	90
G 1000 V16	1 000	14,2	F 2"	800	2 335	240
P 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 081	128
P 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 153	190
P 1000 V12	1 000	11,4	F 2"	800	2 335	228
P 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 079	164

Nos réservoirs d'air sont conformes à la Directive Européenne 87/404 de juillet 92 et sont livrés avec leurs accessoires de contrôle et de sécurité. Nous consulter pour des pressions supérieures.

Caractéristiques des réservoirs d'air comprimé

E12S58/4M + M10180

Caractéristiques requises

Débit	60 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	60 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Puissance absorbée	110 kW
Rendement	74,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	267 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	132 kW
Courant nominal	255 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

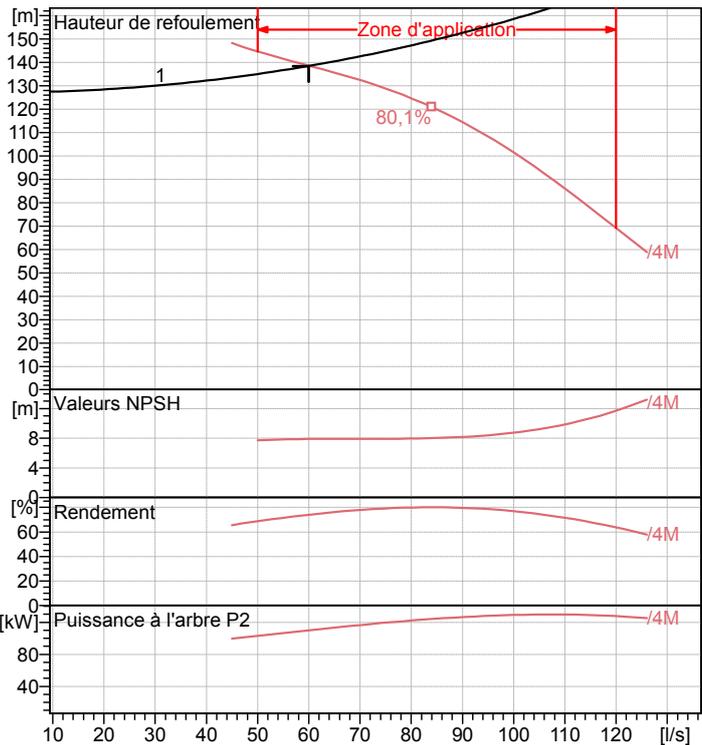
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	606 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte grise
Corps d'étagé	Fonte grise
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



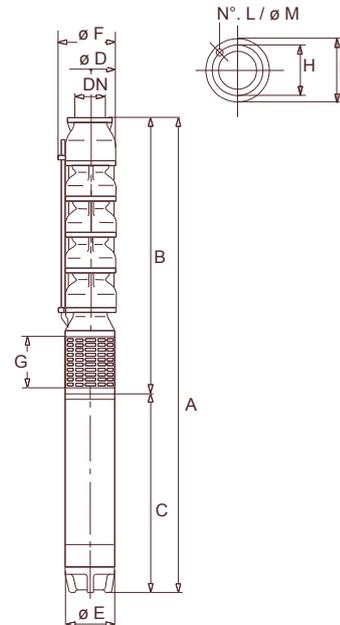
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 3030
- B = 1185
- C = 1845
- D = 240
- DN = 150
- E = 242
- F = 264
- G = 198
- H = 206
- I = 234
- L = 6
- M = 16



Notes:

Date 22.06.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

E6S64/8A + MC620
Caractéristiques requises

Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	43,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	20,1 l/s
Hauteur de refoulement	43,4 m
Puissance absorbée	13,3 kW
Rendement	64,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	111 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	34,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

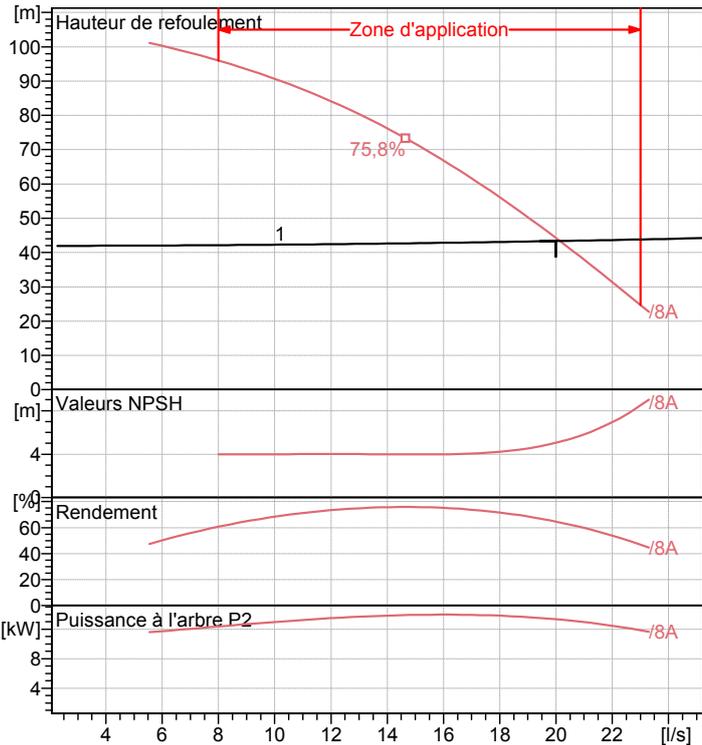
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	131 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc

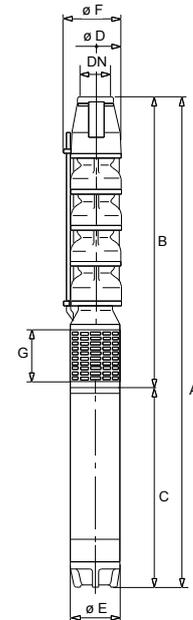

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2124
 B = 1302
 C = 822
 D = 143
 DN = G3"
 E = 143
 F = 150
 G = 124



Notes:

Date 22.06.2016	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

ملخص:

خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بمعالجة نظام التحويل لتزويد منطقة عين ملوك (ولاية ميلة) بمياه الشرب انطلاقا من أبارعين الشيخ و تبسباسة بتدفق كلي يصل إلى 08ل/ثا. الدراسة تمت على ستة مراحل، استعراض الموقع وتقدير الاحتياجات، حساب صهاريج التخزين وقنوات الإيراد حساب شبكة التوزيع اختيارات المضخات الملائمة وأخيرا حماية القنوات.

Résumé :

Dans ce mémoire de fin d'étude nous avons traité le système transfert pour alimenter en eau potable la région de AIN MELLOUK (Wilaya de Mila) à partir des forages AIN CHEIKH et TABESBASET ayants un débit total de 80 l/s l'étude a été menée sur 6 étapes principales: la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage et l'adduction, le choix des pompes et le dimensionnement du réseau de distribution et enfin la protection des canalisations.

Abstract:

In this Master's thesis we studied the transfer system to supply drinking water to the AIN MELLOUK region (province of Mila) from the drillings of AIN SHEIKH and TABESBASET assigns a total flow of 80 l / s. The study was conducted on six main stages: the presentation of the site and the estimation of needs, sizing storage tanks and supply, the selection of pumps and sizing of the distribution network and finally the protection of pipelines.