

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Seddik Ben Yahia Jijel
Faculté de la Technologie



Département de Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

Présenté par :

ADEL DOUKHANE

YOUCEF KRIKET

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA REGION DE BENI MAAZOUZ (W. JIJEL)

Dirigé par :

- Dr. AINAS BELKACEM

Soutenu publiquement le 15 / 09 / 2021 devant le jury composé de :

- Président : KESSILIA
- Examineur : LABIED.CH

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 B. AINAS pour son aide

Et ces conseils durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons également à remercier :

Tous nos enseignants Hydraulique.

Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner notre

Travail et de l'apprécier à sa juste valeur

Dédicace

Je dédie ce modeste travail de fin d'études

Aux êtres les plus chers.

*A mon père **Abderrahmane** et ma mère **Zahya** qui ont fait de moi ce que
je suis aujourd'hui*

Par leurs sacrifices et leur bonté ainsi que leurs conseils.

A mes frères Sifo, Oussama et Zakaria .

A ma sœurs Hadil .

A toutes mes amis(e) qui ont crus en moi et `a ceux qui m'ont aidé et

Soutenu, même par leurs sourires.

A mes amies de ma promotion

A tous qui m'ont aidé de près ou de loin

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à maintenant.

Adel

Dédicace

Je dédie ce modeste travail de fin d'études

Aux êtres les plus chers.

*A mon père **Azeddine** et ma mère **Zohra** qui ont fait de moi ce que je
suis aujourd'hui*

Par leurs sacrifices et leur bonté ainsi que leurs conseils.

A mes frères Ammar, Aissa et Mehedi .

A mes sœurs Fatima et Nacera .

A toutes mes amis(e) qui ont crus en moi et `a ceux qui m'ont aidé et

Soutenu, même par leurs sourires.

A mes amies de ma promotion

A tous qui m'ont aidé de près ou de loin

A tous mes enseignants depuis le primaire jusqu'à maintenant.

Youcef

Liste des symboles

A: L'amortissement annuel.

a: célérité d'ondes (m/s).

B: la valeur maximale du coup de bélier.

BL : Le bilan en (DA).

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

CTNd : Cote terrain Natural de départ (m).

CTP : Cote de trop plain (m).

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

D : diamètre de la conduite en (m).

D1 : Diamètre de la roue avant rognage.

D2 : Diamètre de la roue après rognage.

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

eu: Prix unitaire du KWh.

Fam : Frais d'amortissement (DA)

Fexp: Frais d'exploitation (DA).

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

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

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

H1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Hg : Hauteur géométrique (m).

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

Hmt : Hauteur manométrique totale.

i : Taux d'annuité.

J : Perte de charge linéaire (m/ml).

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

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

Kf : Coefficient de fuite.

Liste des symboles

Kmax j : Coefficient d'irrégularité maximal.

L : La longueur de la conduite (m).

m : Coefficient de rognage.

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

n: Nombre d'années d'amortissement.

Ni : Nombre de consommateur.

η: Rendement de pompage.

P : Puissance en Kw.

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

P+max: la valeur maximale du résidu (%).

P0 : La population de l'année de référence.

PEHD : Polyéthylène haute densité

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

Pn : La population future à l'horizon considéré.

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

Pu : puissance utile par la pompe (KW).

PVC : Chlorure de polyvinyle

Q : Débit refoulé en (m³/s).

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

Qmax.j : Débit max journalier (m³/s).

Qmoy.j : Consommation moyenne journalière (m³/j).

Qmoy.j.maj : Le débit moyen journalier majoré (m³/j)

R : Résistance de la conduite.

Re: Le nombre de REYNOLDS.

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

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

T: Température de l'eau en degré °C.

TP : Le temps de pompage par jour.

Liste des symboles

U : Nouveau volume d'air.

U0 : Volume d'air initial.

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

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

V0 : vitesse d'écoulement.

Vinc : volume d'incendie (m³).

Vmoy : Vitesse moyenne (m/s).

Vmax : volume de réservoir maximal (m³).

Vt : volume total du réservoir (m³).

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z0 : Pression absolue de la conduite.

α : coefficient de vieillissement des conduites.

ΔHL : Perte de charge linéaire(m).

ΔHs : Perte de charge singulière (m).

ΔHT : Pertes de charge totale (m).

ϵ : Le coefficient de rugosité de la conduite.

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

ν : Viscosité cinématique en (m²/s),

K : Coefficient dépendent du matériau constituant la conduite.

e : Epaisseur de la conduite (m).

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE D'ETUDE

I.1.introduction	2
I.2. Présentation du site	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Le Climat.....	3
I.2.3. La Précipitation.....	3
I.2.4. La température	3
I.2.5. La sécheresse	4
I.2.6. Le vent	4
I.4.2.7La sismicité.....	5
I.3.Situation topographique	6
I.5.Conclusion	6

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1 Introduction.....	7
II.2 Evaluation future de la population.	7
II.3 Le taux d'accroissement.....	7
II.4 Norme de consommation unitaire	8
II.5. Evaluation de la consommation moyenne journalière	9
II.5.1 besoins domestique.....	9
II.5.2 besoins des équipements.....	9
II.6. Consommation moyenne journalière totale.....	10
II.7 Majoration de la consommation moyenne journalière	11
II.8. Variation de la consommation journalière	12
II.9. Variation de la consommation horaire	12
II.10. Conclusion.....	16

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

III.1. Introduction	17
III.2. Rôle des réservoirs	17
III.3. Classification des réservoirs.....	17
III.4. Différents types de réservoir	18
III.4.1. Réservoir sur tour (château d'eau).....	18
III.5. Emplacement des réservoirs.....	20
III.6. Les équipements des réservoirs.....	20

III.6.1. Conduite d'adduction	20
III.6.2. Conduite de distribution	21
III.6.3. Conduite du trop-plein.....	21
III.6.4. Conduite de vidange	21
III.6.5. Conduit BY-PASS :.....	22
III.7. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	23
III.7.1. Le système a deux prises	23
III.7.2. Le système a siphon.....	23
III.8. Détermination de capacité du réservoir.....	24
III.8.1. Volume total du réservoir	24
III.8.3. La méthode analytique.....	24
III.8.4. La méthode graphique	26
III.9. Conclusio.....	28

CHAPITRE IV : ADDUCTION

IV.1 Introduction :	29
IV.2. Type d'adduction	29
IV.2.1. Adduction par refoulement.....	29
IV.2.2. Adduction gravitaire.....	29
IV.2.3. Adduction mixte	30
IV.3. Critères de choix du tracé.....	30
IV.4. Choix du type des conduites	30
IV.5. Etude technico-économique de l'adduction.....	31
IV.6. Calcul du diamètre économique de la conduite	31
IV.7. Calcul de la vitesse.....	31
IV.8. Calcul des pertes de charge.....	32
IV.8.1. Les pertes de charges linéaires	32
IV.8.2. Les pertes de charges singulières	33
IV.8.3. Les Perte de charge totale.....	33
IV.9. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	33
IV.10. Puissance de pompe	34
IV.11. Energie consommée par la pompe	34
IV.12. Frais d'exploitation	34
IV.13. Frais d'amortissement.....	34

IV.15 Bilan économique	35
IV.16 Calcul hydraulique	35
IV.16.1. Les donne du Forage projeté vers les deux réservoirs.....	35
IV.16.2. Calcul de diamètre.....	36
IV.16.3. Détermination de la hauteur manométrique totale	36
IV.16.4. Frais d'exploitation.....	36
IV.16.5. Frais d'amortissement	36
IV.16.6. Bilan global des frais	37
VI.17.Conclusion.....	37

CHAPITRE V : POMPES ET STATIONS DE POMPAGE

V.1.Introduction	38
V.2.Classifications des pompes	38
V.2.1. Les pompes Volumétriques.....	38
V.2.2. Les turbopompes.....	38
V.3.Choix du type de la pompe	40
V.4.Caractéristiques générales des pompes centrifuges	40
V.4.1. Le débit de pompage.....	40
V.4.2. La vitesse de rotation (N).....	40
V.4.3. La hauteur manométrique totale (Hmt).....	40
V.4.4. La hauteur géométrique d'aspiration (Ha).....	40
V.4.5. La hauteur géométrique de refoulement (Hr).....	41
V.4.6. Rendement de la pompe (η).....	41
V.4.7. Puissance utile de la pompe (Pu).....	41
V.4.8. Puissance absorbée par la pompe (Pa).....	41
V.5.Les courbes caractéristiques des pompes	41
V.6.Courbes caractéristiques de la conduite	42
V.7.1. Couplage Pompes en série.....	43
V.7.2Couplage Pompes en parallèle.....	43
V.8.Le point de fonctionnement de la pompe	44
V.9.Réalisation du point de fonctionnement désire	45
V.10.La cavitation	46
V.10.1. Pour l'alimentation en charge.....	47
V.10.2. Pour l'alimentation en dépression.....	48

V.11.Choix des types des pompes du projet	48
V.12.Conclusion.....	49
CHAPITRES VI : PROTECTION ET POSE DES CONDUITES	
VI.1. Introduction :	50
VI.2. Le phénomène du coup de bélier :	50
VI.2.1. Définition :	50
VI.2.3. Causes du phénomène :	50
VI.2.3. Risques liés aux coups de bélier :	51
VI.2.3.1. Cas de surpression :	51
VI.2.3.2. Cas de dépression :	51
VI.2.3.3. Fatigue de la canalisation ;	51
VI.2.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :	51
VI.2.5. Protection des conduites contre le coup de bélier :	53
VI.2.5.1. Réservoirs d'air.....	54
VI.2.5.2. Cheminée d'équilibre.....	54
VI.2.5.3. Soupape de décharge	55
VI.2.5.4. Volant d'inertie.....	55
VI.2.5.5. Les ventouses.....	56
VI.2.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.....	57
VI.2.7. Etude de coup de bélier	58
VI.2.7.1. Valeur du coup de bélier.....	58
VI.2.7.2. Cas d'une fermeture brusque	59
VI.2.7.3. Cas d'une fermeture lente :	59
VI.2.8. Valeur numérique du coup de bélier	59
VI.2.8.1. Calcul des valeurs du coup bélier pour les traçons :FP-R	59
VI.3. Pose des conduites :	60
VI.3.1Exécution et aménagement de la canalisation	60
VI.3.2. Franchissement des points spéciaux :	62
VI.3.2.1. Traversées des routes :	62
VI.3.2.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued.....	62
VI.3.2.3. Pose en élévation :	63
VI.3.3. Désinfection des conduites :	63
VI.4.Conclusion :	63

CHAPITRES VII : DISTRIBUTION

VII.1.Introduction :	64
VII.2.Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable :	64
VII.2.1 Les réseaux ramifiés :	64
VII.2.2.Les réseaux maillés :	65
VII.2.3.Réseaux mixtes :	66
VII.3. Choix du trace:	66
VII.4.Choix du type de matériaux des conduites du réseau :	67
VII.5.Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) :	67
VII.6.Conception d'un réseau de distribution:	68
VII.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution :	68
VII.8.Détermination des débits :	69
VII.8.1.Débit de pointe :	69
VII.8.2.Débit spécifique :	69
VII.8.3 Débit en route :	69
VII.8.4.Débits aux nœuds :	69
VII.9. Dimensionnement du réseau (cas de pointe) :	70
VII.9.1. Calcul des débits aux nœuds.....	70
VII.10.Modélisation et simulation du réseau :	74
VII.10.1. Présentation du logiciel EPANET :	74
VII.10.2.Utilisation du logiciel EPANET :	75
VII.10.3.Modélisation du réseau :	76
VII.11.Résultats de la simulation du réseau avec EPANET:	77
III.11.1.les diamètres des tronçons et vitesses d'eau :	77
VII.11.1.1. Résultats et constatations :	77
VII.11.2.Calcul les pressions :	79
VII.11.3.Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression :	82
VII.12.Cas de pointe + incendie :	86
VII.12.1.les diamètres des tronçons et vitesses d'eau :	86
VII.12.2.Les pressions et les charges au niveau des nœuds :	88
VII.13.Conclusion :	90

Liste des figures :

Figure (I. 1): localisation de la région d'étude (image satellitaire Google- earth).	2
Figure (I. 2): précipitation moyenne mensuel.	3
Figure (I. 3): les courbes des températures.	4
Figure (I. 4): carte sismique de l'Algérie (RPA/version 2003).	5
Figure (II. 1): histogramme d'évaluation de la population future.	8
Figure (II. 2): Diagramme de la variation de la consommation horaire.	15
Figure (II. 3): la courbe de la variation de la consommation horaire cumulée.	16
Figure (III. 1): Réservoir sur tour (château d'eau).	19
Figure (III. 2): Réservoir enterré ou semi-enterré.	20
Figure (III. 3): Adduction avec chute libre.	21
Figure (III. 4): Adduction noyée.	21
Figure (III. 5): conduite de distribution.	21
Figure (III. 6): Trop-plein et vidange.	22
Figure (III. 7): Conduite de by-pass.	23
Figure (III. 8): Système à deux prises.	24
Figure (III. 9): Système à siphon.	24
Figure (III. 10): capacité du réservoir par la méthode graphique.	28
Figure (IV. 1): Adduction par refoulement.	29
Figure (IV. 2): Adduction gravitaire.	29
Figure (V. 1): Différents types de turbopompes.	39
Figure (V. 2): La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.	42
Figure (V. 3): Couplage des pompes en série.	43
Figure (V. 4): Couplage des pompes en parallèle.	44
Figure (V. 5): Point de fonctionnement d'une pompe	44
Figure (V. 6): schéma d'installation d'une pompe en charge.	47
Figure (V. 7): Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.	48
Figure (V. 8): Courbe caractéristique de la pompe.	49
Figure (VI. 1): Phase 1 temps écoulé : $T=L/C$.	52
Figure (VI. 2): Phase 2 temps écoulé : $t=2l/c$.	52
Figure (VI. 3): Phase 3 temps écoulé : $t=3l/c$.	53
Figure (VI. 4): Phase 4 temps écoulé $t=4l/c$.	53
Figure (VI. 5): Réservoirs d'air.	54

Figure (VI. 6): Cheminée d'équilibre.....	55
Figure (VI. 7): Une Soupape de décharge.	55
Figure (VI. 8): Un schéma général d'un volant d'inertie.	56
Figure (VI. 9): Une ventouse.....	57
Figure (VI. 10): développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement.	60
Figure (VI. 11): Pose de la conduite en tranchée.....	62
Figure (VI. 12): Protection pour la traversés des routes.	63
Figure (VI. 13): Protection pour la Traversée d'oued.....	63
Figure (VII. 1): Schéma de réseau ramifié.....	64
Figure (VII. 2): Schéma de réseau maillé.	65
Figure (VII. 3): Schéma de réseau mixte.	66
Figure (VII. 4): Environnements de travail sur EPANET.	74
Figure (VII. 5): résultat de simulation (pression et vitesse).....	81
Figure (VII. 6): Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression..	84

Liste des tableaux :

Tableau (I. 1): précipitation moyenne mensuel (Aéroport Ferhat Abbas-Jijel).....	3
Tableau (I. 2): température moyenne, minimale et maximale.	4
Tableau (I. 3): les vitesses moyenne de vent –Aéroport de Jijel.	5
Tableau (II. 1) : évaluation de la population à différents horizons.....	4
Tableau (II. 2): Norme de consommation domestique (Tiré de Dupont (1979)).....	9
Tableau (II. 3): Détermination des besoins domestiques.	9
Tableau (II. 4): Les besoins en eau des équipements publics.	10
Tableau (II. 5): Détermination des besoins d'équipements à long terme	11
Tableau (II. 6): Tableau récapitulatif des besoins majorés actuels et à l'horizon.	12
Tableau (II. 7): Détermination des consommations maximales journalières.	12
Tableau (II. 8): Evaluation de la consommation horaire.....	13
Tableau (II. 9): Variation du débit horaire pour les agglomérations Beni Maazouz.....	14
Tableau (III. 1): Classification des réservoirs.	17
Tableau (III. 2): détermination la capacité du réservoir.	24
Tableau (III. 3): détermination la capacité du réservoir par méthode graphique.	26
Tableau (IV. 1): Calcul de la Hmt	36
Tableau (IV. 2): Frais d'exploitation.	36
Tableau (IV. 3): Frais d'amortissement.....	36
Tableau (IV. 4): Calcul Bilan général..	37
Tableau (V. 1): Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température..	45
Tableau (VI. 1) : les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier.....	57
Tableau (VI. 2): Valeurs du coefficient K.	59
Tableau (VI. 3): Calcul des valeurs maximales du coup de bélier.	60
Tableau (VI. 4): Les différents matériaux.	61
Tableau (VII. 1): Détermination des débits aux nœuds	70
Tableau (VII. 2): les résultats de la simulation.	76
Tableau (VII. 3): Répartition des résultats au niveau de chaque nœud du Réseau 1.	78
Tableau (VII. 4): Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression	81
Tableau (VII. 5): Les résultats de la simulation (État des arcs du réseau pour le cas d'incendie.....	85

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est la vie, c'est l'une des plus grandes bénédictions que Dieu Tout-Puissant a accordées à ses créateurs, et sans eau, il n'y aurait pas de développement sur terre, car c'est l'essence de la vie, et le bon développement d'une région doit s'appuyer généralement sur secteur hydraulique fleurissant, parce qu'elle est liée à toutes les branches de l'économie, il est donc essentiel que l'eau soit utilisée de la manière la plus optimale possible.

L'eau potable et l'eau propre sont des droits humains, mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas comblée pourtant, ils vivent sans eau potable, la Terre vit une véritable crise de l'eau. L'Algérie est considérée parmi les pays touchés par ce problème et son incapacité à répondre aux besoins de la population, ce qui a poussé les autorités à rechercher d'autres ressources pour assurer la disponibilité de l'eau à la population.

Ces dernières années, la ville de Bani Mazouz a connu une pénurie croissante d'eau potable, qui engendre de fréquente coupure d'eau, et pour faire face à cette situation persistante, la Direction des ressources en eau de la Wilaya de Jijel c'est lancée une étude d'alimentation en eau potable dans le village de Bani Mazouz, dans le cadre d'un projet de fin d'étude qui nous a été attribué, il consiste à alimenter en eau potable le village de Bani Mazouz dans la commune d'El Ansar dans la wilaya de Jijel. Le but de notre étude est de déterminer la taille du nouveau réseau d'adduction d'eau potable.

Afin de répondre aux besoins en eau que ce soit à court ou à long terme, un forage a été réalisé, cette étude qui est divisée en sept chapitres les différentes parties de ce travail :

- ❖ Le premier chapitre : est destiné à la présentation générale de la zone d'étude ;
 - ❖ Le deuxième chapitre : est l'estimation des différents besoins en eau, de la population et d'équipements pour un horizon d'étude de 30 ans ;
 - ❖ Le troisième chapitre : il est consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage ;
 - ❖ Le quatrième chapitre : s'intéresse au calcul des conduites d'adduction ;
 - ❖ Le cinquième chapitre : consiste à choisir les pompes adéquates à notre réseau, se fera à l'aide du catalogue Caprari ;
 - ❖ Le sixième chapitre : La pose et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ;
 - ❖ Le septième chapitre : étude dimensionnement du réseau de distribution.
- On achève notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1.introduction :

Dans tout projet d'alimentation en eau potable (AEP) la collecte de données du site est nécessaire et cela pour la connaissance de toutes les caractéristiques du lieu. Ce chapitre consiste à l'étude et la présentation de la situation de notre zone d'étude Beni Maazouz, à savoir des points suivants (géographique, topographique, climatique.... Etc.)

I.2. Présentation du site :[1]

I.2.1. Situation géographique :

Le village de Beni Maazouz se trouve dans la commune de (Djamaa Beni Habibi), de la daïra El-Ancer Dans la wilaya de Jijel.

Elle est limité par:

- ✓ Au Nord : par la commune de SIDI ABDELAZIZ ;
- ✓ Au Sud : par la commune de EL ANCER et BORDJ THARE
- ✓ A l'Est : par la commune de EL ANCER
- ✓ A l'Ouest : par la commune de CHEKFA et BORDJ THARE

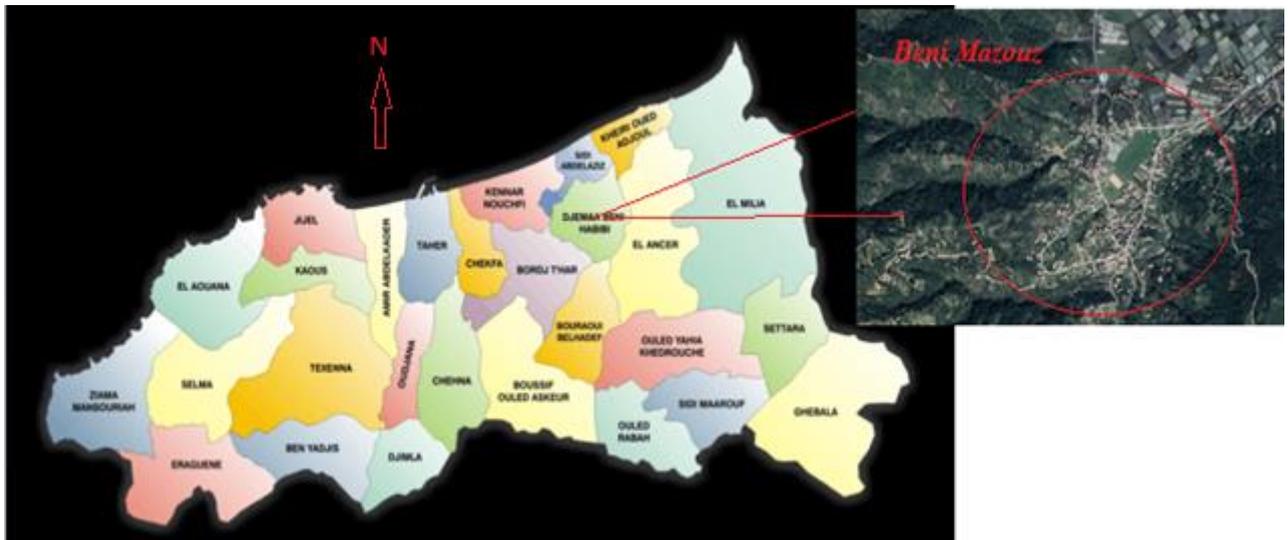


Figure (I-1) : localisation de la région d'étude (image satellitaire Google- earth).

I.2.2. Le Climat :

Un climat tempéré chaud est présent à Beni Maazouz les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Cet emplacement est classé comme CSA par Koppen et Geiger. [2]

I.2.3. La Précipitation :

Les précipitation moyenne est de 814 mm par année, le mois le plus sec est celui de juillet avec seulement 4mm. Avec une moyenne de 140mm pour le mois de Décembre qui enregistre le plus haut taux de précipitations.

Tableau (I-1) : précipitation moyenne mensuel (Aéroport Ferhat Abbas-Jijel).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Précipitation (mm)	124	102	84	69	48	17	4	7	45	68	109	140

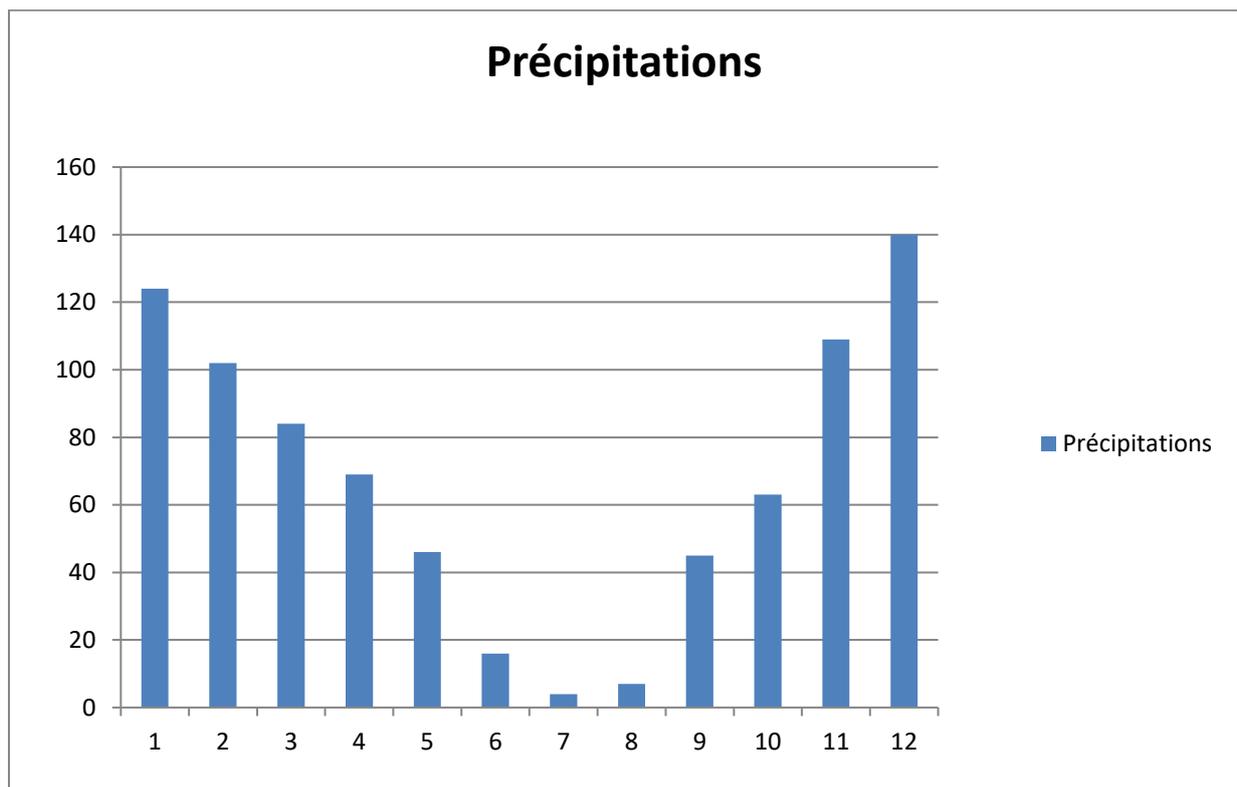


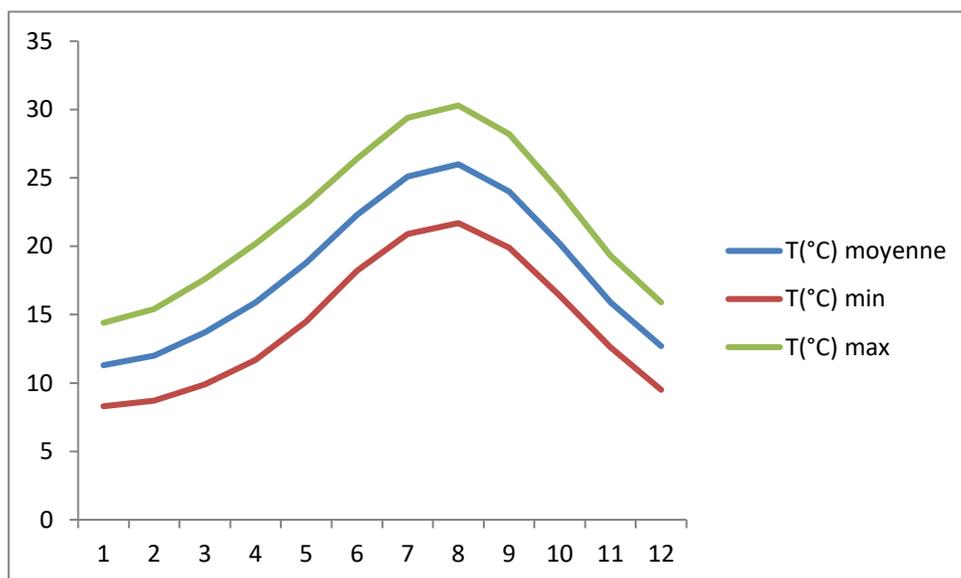
Figure (I-2) histogramme de précipitation

I.2.4. La température :

La température moyenne à Djamaa Beni Habibi sur l'année est de 18.2°C. le mois d'Aout est le plus chaud de l'année avec une température moyenne de 26°C. et le mois de Janvier le plus froid de l'année avec une température moyenne de 11.3°C

Tableau (I-2) : température moyenne, minimale et maximale

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Température moyenne	11.3	12	13.7	15.9	18.8	22.3	25.1	26	24	20.2	15.9	12.7
Température minimale moyenne	8.3	8.7	9.9	11.7	14.5	18.2	20.9	21.7	19.9	16.4	12.6	9.5
Température maximale	14.4	15.4	17.6	20.2	23.1	26.4	29.4	30.3	28.2	24	19.3	15.9

*Figure (I-3) : les courbes des températures.***I.2.5. La sécheresse :**

Il y a des périodes de sécheresse pendant la saison estivale à savoir les mois de (Juin, juillet, aout).

I.2.6. Le vent :

Les vents dominants dans la région de Beni Mazouzz sont

- ✓ Vents Nord
- ✓ Vents Nord-est
- ✓ Vents Nord-Ouest

Avec une moyenne mensuelle de 13.8km/h (Aéroport Ferhat Abbas)

Tableau (I-3) : les vitesses moyenne du vent –Aéroport de Jijel-

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Vitesse	17	16	14.5	13.8	12	10.7	10.7	10.7	12	13	15	17
Du												
vent(km/h)												

I.4.2.7 La sismicité :

D'Après le Règlement Parasismique Algérien, RPA Cinq zones sismiques ont été identifiées au niveau national. Qui sont : [3]

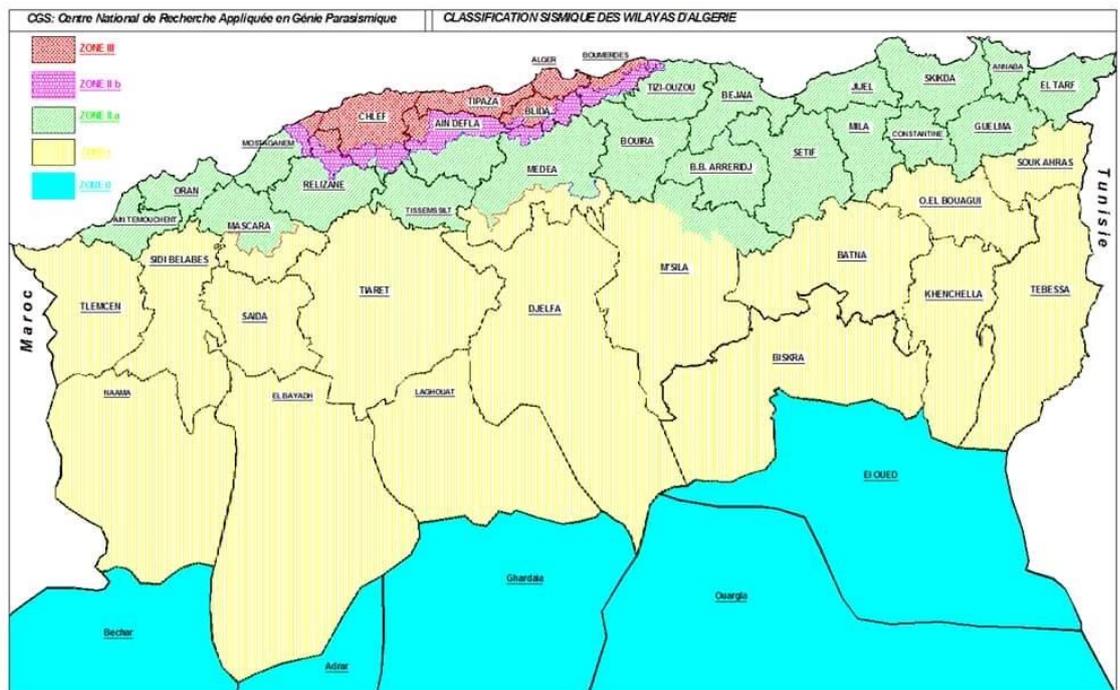


Figure (I-3) : carte sismique de l'Algérie (RPA/version 2003).

- Zone 1 : sismicité négligeable.
- Zone 2 : sismicité faible.
- Zone 3 : sismicité moyenne.

- Zone 4 : sismicité moyenne.
- Zone 5 : sismicité élevée.

Donc Beni Maazouz appartient à Zone 4 (sismicité moyenne)

I.3.Situation topographique :

La zone de Beni Maazouz dont l'altitude de 400 mètre a les coordonnées géographiques suivantes

- 36°49'35''N
- 6°5 '53 '' E

I.4.Situation hydraulique :

Actuellement Le réseau d'A.E. P de la zone de Beni Mazouzz est vétuste et très détérioré, Il dispose d'un réservoir d'un $200m^3$. alimentée par des eaux souterraines à partir d'un point de piquage effectuée sur la ligne Ancer vers Djamaa Beni Hebibi, cette ligne alimente par un forage DN27d'un débit de 20l/s à Ancer

I.5.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques de Beni Maazouz de la commune de Djamaa Beni Habibi et ses ressources en eau. La mobilisation de ces dernières se fera en fonction des besoins de la population qui sera l'objet du chapitre qui suit.

Chapitre II

Estimations des besoins en eau

II.1 Introduction :

Afin de maîtriser les besoins en eau d'une agglomération, il faut fixer une norme fixe pour chaque personne, qu'elle soit consommateur (étudiant, agent ...etc.). La norme unitaire (dotation) peut être définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité du consommateur.

L'estimation des besoins en eau reste liée à plusieurs facteurs que nous évoquons, développement de la population, niveau de vie etc.) Mais ils changent d'une période à l'autre et d'un lieu à l'autre.

II.2 Evaluation future de la population :

Afin de déterminer les besoins en eau du village de Beni Maazouz, il faut connaître la croissance démographique et le niveau de vie du village à court, moyen et long terme (2030.2040.2050).

Pour référence, la population du village de Beni Maazouz est de 3000, selon un journal recensement général (2020).

On peut estimer l'évolution démographique d'une population à différents horizons, par la formule des intérêts suivante.

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

Avec :

- ✓ P_n : population à l'horizon demandé.
- ✓ P_0 : population de référence.
- ✓ n : nombre des années dans la période envisagée pour l'étude.
- ✓ T : taux d'accroissement de la population.

II.3 Le taux d'accroissement :

Le taux de croissance annuel moyen de la population est un indicateur permettant d'examiner l'évolution de la taille de la population d'une agglomération sur une période donnée.

Le taux d'accroissement est pris dans le temps (t) et égal à 1.70 % .

Horizon	2020	2030	2040	2050
Taux d'accroissement (%)	1.7	1.7	1.7	1.7

❖ Par exemple dans le cas 2050 :

- $P_{30} = 3000 (1 + 0.017)^{30}$
- $P_{30} = 4980$ hab

Nous donnons ci-après le tableau d'accroissement de la population de village à différents horizons.

Tableau (II-1) : évaluation de la population à différents horizons.

Horizons	Actuel	Court terme	Moyen terme	Longe terme
	2020	2030	2040	2050
Population	3000	3552	4206	4980

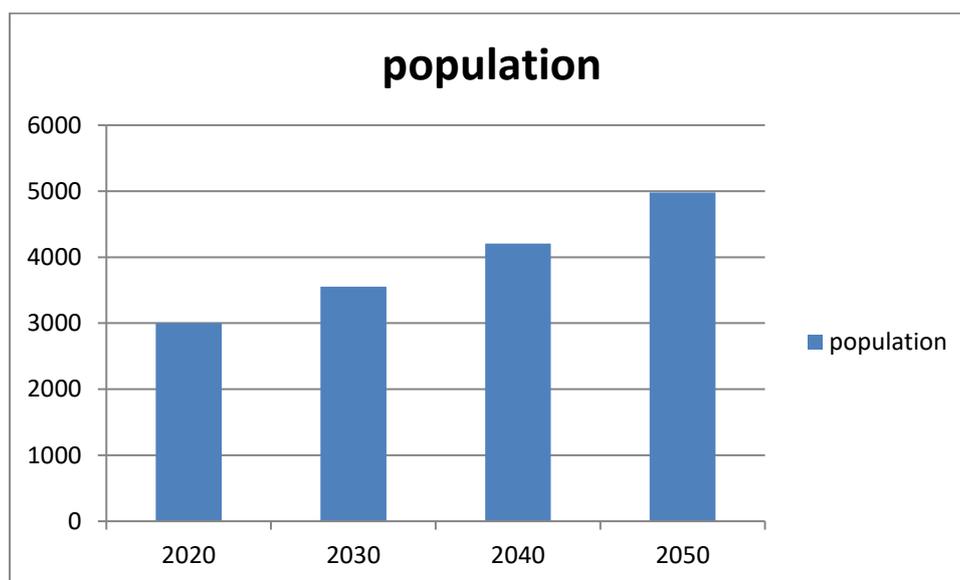


Figure (II-1) : histogramme d'évaluation de la population future.

II.4 Norme de consommation unitaire :

La dotation ou l'amortissement est défini comme la quantité l'eau quotidienne qu'une personne doit utiliser pour répondre à ses différents besoins, à savoir toute consommation urbaine, besoins domestique et consommation publique

Pour une agglomération urbaine (≥ 2000 habitants), on peut tabler sur les bases ci-après [4]

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

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

Pour notre cas nombre d'habitants = 4980, pour plus de sécurité la capacité de stockage à l'horizon projeté a été déterminée sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab. l, selon le :

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

II.5. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour évaluer l'estimation des besoins en eau potable pour les différents secteurs de la zone d'étude, il est nécessaire de connaître le recensement de la population pour tous les groupes de consommateurs.

La consommation moyenne journalière est calculée avec la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i \times q_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j) ;
- ✓ N_i : Nombre de consommateurs par catégorie ;
- ✓ q_i : Dotation moyenne journalière (l / hab.j) ;
- ✓ i : nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) ;

II.5.1 besoins domestique :

Tableau (II-3): Détermination des besoins domestiques.

Localité	Population				Dotation (l/j/hab)	Consommation (m^3/j)			
	2020	2030	2040	2050		2020	2030	2040	2050
Beni	3000	3552	4206	4980	150	450	532.8	630.9	747
Maazouz									

II.5.2 besoins des équipements :*Tableau (II.4) : Les besoins en eau des équipements publics.*

Désignation	N ^{ber} d'unité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy.j (m3/j)
Besoins sanitaires				
Salle de soins	25	Place	15	0.375
besoins scolaire				
Ecole primaire	300	Elève	10	3
besoins administration				
APC	20	Employé	30	0.6
Poste	7	Employé	30	0.21
besoins socioculturels				
Mosquée	1500	Fidèle	15	22.5
Besoins commerciaux				
Alimentation général	3		40	0.12
Cafeteria	2		400	0.8
Pâtisserie	1		400	0.4
Boucherie	1	Employé	400	0.4
Pharmacie	1		40	0.04
Quincaillerie	1		40	0.04
Menuiserie	1		50	0.05
Total				28.535

II.6. Consommation moyenne journalière totale :

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

$$\frac{Q_{\text{equip}}(2020)}{Q_{\text{domes}}(2020)} = \frac{Q_{\text{equip}}(2050)}{Q_{\text{domes}}(2050)} \quad (\text{II.3})$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau(II.5) : Détermination des besoins d'équipements à long terme.

Zone	Type de besoins	Besoins	Besoins
		(m3/j) 2020	(m3/j) 2050
Beni	, Besoins	450	747
Maazouz	domestique		
	Besoins	28.53	47.36
	équipement		
Total		478.53	794.36

II.7 Majoration de la consommation moyenne journalière :

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc.

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- ✓ L'âge et l'état du réseau
- ✓ La compétence de l'efficacité de service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites et d'intervention, moyens humains, équipements, organisation, etc.)

Afin d'éviter toutes insuffisances dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20%, ce qui donne un coefficient de majoration K_f

- $K_f = 1,2$; pour un réseau neuf ou bien entretenu.
- $K_f = 1,25$ à $1,35$; pour un réseau moyennement entretenu.
- $K_f = 1,5$; pour un réseau vétuste ou mal entretenu

Le débit moyen journalier donne par la formule suivant :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy.j.maj}}$: Le débit moyen journalier majoré (m3/j) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: Le débit moyen journalier (m3/j) ;
- K_f : coefficient de fuit : on prend $k_f=1.2$

Tableau (II-6): Tableau récapitulatif des besoins majorés actuels et à l'horizon.

Localité	Actuel 2020		Future 2050	
	$Q_{moy.j}$	$Q_{moy.j.maj}$	$Q_{moy.j}$	$Q_{moy.j.maj} (m^3/j)$
Beni	478.53	574.23	794.36	953.23
Maazouz				

II.8. Variation de la consommation journalière :

Toutes les journées de l'année, la consommation d'eau est irrégulière et variée en fonction de la quantité le maximum et le minimum, ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$

$$\text{Avec: } K_{max j} = \frac{\text{consommation maximal journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}} \quad (\text{II.5})$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimal journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moy j}} \quad (\text{II.6})$$

Donc :

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

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

- ✓ $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximum qui dépend de l'importance de l'agglomération, il varie entre 1,1 et 1,3 on prend $K_{max j}=1.2$
- ✓ $K_{min j}$: Coefficient d'irrégularité minimum, il varie entre 0,7 et 0,9 on prend

$$K_{min j} = 0.8$$

Tableau (II.7): Détermination des consommations maximales journalières

Horizon	Besoins majorés(m3/j)	$Q_{min j} (m3/j)$	$Q_{max j} (m3/j)$
2020	574.23	459.38	689.07
2050	953.23	762.58	1143.87

II.9. Variation de la consommation horaire :

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), cette variation (débits horaires) est exprimée en pourcentage (%) par

rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée, en fonction du nombre d'habitants :

Tableau (II-8) : Evaluation de la consommation horaire.

Heure	N° habitant				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-01	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6,5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6,5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5,5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4,5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5,5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5,5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4,5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6,5	5.5	4.1	4.4	3.5
18-19	6,5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.4	6
20-21	4,5	4	4.5	4.4	6
21-22	3	3	4.8	3.8	3
22-23	2	2	4.6	3.8	2
23-24	1	1.5	4.3	3.8	1

Le débit maximum horaire est donné dans le tableau (II.9) qui résume la consommation horaire journalière de la zone d'étude :

$$Q_{\max.h} = \frac{P \cdot Q_{\max.j}}{1000} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- $Q_{\max.h}$: débit maximal horaire.
- P : pourcentage horaire. %.
- $Q_{\max.j}$: débit maximal journalière .

Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour les agglomérations Beni Maazouz.

Heure	%	Qmax,h(m3/h)	cumulé%	débit cumulé(m3/h)
00-01	1	11,4387	1	11,4387
01-02	1	11,4387	2	22,8774
02-03	1	11,4387	3	34,3161
03-04	1	11,4387	4	45,7548
04-05	2	22,8774	6	68,6322
05-06	3	34,3161	9	102,9483
06-07	5	57,1935	14	160,1418
07-08	6,5	74,35155	20,5	234,49335
08-09	6,5	74,35155	27	308,8449
09-10	5,5	62,91285	32,5	371,75775
10-11	4,5	51,47415	37	423,2319
11-12	5,5	62,91285	42,5	486,14475
12-13	7	80,0709	49,5	566,21565
13-14	7	80,0709	56,5	646,28655
14-15	5,5	62,91285	62	709,1994
15-16	4,5	51,47415	66,5	760,67355
16-17	5	57,1935	71,5	817,86705
17-18	6,5	74,35155	78	892,2186
18-19	6,5	74,35155	84,5	966,57015
19-20	5	57,1935	89,5	1023,76365

20-21	4,5	51,47415	94	1075,2378
21-22	3	34,3161	97	1109,5539
22-23	2	22,8774	99	1132,4313
23-24	1	11,4387	100	1143,87

En analysant le tableau précédent, on constate que le débit de pointe est de 80.0709m³ /h qui correspondent à la période 12-13h et 13-14h.

$Q_{max\ h} = 80.0709m^3/h = 22.24l/s$

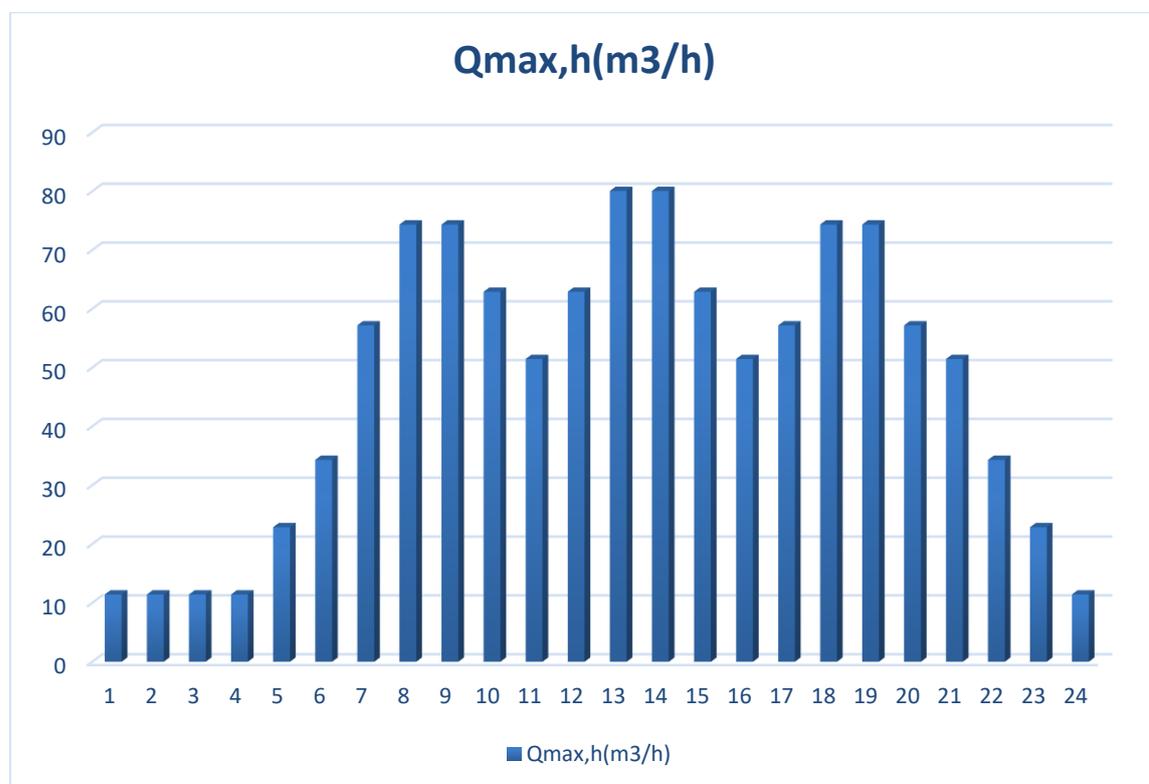


Figure (II-2) : Diagramme de la variation de la consommation horaire.

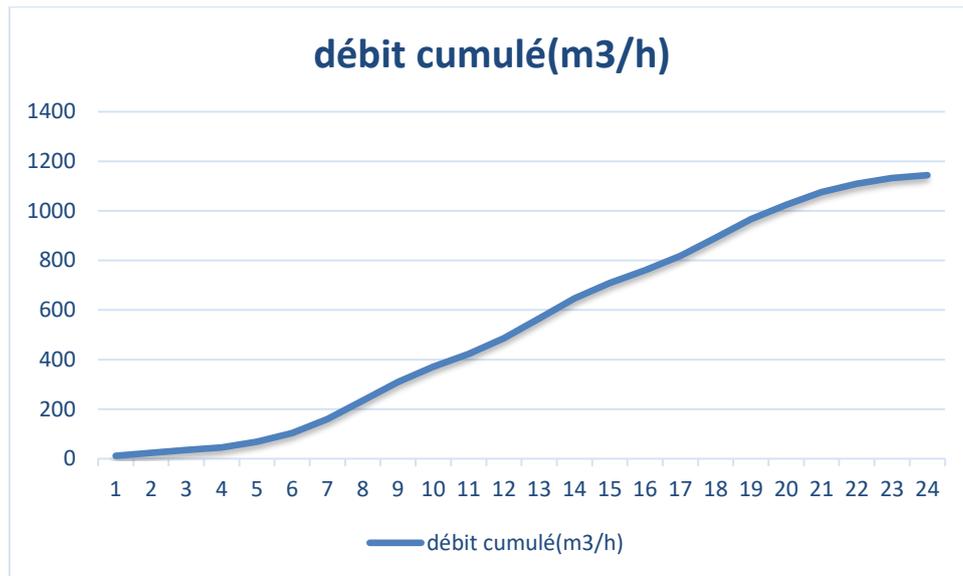


Figure (II-3) : Courbe de variation de la consommation horaire cumulée.

II.10. Conclusion :

Dans ce chapitre on a abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude avec une population de 4980 habitants à l'horizon 2050.

L'étude de la variation de la consommation indique les débits maximaux journaliers ($Q_{\max,j} = 1143.87 \text{ m}^3/\text{j}$) et les valeurs de débit de pointe ($Q_p = 22.24 \text{ l/s}$).

Chapitre III

Les réservoirs

III.1. Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Le principe est de stocker l'eau pendant les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente. Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue.

Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

- Préserver la qualité de l'eau stockée.
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

Dans la zone d'étude il existe un réservoir semi-enterré de capacité de 200m³ alimente par un point de piquage effectuée sur la ligne Anser vers Djamaa Beni Habib, cette ligne alimente par un fourrage DN27 d'un débit de 20 l/s à Ancer, actuellement la capacité d'eau fournie n'est pas suffisante pour alimenter les deux communes, donc des études ont été entamées pour la réalisation d'un forage à Beni Maazouz d'un débit minimal de 8 l/s.

III.2. Rôle des réservoirs :

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte les facteurs suivants : [4]

- ✓ Régularité dans la fonction de pompage
- ✓ Simplification de l'exploitation
- ✓ Joue le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée
- ✓ Régularité de pression
- ✓ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution
- ✓ Maintenir l'eau à une température constante, et la préserver des contaminations

III.3. Classification des réservoirs :

Ils peuvent être classés suivant le tableau ci-dessous [5]

Tableau (III-1) : Classification des réservoirs.

N°	Nature de classification	Type de réservoir
1	Le matériau de construction	Métalliques En maçonnerie En béton

		En stratifié verre Résine
2	La forme géométrique	Circulaires Rectangulaires De forme quelconque (sphérique, conique, etc.)
3	Leur position par rapport au sol	Enterre Semi-enterré Sur sol Sur tour (château d'eau)
4	Leur fonction	Réservoirs de stockage Réservoirs de reprise Réservoirs brise-charge Réservoirs traitement

III.4. Différents types de réservoir :

III.4.1. Réservoir sur tour (château d'eau) :

Il repose sur un principe de distribution gravitaire de l'eau, la différence de hauteur nécessaire entre l'eau stockée et les postes de distribution étant obtenue par élévation du réservoir sur une tour, sur piliers ou sur une construction existante. Réalisés en générale dans des terrains plats. Le remplissage du réservoir s'effectue généralement par l'intermédiaire d'une station de pompage à partir du lieu de production ou d'une bache de reprise :[6]

a) Avantage :

- Création d'un point haut en terrain plat.

b) Inconvénients :

- Stockage limité ;
- Coût de construction élevé ;
- Forte vulnérabilité au risque sismique ;
- Variation de température journalière et saisonnière peut poser des problèmes de salubrité : l'eau stockée atteignant des températures élevées, accentuant le développement des bactéries.

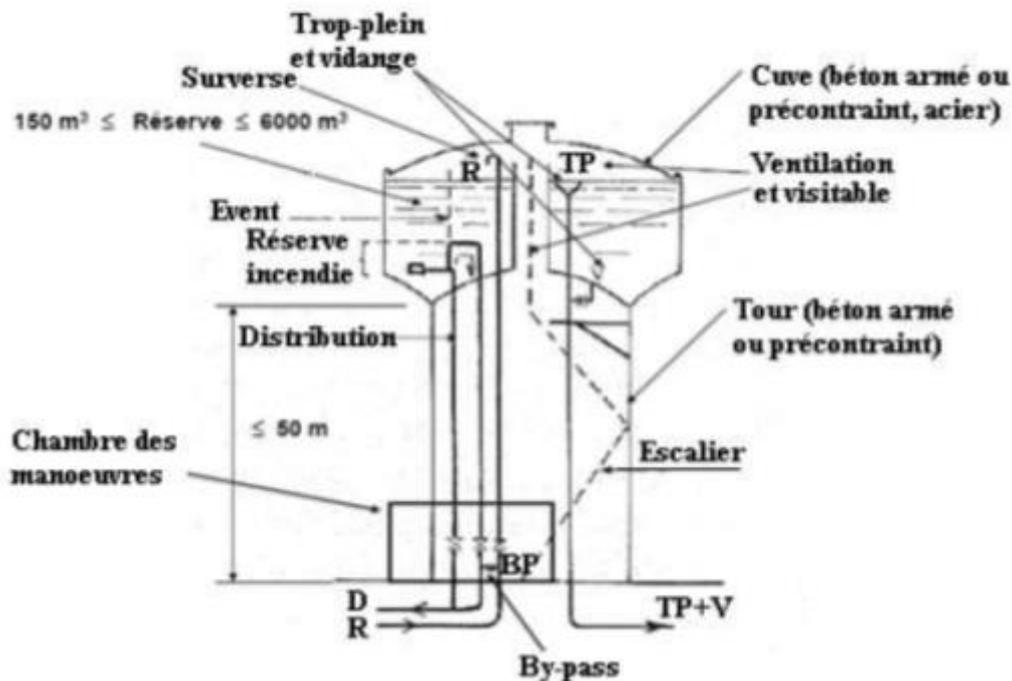


Figure (II-1): Réservoir sur tour (château d'eau).

III.4.2. Réservoir enterré ou semi-enterré :

Ce système repose également sur un principe de mise en pression gravitaire de l'eau stockée. La différence de hauteur est obtenue par l'exploitation d'une dénivelée naturelle du terrain.

a) Avantages :

- Stockage moins limité que le château d'eau ;
- Coût de la construction plus faible que pour un réservoir sur tour ;
- Intégration plus facile dans le paysage ;
- Maintien de la température de l'eau constante ;
- Vulnérabilité plus faible au vandalisme.

b) Inconvénients :

- L'assujettissement d'un tel système à la topographie du site peut conduire à des surcoûts au niveau de la mise en place et de l'exploitation dans les réseaux de distribution.

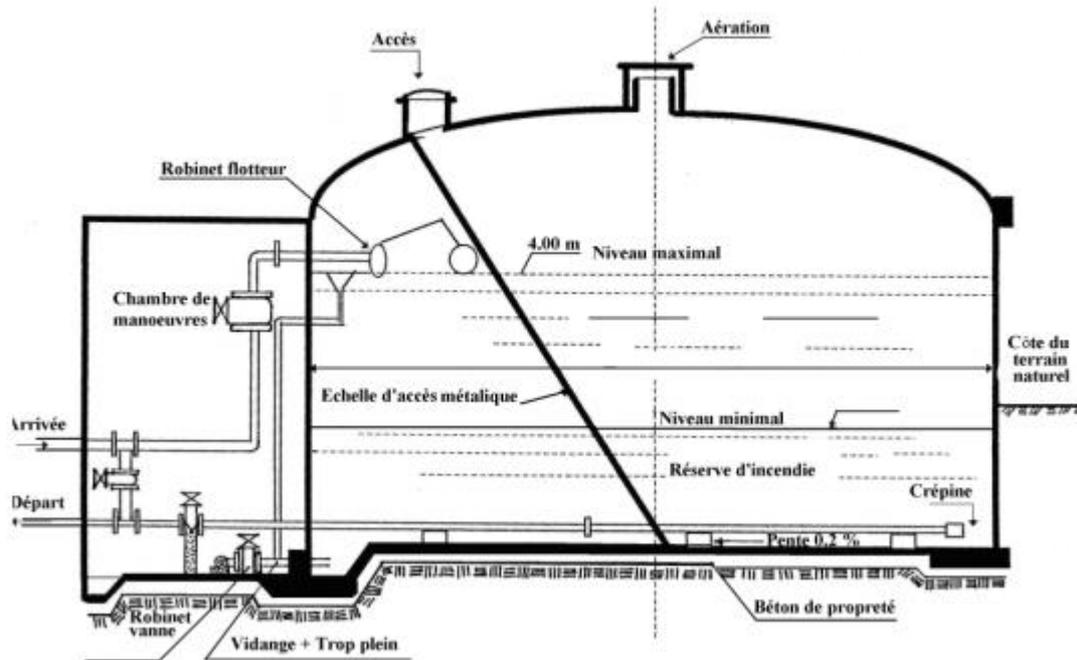


Figure (II-2): Réservoir enterré ou semi-enterré.

III.5. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques qui sont :

- ✓ Le point le plus bas à alimenter
- ✓ L'altitude du réservoir doit se situer à un niveau supérieur à celui du réseau
- ✓ Evaluer la perte de charge entre le réservoir Le point le plus haut à desservir
- ✓ Un château d'eau au centre de l'agglomération permet de réduire les pertes de charge et les diamètres.

III.6. Les équipements des réservoirs :

III.6.1. 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, Pour les eaux souterraines et les eaux des forages, il est préférable que l'arrivée soit en chute libre, ce qui permet une oxygénation de l'eau.

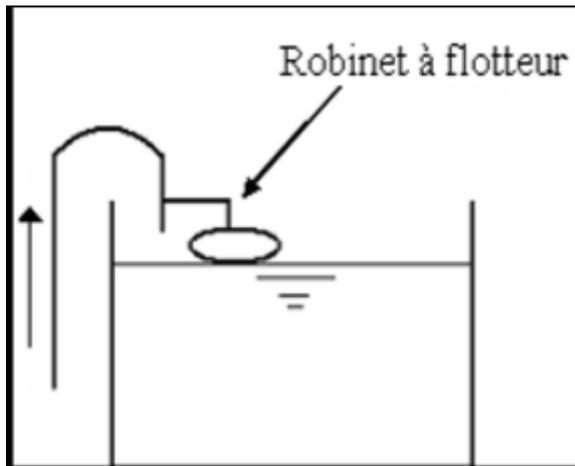


Figure (III-3): Adduction avec chute libre.

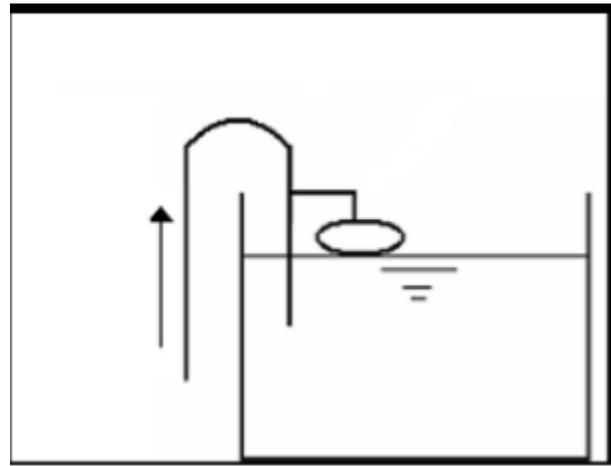


Figure (III-4) : Adduction noyée.

III.6.2. Conduite de distribution :

Cette conduite véhicule le débit de distribution vers les agglomérations son départ s'effectue à (0.15 à 0.20 m) au-dessous de radier pour éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

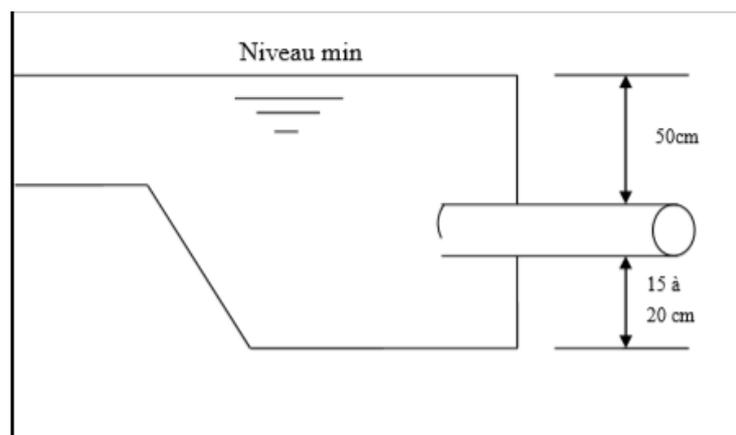


Figure (III-5): conduite de distribution.

III.6.3. Conduite du trop-plein :

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

III.6.4. Conduite de vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle comporte un robinet- vanne. La vidange nous permet l'inspection et le nettoyage du réservoir et aussi d'éventuelles réparations et se raccorde généralement à la conduite de trop plein.

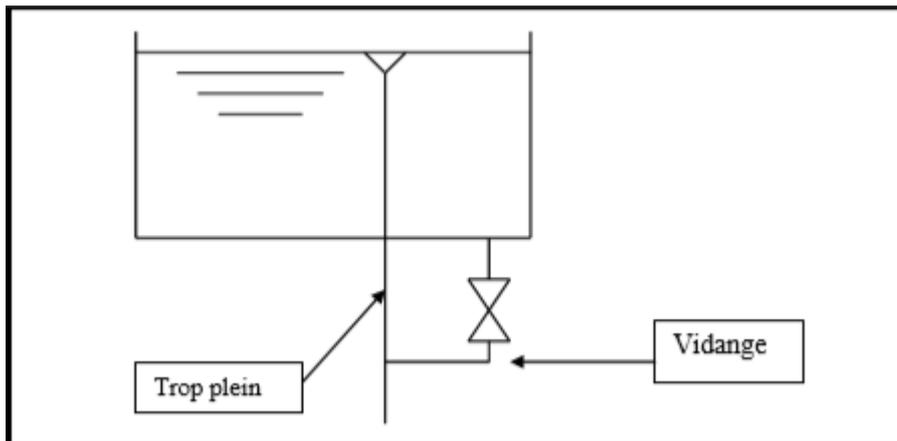


Figure (III-6): Trop-plein et vidange.

III.6.5. Conduit BY-PASS :

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ), il fait circuler l'eau sans la faire passer au réservoir, permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin (nettoyage de la cuve ou réparation du château).

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (II.4) ci-après.

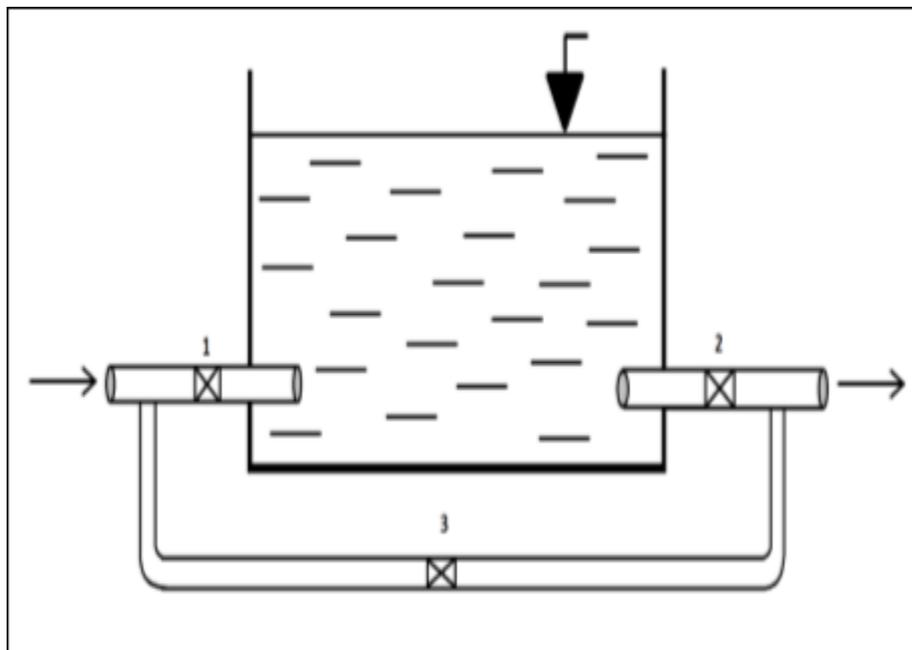


Figure (III-7): Conduite de by-pass.

III.7. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de disposition :

III.7.1. Le système a deux prises :

- En temps normal : (1) est fermé et (2) est ouvert.
- En cas d'incendie : (1) ouvert et (2) est fermé.

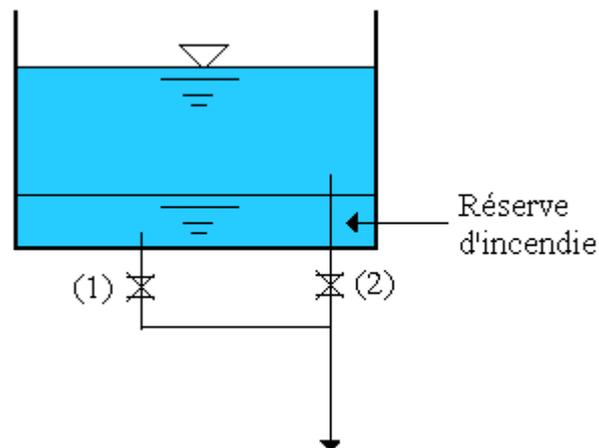


Figure (III-8): Système à deux prises.

III.7.2. Le système a siphon :

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint :

- En temps normal : (1) et (3) ouverts et (2) fermé
- En cas d'incendie : (2) est ouvert.

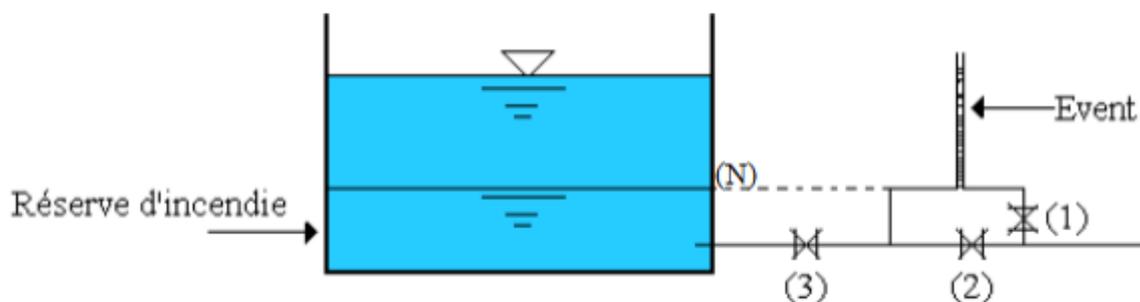


Figure (III-9): Système à siphon.

III.8. Détermination de capacité du réservoir :

III.8.1. Volume total du réservoir :

Le volume total de réservoir est égal au volume utile plus le volume de la réserve d'incendie (120m³), il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} = V_{inc} + \frac{P\% \times Q_{max,j}}{100} \quad (III.1)$$

Avec :

- ✓ V_t : volume totale du réservoir (m³).
- ✓ V_u : Volume utile en (m³) maximal de stockage pour la consommation.
- ✓ V_{inc} : 120 (m³) .
- ✓ $Q_{max,j}$: débit maximal dans le réservoir en (m³/j) .
- ✓ $P \%$: résidu maximal dans réservoir en % .

III.8.2. Détermination de la valeur de (p) :

Pour détermine la valeur (p), doit être spécifié

- la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation.
- On détermine en suite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale et minimal, en valeur absolue.

Il est donné par la formulé suivant ;

$$P\% = |R_{max}^+| + |R_{min}^-|$$

- ✓ R_{max}^+ : valeur maximale dans le réservoir (%).
- ✓ R_{min}^- : valeur minimale dans le réservoir (%).

III.8.3. La méthode analytique :

Tableau (III-2) : détermination la capacité du réservoir.

Heure	Apport	Distribution	surplus	Déficit	résidu
0-01	4.16	1	3.16	-	3.16
01-02	4.16	1	3.16	-	6.32
02-03	4.16	1	3.16	-	9.48
03-04	4.16	1	3.16	-	12.64
04-05	4.16	2	2.16	-	14.80

05-06	4.16	3	1.16	-	15.96
06-07	4.16	5	-	-0.84	15.12
07-08	4.16	6,5	-	-2.34	12.78
08-09	4.17	6,5	-	-2.33	10.45
09-10	4.17	5,5	-	-1.33	9.12
10-11	4.17	4,5	-	-0.33	8.79
11-12	4.17	5,5	-	-1.33	7.46
12-13	4.17	7	-	-2.83	4.63
13-14	4.17	7	-	-2.83	1.8
14-15	4.17	5,5	-	-1.33	0.47
15-16	4.17	4,5	-	-0.33	0.14
16-17	4.17	5	-	-0.83	-0.69
17-18	4.17	6,5	-	-2.33	-3.02
18-19	4.17	6,5	-	-2.33	-5.35
19-20	4.17	5	-	-0.83	-0.18
20-21	4.17	4,5	-	-0.33	-6.51
21-22	4.17	3	1.17	-	-5.34
22-23	4.17	2	2.17	-	-3.17
23-24	4.17	1	3.17	-	0
	100	100	-	-	-

❖ Après le tableau la valeur de (P%) :

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

$$\text{Et : } Q_{\max,j} = 1143.87 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Alors : } V_u = \frac{22.47 \times 1143.87}{100} = 257.03 \text{ m}^3$$

$$\text{Nous savons que : } V_T = V_{\text{inc}} + V_u$$

$$\text{Donc : } V_T = 120 + 257.03 = 377.03 \text{ m}^3$$

► **Calcul du diamètre du réservoir :**

D'après les calculs trouvé le volume de stockage de (377.03 m³). Dans la zone d'étude il existe un réservoir de volume de 200m³ et la hauteur de 5m donc nous projetons un deuxième réservoir de 200m³ et la même hauteur 5m

Sachant que la hauteur du réservoir est comprise entre 3m et 6m. On opte pour 5m.

On a :

$$VT = Sr * H \quad (III.2)$$

$$\text{Avec : } Sr = D_r^2 * \frac{\pi}{4}$$

$$\text{Donc : } VT = D_r^2 * \frac{\pi}{4} * H$$

$$D_r = \sqrt{\frac{4 * Vt}{\pi * H}} = \sqrt{\frac{800}{3.14 * 5}} = 7.13$$

Donc :

$$D_r = 7\text{m}$$

Avec :

- ✓ VT : Volume totale du réservoir (m³) ;
- ✓ Dr : Diamètre du réservoir (m) ;
- ✓ H : Hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

III.8.4. La méthode graphique :

Tableau (III-3) : détermination la capacité du réservoir par méthode graphique :

Heure	Apport	Apport cumulé ↑	Distribution	Distribution Cumulé ↑	
0-01	4.16	4,16	1	1	3.16
01-02	4.16	8,32	1	2	6.32
02-03	4.16	12,48	1	3	9.48
03-04	4.16	16,64	1	4	12.64
04-05	4.16	20,8	2	6	14.8
05-06	4.16	24,96	3	9	13.96
06-07	4.16	29,12	5	14	15.12
07-08	4.16	33,28	6,5	20.5	12.78
08-09	4.17	37,45	6,5	27	10.45
09-10	4.17	41,62	5,5	32.5	9.12
10-11	4.17	45,79	4,5	37	8.79
11-12	4.17	49,96	5,5	42.5	7.46
12-13	4.17	54,13	7	49.5	4.63

13-14	4.17	58,3	7	56.5	1.8
14-15	4.17	62,47	5,5	62	0.47
15-16	4.17	66,64	4,5	66.5	0.14
16-17	4.17	70,71	5	71.5	-0.79
17-18	4.17	74,98	6,5	78	-3.02
18-19	4.17	79,15	6,5	84.5	-5.35
19-20	4.17	83,32	5	89.5	-6.18
20-21	4.17	87,49	4,5	94	-6.51
21-22	4.17	91,66	3	97	-5.34
22-23	4.17	95,83	2	99	-3.17
23-24	4.17	100	1	100	0

A partir de tableau (III-2) nous avons tracé la courbé présentée dans la figure (III-10) suivante:

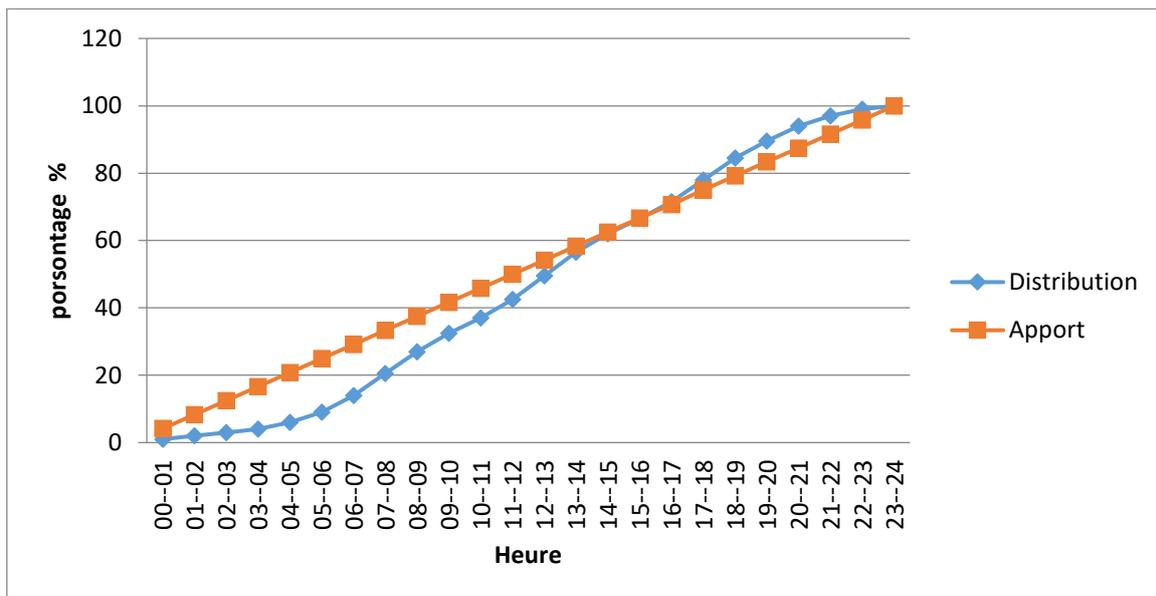


Figure (III-10): capacité du réservoir par la méthode graphique.

❖ Apre le tableau la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |+15.12| + |-6.51| = 21.63 \%$$

$$\text{Et : } Q_{\max,j} = 1143.87 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Alors : } V_u = \frac{21.63 \times 1143.87}{100} = 247.42 \text{ m}^3$$

$$\text{Nous savons que : } V_T = V_{\text{inc}} + V_u$$

$$\text{Donc : } V_T = 120 + 247.42 = 367.42 \text{ m}^3$$

► **Calcul du diamètre du réservoir :**

D'après les calculs trouvé le volume de stockage de (377.03 m³). Dans la zone d'étude il existe un réservoir de volume de 200 m³ et la hauteur de 5m donc nous avons réalisé un réservoir de 200 m³ et la même hauteur 5m

Sachant que la hauteur du réservoir est comprise entre 3m et 6m. On opte pour 5m.

On a :

$$VT = Sr * H \quad (III.3)$$

$$\text{Avec : } Sr = D_r^2 * \frac{\pi}{4}$$

$$\text{Donc : } VT = D_r^2 * \frac{\pi}{4} * H$$

$$D_r = \sqrt{\frac{4*Vt}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{800}{3.14*5}} = 7.13 \text{ m}$$

Donc :

$D_r = 7 \text{ m}$

III.9. Conclusion :

Dans ce chapitre et pour assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude nous avons déterminé la capacité des réservoirs de Beni Maazouz V=400m³ donc il existe un réservoir de 200m³ et nous projetons un réservoir de 200m³.

Chapitre IV

Etude de l'adduction

IV.1.Introduction :

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

Selon le relief de la région à alimenter, on distingue deux modes d'adduction

IV.2. Type d'adduction :

On distingue généralement trois types d'adduction : [7] :

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

IV.2.1. Adduction par refoulement :

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Refoule par pompage en utilisant une station de pompage



Figure (IV-1) : Adduction par refoulement.

IV.2.2. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire la cote source est supérieure à la cote du réservoir. Ce mode d'adduction ne fait intervenir que le travail de la pesanteur.

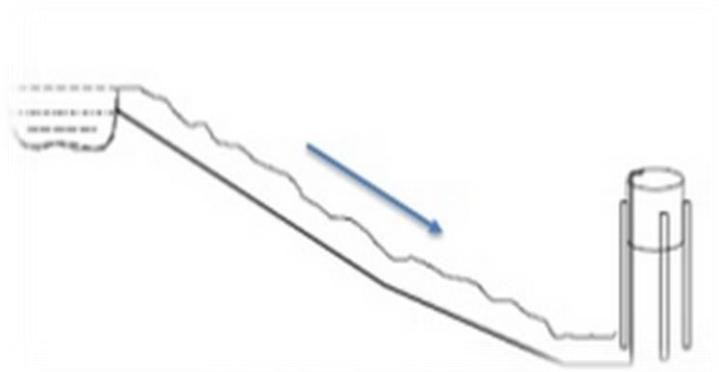


Figure (IV-2) : Adduction gravitaire.

IV.2.3. Adduction mixte :

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

IV.3. Critères de choix du tracé :

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction se fait selon certains critères techniques et économiques, par exemple [5] :

- Le profil de la conduite doit être aussi régulier et aussi court que possible afin de réduire les frais d'investissement et éviter les contre pentes.
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversée de route, rivière, ...etc.)
- Il est préférable de concevoir le profil en long le long des routes et des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation.

IV.4. Choix du type des conduites :

Pour l'installation d'un réseau d'AEP, le choix du type des conduites enterrées pour le transport de fluide requiert une attention toute particulière car le bon fonctionnement du réseau en dépend en grande partie. On dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

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

Pour notre projet, on a choisi des conduites en PEHD, vue les avantages qu'elles présentent :

- Une durée de vie importante (50 ans à une température de 20°C).
- Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout.
- Confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite.
- Une bonne résistance ; chimique, aux chocs et aux ultraviolets.
- Résiste à la corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif.

- La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causée par les mouvements du sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.
- Résistance au coup de bélier.
- Un faible coût
- Economique
- Disponible sur le marché

IV.5. Etude technico-économique de l'adduction :

Le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite refoulement repose sur les deux tendances suivantes :

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

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s

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

IV.6. Calcul du diamètre économique de la conduite :

Le diamètre économique se détermine à partir les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont donnes comme suit :

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

$$\bullet \text{ formule de BRESS : } D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- D : diamètre du conduit en (m) ;
- Q : débit véhiculé par le conduit en (m³/s) ;

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de **BONNIN** et de **BRESS**. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

IV.7. Calcul de la vitesse :

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

$$Q = V * S \quad \text{et} \quad (S = \frac{\pi D^2}{4}) \quad (\text{IV.3})$$

Alors : $V = \frac{Q}{S}$

Donc : $V = \frac{4Q}{\pi D^2}$ (IV.4)

Avec :

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

IV.8. Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours dues à la résistance que rencontrent, elles peuvent être :

IV.8.1. Les pertes de charges linéaires :

Il peut être déterminé par la formule de **DARCY-WIESBACH** suivante :

$$H_L = J \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \times Q^2 \quad (\text{IV.5})$$

Donc : $J = \frac{\lambda \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g}$ (IV.6)

Avec :

- J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.
- L : Longueur de la conduite (m).
- 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 :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71 D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- D : le diamètre du conduit (m) ;
- Re : Nombre de Reynolds Il est calculé par la formule : $\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu}$ (IV.8)

- ν : la viscosité cinématique de l'eau qu'est égale :
 - • à 10°C → $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - • à 20°C → $\nu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - • à 30°C → $\nu = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
- K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;

Sachant que :

$$k = k_0 + \alpha t \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- k_0 : Rugosité absolue des conduite neufs (pour le PEHD :
 - lorsque : $k_0 = 0.01\text{mm}$, si $D \leq 200 \text{ mm}$;
 - et $k_0 = 0.02\text{mm}$, 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
- t : durée d'utilisation de la conduite ;

IV.8.2. Les pertes de charges singulières :

Les pertes de charges singulières estimées à 15 % des pertes de charge linéaires :

$$h_s = 0.15 \times H_L \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

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

IV.8.3. Les Perte de charge totale :

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulière :

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

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

IV.9. Calcul de la hauteur manométrique totale :

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.

$$\mathbf{HMT = H_g + H_T} \quad \mathbf{(IV.12)}$$

Avec :

- $\mathbf{H_T}$: Perte de charge totale (m).
- \mathbf{HMT} : Hauteur manométrique(m).
- $\mathbf{H_g}$: Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau(m).

IV.10. Puissance de pompe :

La puissance de pompe se calcule à partir de la formule suivante :

$$\mathbf{P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}} \quad \mathbf{(IV.13)}$$

Avec :

- $\mathbf{P_a}$: Puissance absorbée par la pompe (KW).
- \mathbf{HMT} : Hauteur manométrique totale (m).
- \mathbf{Q} : débit transité (m³ /s).
- $\mathbf{\eta}$: Rendement de la pompe.
- \mathbf{g} : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

IV.11. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{E = P_a \times T \times 365} \quad \mathbf{(IV.14)}$$

Avec :

- \mathbf{E} : énergie consommée par la pompe (kWh).
- $\mathbf{P_a}$: puissance absorbée par la pompe (KW).
- \mathbf{T} : nombre d'heures de pompage (T=20h).

IV.12. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont donnés par la relation suivante :

$$\mathbf{F_{exp} = E \cdot e \text{ [DA]}} \quad \mathbf{(IV.15)}$$

- $\mathbf{F_{exp}}$: frais d'exploitation (DA) ;
- \mathbf{E} : énergie consommée par la pompe en [kwh] ;
- \mathbf{e} : prix unitaire d'un kwh imposé par SONELGAZ. (e = 4,67 DA) ;

IV.13. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$\mathbf{F_{amr} = A \times P_u \times L} \quad \text{(IV.16)}$$

Avec :

- $\mathbf{F_{amr}}$: les Frais d'amortissement ;
- $\mathbf{P_u}$: prix unitaire de la conduite en (DA) ;
- \mathbf{L} : longueur d'amortissement ;
- \mathbf{A} : amortissement annuel de la conduite ;

L'amortissement annuel de la conduite sont donnés par la formule suivante :

$$\mathbf{A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i} \quad \text{(IV.17)}$$

Avec :

- \mathbf{i} : taux d'annuité annuel, ($i = 8\%$ en Algérie).
- \mathbf{n} : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans. $A = 0,0888$, soit $8,88\%$.

IV.15 Bilan économique :

Le bilan économique c'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$\mathbf{B_L = F_{exp} + F_{amr}} \quad \text{(IV.18)}$$

Avec :

- $\mathbf{B_L}$: Le bilan (DA) ;
- $\mathbf{F_{exp}}$: Les frais d'exploitation (DA) ;
- $\mathbf{F_{amr}}$: Les frais d'amortissement (DA) ;

IV.16 Calcul hydraulique :

IV.16.1. Les donne du Forage projeté vers les deux réservoirs :

Les données utilisées pour le calcul sortent les suivants

- Débit refoulé : 8l/s
- Longueur de la conduit 1343 m
- Rugosité K : 0.001m
- CTN(f) : cote du terrain naturel du forage = 426.35m
- CTN(r) : cote du terrain naturel du réservoir =512 m
- CTp(r) :cote du troupe plain du réservoir =517m
- Hg: hauteur géométrique = CTp (r) – (CTNf) = 517 – 426.35
Hg = 90.65m

IV.16.2. Calcul de diamètre :

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

$$D = \sqrt{Q} = 0.089 \text{ m}$$

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

$$D = 1.5 \sqrt{Q} = 0.134 \text{ m}$$

IV.16.3. Détermination de la hauteur manométrique totale :

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

Le choix des matériaux : PEHD (PN 16)

Tableau (IV-1) : Calcul de la Hmt .

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	Hmt (m)	λ
113234,253	0,09	1,25815837	0,035667023	1343	57,48097493	148,1309749	0,039786685
92646,2073	0,11	0,84223825	0,012291515	1343	19,80900637	110,4590064	0,037396177
81528,6624	0,125	0,6522293	0,006251453	1343	10,0748415	100,7248415	0,036040381

Les diamètres 110 mm et 125 mm conviennent au vu des HMT et vitesses obtenues.:

IV.16.4. Frais d'exploitation :

Frais d'exploitation Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau

Tableau (IV-2) : Frais d'exploitation.

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,09	16,14627627	117867,8167	550442,7042
0,11	12,04003169	87892,23137	410456,7205
0,125	10,97900772	80146,75638	374285,3523

- Le prix moyen de l'énergie (e = 4,67 DA/Kwh)
- Fonctionnement des pompes 20/24 h

IV.16.5. Frais d'amortissement :

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau :

Tableau (IV.3) : Frais d'amortissement.

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Frais amort (Da)
0,09	686,75	1343	81926,00816
0,11	1004,67	1343	119852,3518
0,125	1307,69	1343	156001,1964

IV.16.6. 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 :

Tableau (IV.4) : Calcul Bilan général.

	0,09	0,11	0,125
Frais exp,(Da)	550442,7042	410456,7205	374285,3523
Frais amts,(Da)	81926,00816	119852,3518	156001,1964
Bilan (Da)	632368,7124	530309,0723	530286,5487

Le bilan minimum est 530286,5487 da, alors le diamètre économique correspond au ce bilan minimum.

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on constate que le diamètre 125 mm est le plus économique avec une vitesse acceptable de 0.652 m/s et une HMT de 100.72 m.

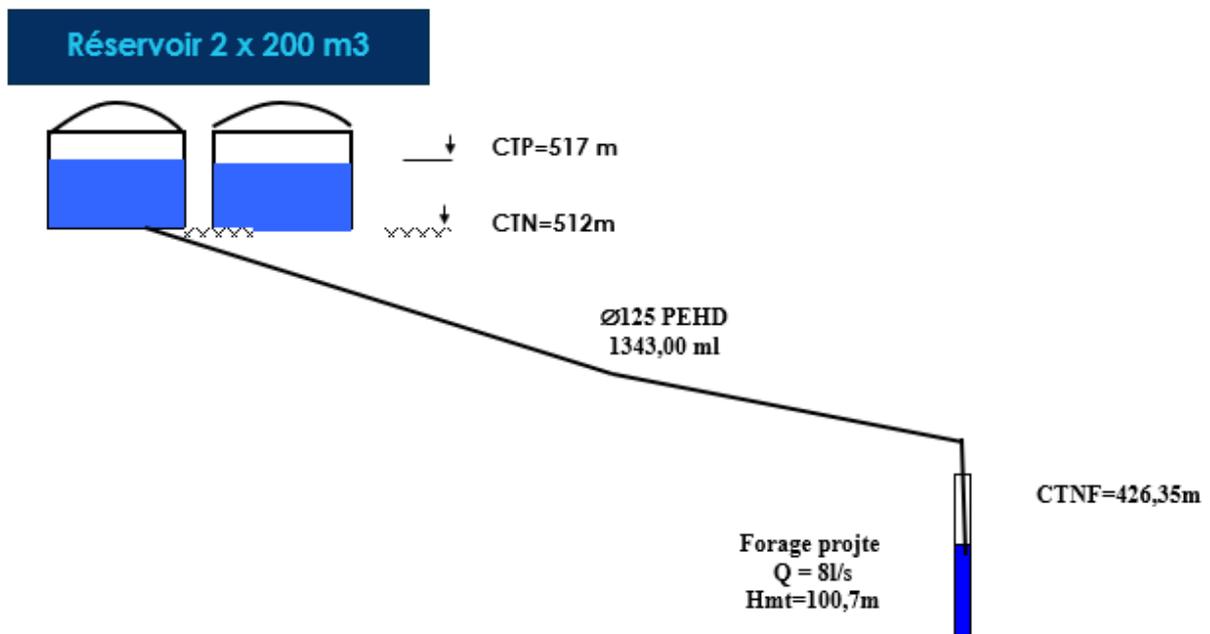


Figure (IV-3) : schéma d'adduction.

VI.17. Conclusion :

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour le matériau le plus seyant qui est le PEHD.

Chapitre V

Etude du pompage

V.1.Introduction :

Les pompes hydraulique sont des machines destinées à accroître l'énergie des fluides pompés est traverse transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique, c'est à dire que L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, Et c'est légers peu couteux et présentent un bon rendement.

V.2.Classifications des pompes :

Le classement des pompes se fait suivant le mode de déplacement du liquide à L'intérieur de la pompe donc on classe ces dernières en deux grandes catégories :

V.2.1. Les pompes Volumétriques :

Elles sont réservées surtout aux petits débits, grandes hauteurs et au transport de Liquide visqueux, c'est le cas des pompes à piston et vis d'Archimède.

Les pompes volumétriques sont généralement auto-amorçages, elles permettent d'obtenir des hauteurs manométriques totales beaucoup plus élevées que les pompes centrifuges.[10]

V.2.2. Les turbopompes :

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou D'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Les Turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge.

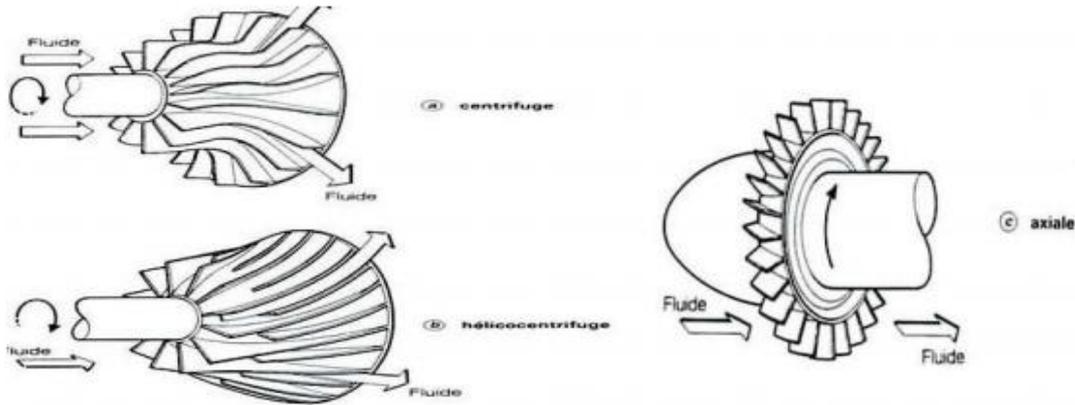


Figure (V-1): Différents types de turbopompes.

On peut classer les Turbopompes selon les paramètres suivants :

► **Suivant la forme de la roue :**

- Pompes centrifuges radiales
- Pompes centrifuges semi axial.
- Pompes centrifuges axial.

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

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

► **Suivant le nombre de roue :**

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

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

► **Suivante la nature du fluide véhiculé :**

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

► **Suivant la position de son axe :**

Les pompes sont classées en :

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

V.3.Choix du type de la pompe :

Il existe plusieurs critères pour choisir les pompes qui sont:

- Le débit à refouler.
- la Hauteur d'élévation d'eau.
- une taille et un poids plus petits.
- Moins cher.
- la vitesse de rotation la plus élevée.
- L'énergie minimale absorbée.
- Fonctionnement très silencieux.
- Le rendement et le point de fonctionnement optimal.

V.4.Caractéristiques générales des pompes centrifuges :

V.4.1. Le débit de pompage ;

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

V.4.2. 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).

V.4.3. La hauteur manométrique totale (H_{mt}) :

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (V.1)$$

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_r : La hauteur géométrique de refoulement en (m) ;
- H_a : La hauteur géométrique d'aspiration en (m) ;
- J_a : Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- J_r : Pertes de charges au refoulement (m).

V.4.4. La hauteur géométrique d'aspiration (H_a) :

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.

V.4.5. La hauteur géométrique de refoulement (H_r) :

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.

V.4.6. Rendement de la pompe (η) :

Le rendement (η) d'une pompe est égale le rapport de la puissance utile P_u sur la puissance absorbée P_a (Puissance fournie sur l'axe de la pompe), Le rendement (η) est toujours inférieur à 1 ;

$$\text{Donc : } \quad \eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a} \quad (\text{V.2})$$

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- Q : débit a relevé en (m³ /s) ;
- g : l'accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- ρ : la masse volumique de l'eau (1000 Kg/m³) ;
- P_u : Puissance utile de la pompe (kw) ;
- P_a : Puissance absorbée de la pompe(kw) ;

V.4.7. Puissance utile de la pompe (P_u) :

Elle correspondant au travail à effectuer pour élever, par unité de temps, un volume de liquide de masse volumique ρ à la hauteur H_{mt} :

$$\text{Donc : } \quad P_u = \rho g Q H_{mt} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- P_u : Puissance utile de la pompe (kw) ;

V.4.8. Puissance absorbée par la pompe (P_a) :

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

V.5. Les courbes caractéristiques des pompes :

La courbe caractéristique d'une pompe est l'interaction de deux variables qui en décrivent le comportement : on trouve :

✓ **La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$] :**

Elle présente graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

✓ **La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$] :**

Elle présente les variations des puissances en fonction du débit.

✓ **La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$] :**

Elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

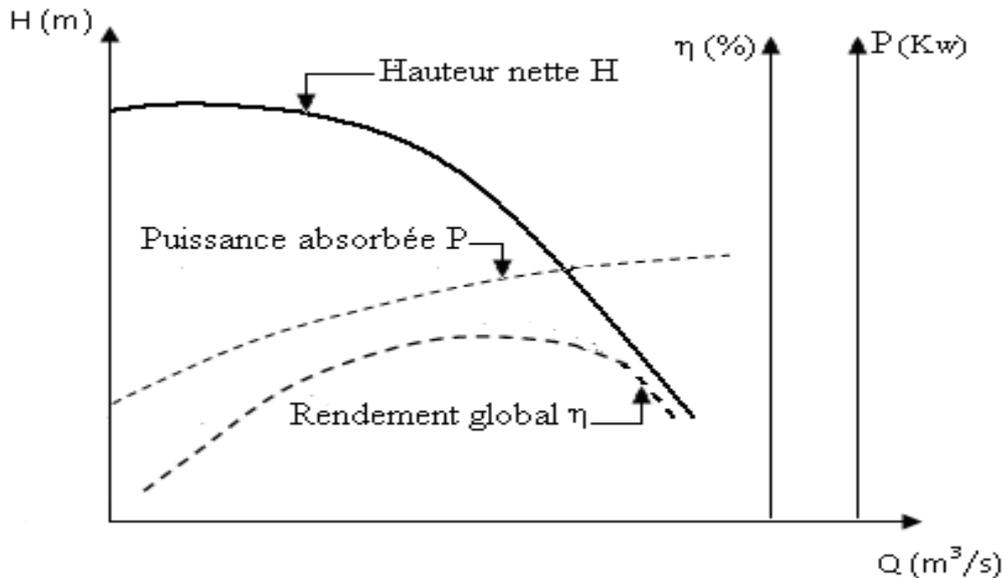


Figure (V-2) : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.

V.6.Courbes caractéristiques de la conduite :

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (\text{V.4})$$

Avec:

- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré en (m).
- Q : Débit (m^3 / j).
- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;

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

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

V.7.Couplage des pompes :

En cas de besoin, dans un réseau d'adduction, nous pouvons utiliser des pompes en série (pour augmenter la hauteur de refoulement) ou des pompes en parallèle (pour augmenter le débit).

V.7.1. Couplage Pompes en série :

Des pompes en série sont traversées par le même débit, et La hauteur de refoulement totale étant la somme des hauteurs de refoulement :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_n$$

$$H_{tot} = H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_n$$

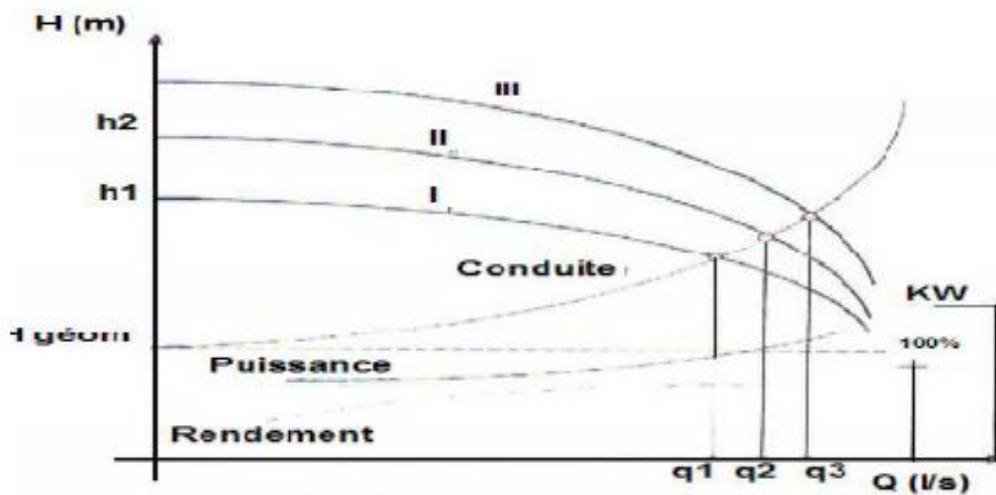


Figure (V-3) : Couplage des pompes en série.

V.7.2 Couplage Pompes en parallèle :

Des pompes en parallèle fournissent la même hauteur de refoulement, et Le débit total donné par toutes les pompes est la somme des débits :

$$H_1 = H_2 = H_3 = \dots = H_n$$

$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n$$

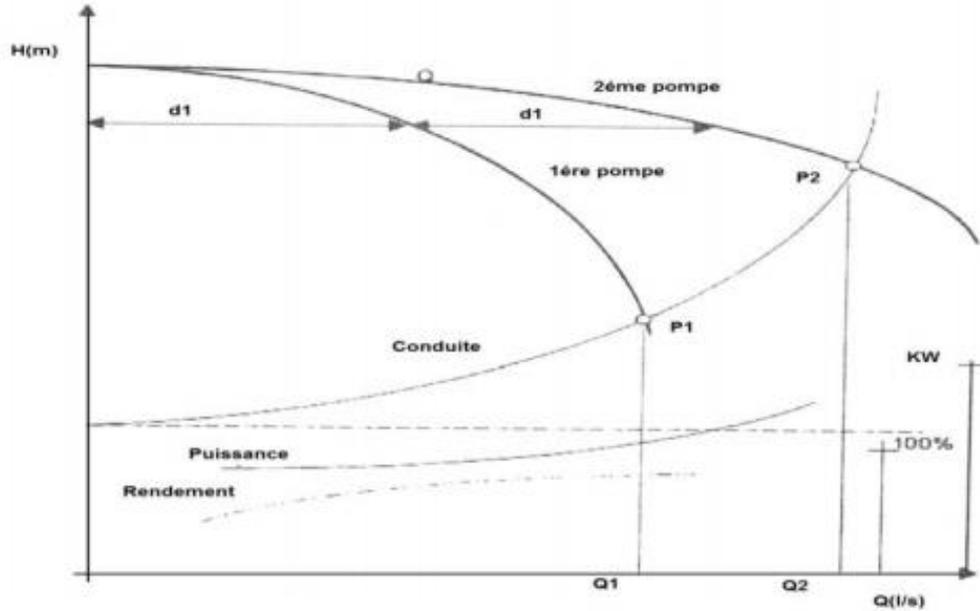


Figure (V-4) : Couplage des pompes en parallèle.

V.8. Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe refoulant dans une conduite est donné par le point d'intersection de la caractéristique hydraulique de la pompe et celle du réseau, Ce point détermine donc un débit Q et une hauteur H .

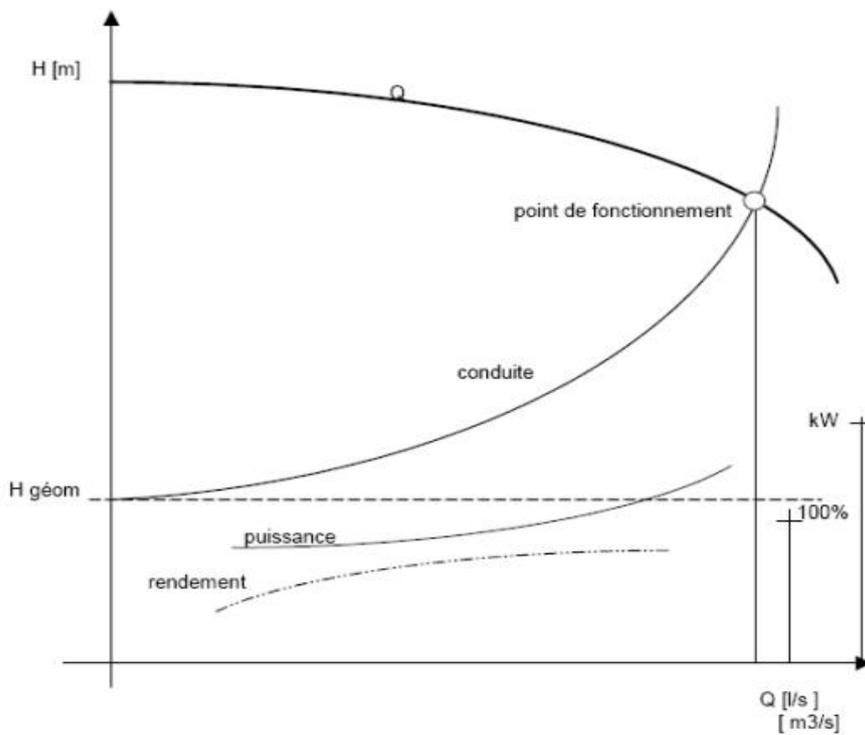


Figure (V-5) : Point de fonctionnement d'une pompe.

V.9.Réalisation du point de fonctionnement désire :

Dans le cas où le point de fonctionnement désire ne coïncide pas avec celui de la pompe, on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

► **Première variante :** "Réduction ou augmentation du temps de pompage" :

Dans le cas où le débit correspondant au point de fonctionnement obtenu est supérieur au débit appelé (désire), on opte pour la diminution du temps de pompage en conservant le même volume à pomper, ce temps se calcule comme suit :

$$T'' = \frac{T' \times Q_{app}}{Q_{pf}} \quad (V.6)$$

Avec :

- T'' : Le nouveau temps de pompage (h) ;
- T' : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 20 h ;
- Q_{app} : Débit désire à refouler en m³/s ;
- Q_{pf} : Débit de point de fonctionnement de la pompe en m³/s.

• La puissance absorbée sera :

$$P_{a1} = \frac{g \times Q_{pf} \times H_{mt}}{\eta_1} \quad (V.7)$$

- η : rendement correspondant au point P1 en %.

• Les frais d'exploitation :

$$F_{EXP} = P_{a1} \times T' \times 360 \times P_r \quad (V.8)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- T : Temps de pompage (h) ;
- P_r : Prix d'un Kwh, $e = 4,67$ (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

► **Deuxième variante :** "Régulation par étouffement (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_{app} . La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_{app} \times H'}{\eta} \quad (V.9)$$

Les pertes de charges créées par la vanne d'étouffement sont égales à :

$$H' = H_1 + h$$

Avec :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- H' : 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 %.

► **Troisième variante** : "Rognage de la roue" :

Le rognage d'une pompe c'est le changement du diamètre extérieur de la roue gardant la même vitesse de rotation N ; Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{m} = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{0.5} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage. Donc, le nouveau diamètre (D_2) sera :

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

$$\mathbf{r} = 1 - \mathbf{m} \text{ (\%)}$$

► **Quatrième variante** : "Variation de la vitesse de rotation"

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée.

On cherche alors la vitesse (N'), donc on trace une parabole d'équation $\mathbf{H} = \mathbf{a} \times \mathbf{Q}^2$ passant par l'origine et par le point P1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue P3 (Q_3, H_3), on aura :

$$\mathbf{N}' = \mathbf{N} \times \left(\frac{Q_1}{Q_3} \right) \text{ (tr/min)} \quad (\text{V.11})$$

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

V.10. La cavitation :

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 (NPSHr). [7]

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_v \quad (\text{V.12})$$

Où :

- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: 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 :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

NPSHd : Charge nette d'aspiration disponible ;

NPSHr : Charge nette d'aspiration requise par le constructeur ;

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

V.10.1. Pour l'alimentation en charge :

$$\text{NPSH} = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{V.13})$$

Avec:

- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: (Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- h_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température ;

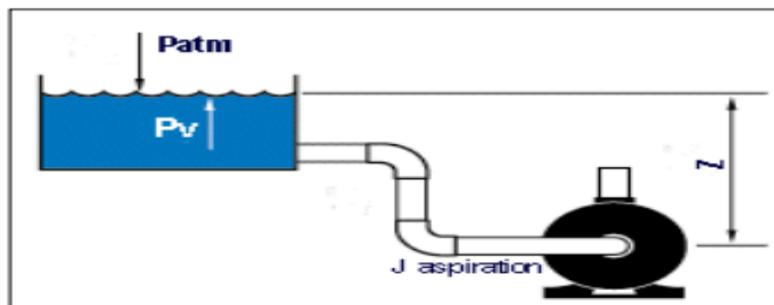


Figure (V-6) : schéma d'installation d'une pompe en charge.

V.10.2. Pour l'alimentation en dépression :

$$NPSH = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + h_v) \tag{V.14}$$

Avec:

- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: (Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- h_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée le tableau suivant :

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

T	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
°C												
H_v	0.06	0.083	0.0125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

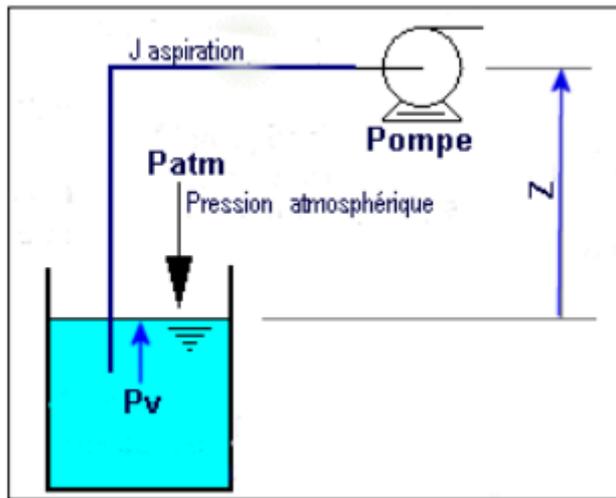


Figure (V-7) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

V.11.Choix des types des pompes du projet :

Pour le choix des pompes à installer, on utilise le Catalogue des pompes Caprari, au lieu des catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et aura tout ce qui est disponible afin de choisir le type et le nombre de pompes qu'il faut pour notre station de pompage.

D'où on déterminera le point de fonctionnement résultant de l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite avec la courbe caractéristique de la pompe.

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Le débit véhiculé : $Q = 8 \text{ l/s}$.

- La hauteur géométrique : $H_g = 90.65\text{m}$.
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 100.7$

D'après le catalogue CAPRARI, Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure ci-dessous :

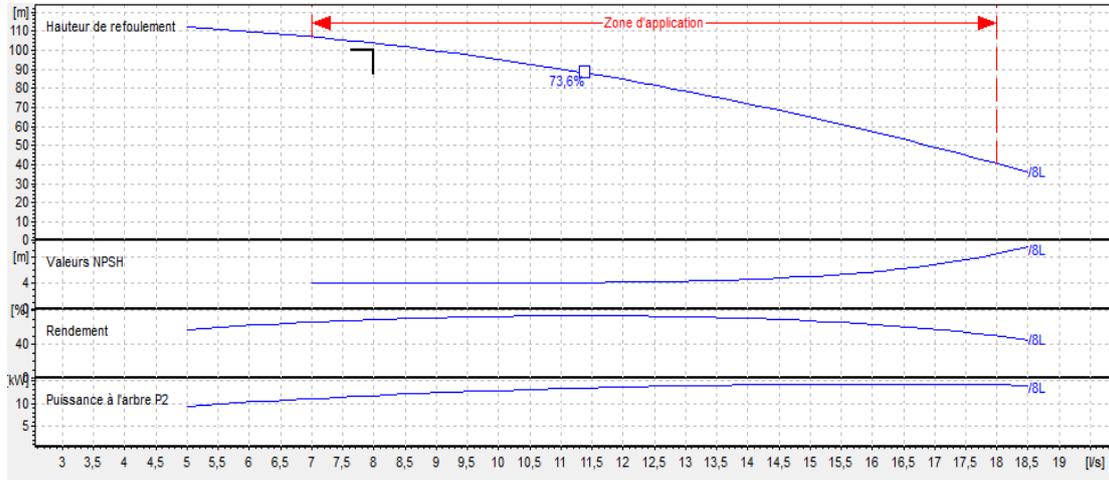


Figure (V-8): Courbe caractéristique de la pompe.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (E6S55/8l + MC620) dont les caractéristiques sont les suivantes

- $N = 2900 \text{ tr / min}$;
- $\eta = 70.5 \%$;
- $NPSH_r = 3.96 \text{ m}$;
- $P_a = 15 \text{ Kw}$.

On a aussi :

- point de fonctionnement : $P = (Q = 8 \text{ l/s} ; HMT = 101\text{m})$;
- point désiré : $P1 = (Q1 = 8.45 \text{ l/s} ; HMT = 102 \text{ m})$

V.12. Conclusion :

L'étude de la partie pompage nous a permis de choisir le type de pompe qui correspond à notre station. et Nous avons utilisé le catalogue numérique CAPRARI afin de déterminer les pompe qui garantiront le refoulement.

Et D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on nous avons choisie pour un groupe électropompe immergé de type (E6S55/8l + MC620)

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. Définition :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure (**Dupant, 1979**).

VI.2.3. Causes du phénomène :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes [8]:

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

VI.2.3. Risques liés aux coups de bélier :

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques. (Meunier, 1980 ; M escand, 1971)

VI.2.3.1. Cas de surpression :

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

VI.2.3.2. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 MCE il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VI.2.3.3. Fatigue de la canalisation :

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

VI.2.4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Le phénomène de propagation d'ondes est 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 [5]:

- ✓ **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.

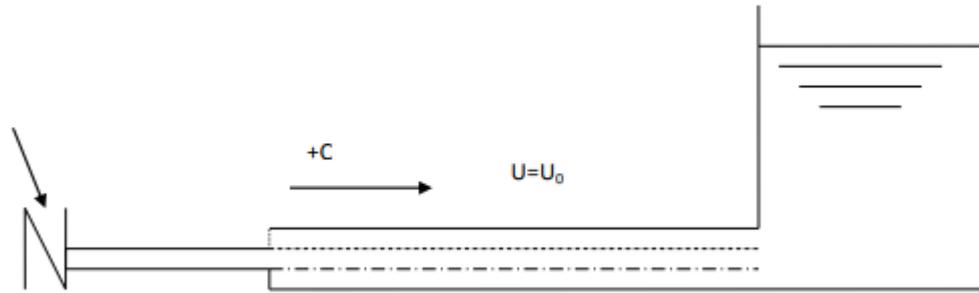


Figure (VI-1) : Phase 1 temps écoulé : $T=L/C$.

- ✓ **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 réfléchi sur le clapet.

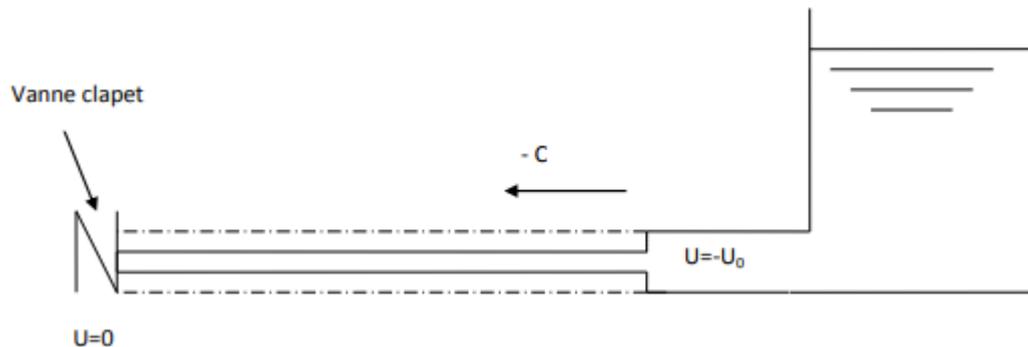


Figure (VI-2) : Phase 2 temps écoulé : $t=2l/c$.

- ✓ **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 surpressée immobile.

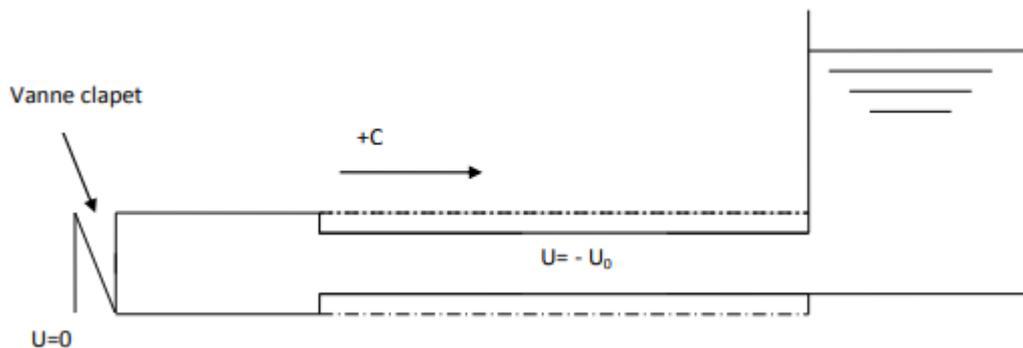


Figure (VI-3) : Phase3 temps écoulé : $t=3l/c$.

- ✓ **Phase 4 :** à l'instant $t=3l/a$, une onde réfléchi 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.

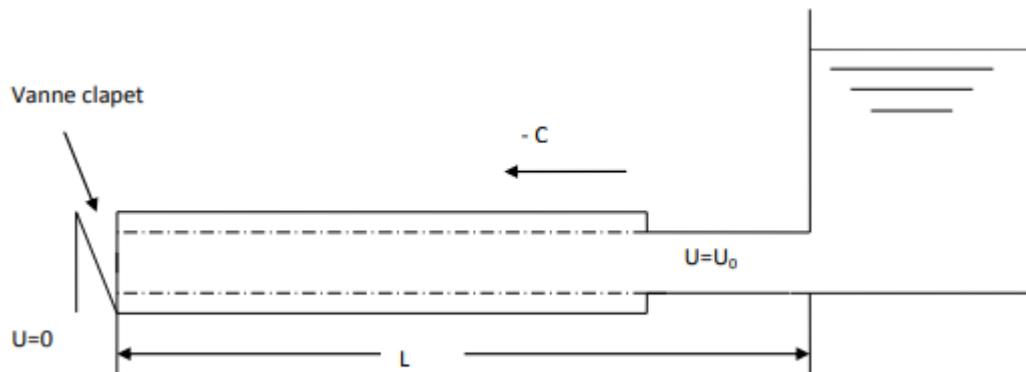


Figure (VI-4) : Phase4 temps écoulé $t=4l/c$.

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

- Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression
- L'analyse du phénomène, dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e).

VI.2.5. Protection des conduites contre le coup de bélier :

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

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

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

VI.2.5.1. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

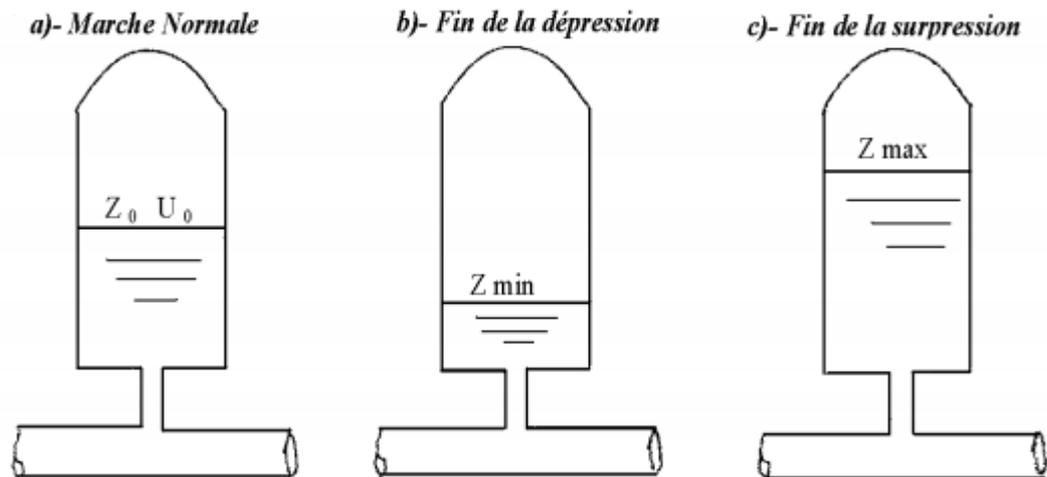


Figure (VI-5) : Réservoirs d'air.

VI.2.5.2. Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

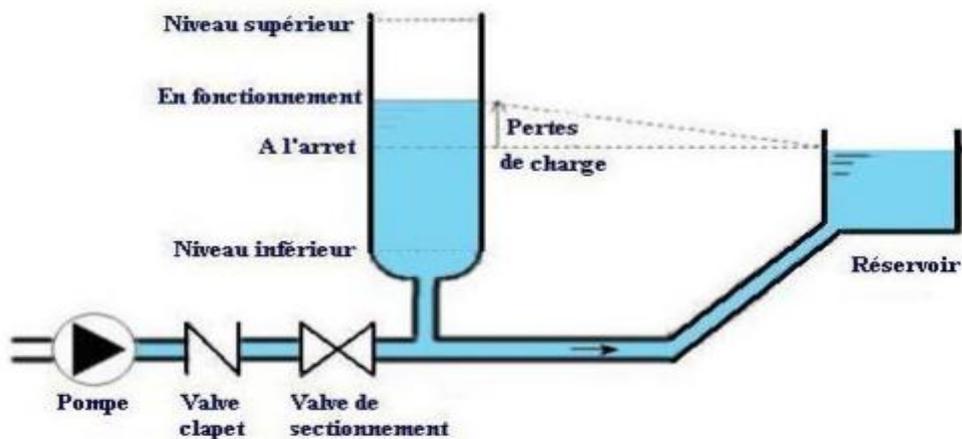


Figure (VI-6) : Cheminée d'équilibre.

VI.2.5.3. Soupape de décharge :

C'est appareils fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.



Figure (VI-7) : Une Soupape de décharge.

VI.2.5.4. Volant d'inertie :

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



Figure (VI-8) : Un schéma général d'un volant d'inertie.

VI.2.5.5. Les ventouses :

Appelés aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure (VI-9) : Une ventouse.

VI.2.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier :

Tableau (VI.1): les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier [8]

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> • Cout limité. • Entretien et réglage facile • Ne consomme pas d'énergie. • Indépendant d'une installation électrique 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) • Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la surpression.

Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécanique susceptible de fonctionnement défectueux). • Importante durée de vie. • Indépendante d'une installation électrique. • Pas de pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilités d'installation limitées. • Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée). 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement. • Bonne sécurité • Pas des pertes d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> • Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. • Cout élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volent d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> • Dispositif économique. • Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent par trop sauvant 	<ul style="list-style-type: none"> • Consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. • Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression

VI.2.7. Etude de coup de bélier :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.[8]

VI.2.7.1. Valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{k \times D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec

- a : Célérité de l'onde (m/s).
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Tableau (VI .2) : Valeurs du coefficient K.

Matériau	K
Acier	0.5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0.59
PEHD	83
PEBD	5000
Béton	5
Amiante de ciment	4
PVC	33

VI.2.7.2. Cas d'une fermeture brusque :

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est : $T \leq \frac{2 \times L}{a}$ (VI.2)

Avec :

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- b : La valeur du coup de bélier (m)
- a : Célérité de l'onde (m/s)
- V₀ : Vitesse de l'écoulement (m/s)

- g : Accélération de l'onde (m/s²)

✓ Valeur maximale de la surpression : $H_S = H_0 + B$ (VI.4)

✓ Valeur maximale de la dépression : $H_d = H_0 - B$ (VI.5)

VI.2.7.3. Cas d'une fermeture lente :

Dans le cas de la fermeture lente le temps de fermeture est : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI.6})$$

VI.2.8. Valeur numérique du coup de bélier :

VI.2.8.1. Calcul des valeurs du coup bélier pour les tronçons :FP-R

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

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

Add	Q(l/s)	D(mm)	L(m)	e(mm)	V(m/s)	Hg(m)	a(m/s)	B(m)	Hmax (m)	Hmin (m)	PN
F- Ress	8	125	1343	14	0.65	90.65	352.36	23.42	114.0	67.62	16
									7		

Les résultantes du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel(Amara. L) sont données dans le tableau ci –dessous :

<p>Données de l'Adduction</p> <p>Diametre <input type="text" value="0,125"/> m</p> <p>Débit <input type="text" value="0,008"/> m³/s</p> <p>H géomet <input type="text" value="90,65"/> m</p> <p>Long. Cond. <input type="text" value="1343"/> m</p> <p>coef. K <input type="text" value="83"/></p> <p>Epaisseur e <input type="text" value="0,014"/> m</p> <p>C Haz Will <input type="text" value="95,6346589"/></p>	<p>Résultats</p> <p>Vitesse <input type="text" value="0,6522293"/> m/s</p> <p>Section <input type="text" value="0,01226563"/> m²</p> <p>Célérité a <input type="text" value="352,366403"/> m/s</p> <p>B <input type="text" value="23,4274916"/> m</p> <p>Hmax <input type="text" value="114,077492"/> m</p> <p>Hmin <input type="text" value="67,2225084"/> m</p> <p>periode θ <input type="text" value="7,62274717"/> s</p> <p>Ho <input type="text" value="100,65"/> m</p> <p>PDC δ <input type="text" value="10,0700175"/> m</p> <p>a/g <input type="text" value="35,9191033"/> s</p>	<p>Données du Réservoir d'air</p> <p>Volume U₀ <input type="text" value="0,2"/> m³</p> <p>K PDC entr <input type="text" value="34"/> Vf²</p> <p>K PDC sort <input type="text" value="0"/> Vf²</p> <p>Exposant <input type="text" value="1,2"/></p>
<p>Résultats des variations du volume d'air</p> <p>U_{max} <input type="text" value="0,24226447"/> m³</p> <p>U_{min} <input type="text" value="0,2"/> m³</p>		<p>Pression de l'air</p> <p>pres. air Z <input type="text" value="16,0495234"/> /U[^]</p>
		<p>Résultats des pressions</p> <p>Surpression <input type="text" value="7,11096924"/> m</p> <p>Dépression <input type="text" value="12,6840781"/> m</p>

Tableau (VI.4) : développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite de refoulement.

La conduite F.P-Réservoir : la valeur de surpression est inférieure à la pression admissible de la conduite PN 16, et la valeur de la dépression est acceptable, donc ce tronçon ne nécessite aucune protection contre le coup de bélier.

VI.3. Pose des conduites :

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux surpressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisation (dus à son propre poids, au poids d'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol. La pose de la conduite est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

VI.3.1 Exécution et aménagement de la canalisation :

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir leurs meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.[9]

- ❖ La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur.
- ❖ La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature de sol.
- ❖ Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm,
- ❖ La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite,
- ❖ Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite

Tableau (VI.5) : Les différents matériaux.

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus de tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

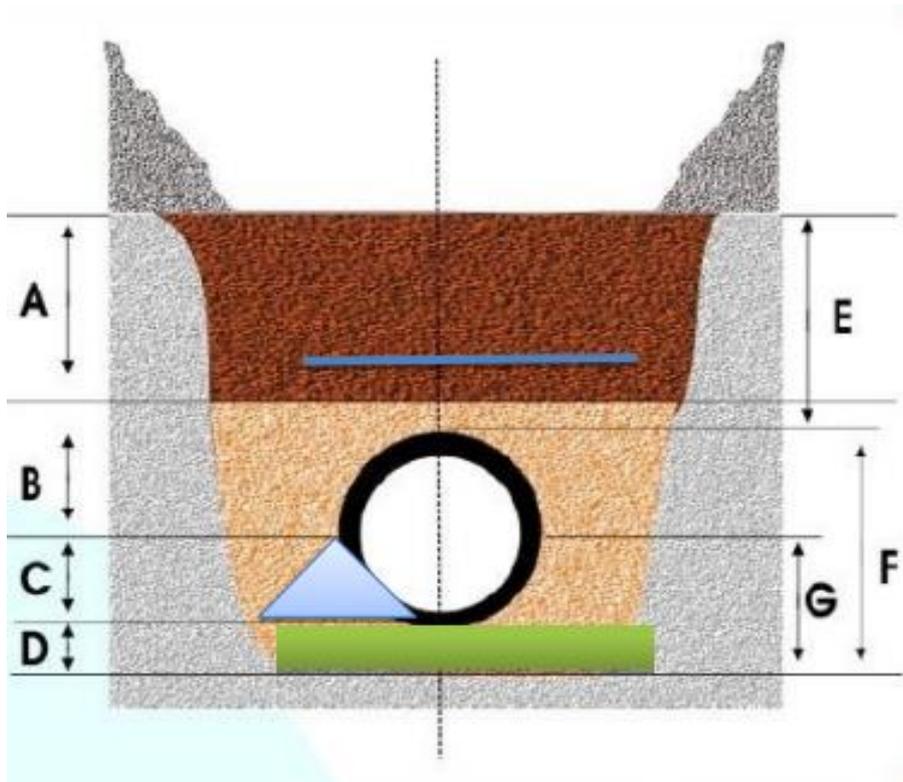


Figure (VI-10) : Pose de la conduite en tranchée.

Avec

- *A : Remblai supérieur*
- *B : Remblai de protection*
- *C : Assise – D : Lit de pose*
- *E : Hauteur de couverture*
- *F : Enrobage*
- *G : Appui*
- *Le trait bleu c'est Grillage avertisseur*

VI.3.2. Franchissement des points spéciaux :

VI.3.2.1. Traversées des routes :

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes ruptures.

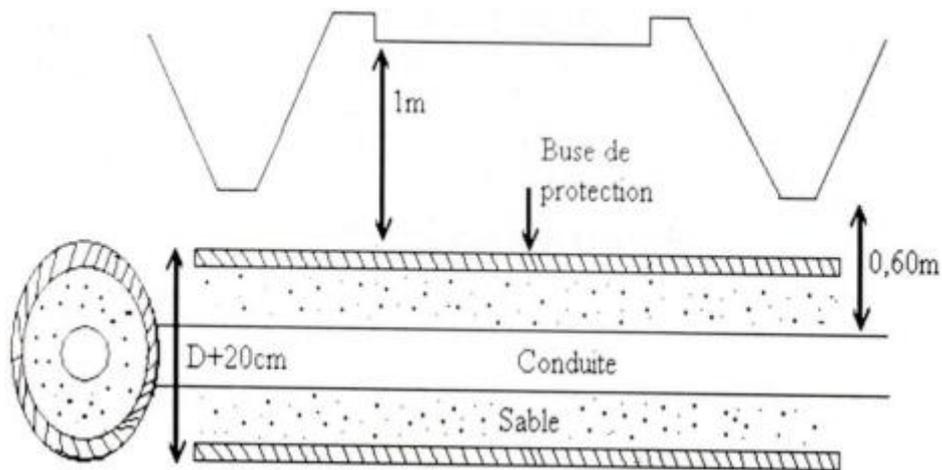


Figure (VI-11) : Protection pour la traversée des routes.

VI.3.2.2. Traversée souterraine de ravin ou d'oued.

Le risque auquel est exposé une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral. En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier.

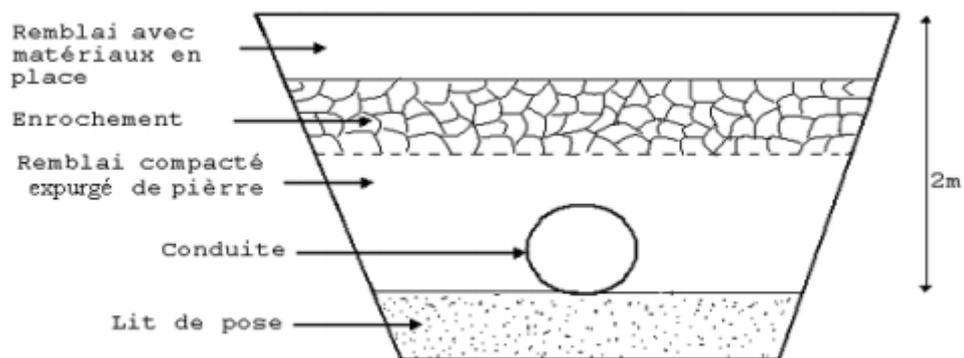


Figure (VI-12) : Protection pour la Traversée d'oued.

VI.3.2.3. Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un [9].

VI.3.3. Désinfection des conduites :

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [8].

VI.4. Conclusion :

Après avoir vérifié les calculs de dépression et de surpression pour le tronçon de refoulement à partir de forage projeter, le tronçon ne nécessite aucune protection contre le coup de bélier.

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

Chapitre VII

Distribution

VII.1.Introduction :

Un réseau de distribution d'eau est une structure permettant de garantir l'approvisionnement en eau potable d'une zone (résidence, village, ville, etc.) ou industrielle, 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.

VII.2.Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable :

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

VII.2.1 Les réseaux ramifiés :

Les réseaux ramifiés sont les réseaux les plus simples Ils présentent l'avantage d'être économique. Ils ne répondent qu'au besoin strict d'amener l'eau au point de livraison. dans lequel l'eau suit un parcours unique.

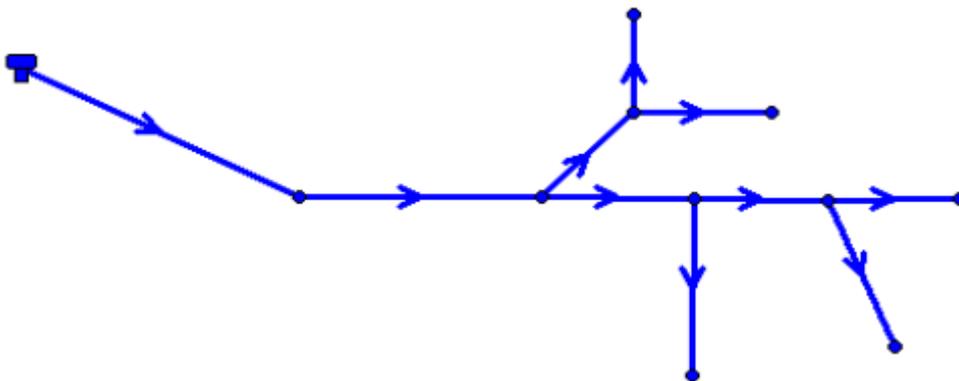


Figure (VI-1) : Schéma de réseau ramifié.

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> Maîtrise des sens d'écoulement : l'hydraulique est maîtrisé sans calculs ni étude approfondie. 	<ul style="list-style-type: none"> Une rupture de conduite implique une interruption de service. Le renouvellement de l'eau n'est assuré que par la demande à l'aval.

- Un réseau ramifié présentant les longueurs minimales de pose permet d'avoir un coût d'investissement minimal.
- Les longues branches pour des faibles demandes engendrent donc une stagnation de l'eau.

VII.2.2. Les réseaux maillés :

Les réseaux maillés, plus complexes, sont caractérisés par des parcours de l'eau multiples pour un même point de livraison, Dans lequel sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées, En cas d'incident on peut isoler le tronçon pour des réparations tout en assurant l'alimentation des abonnés en aval. est utilisés les réseau mailles Our la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

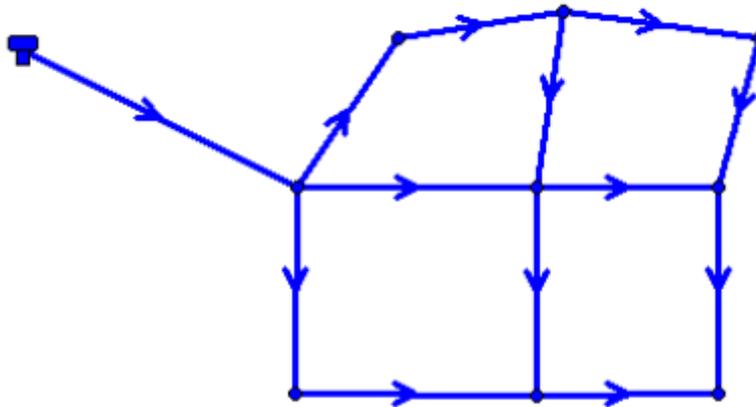


Figure (VI-2) : Schéma de réseau maillé.

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Maintien de la distribution en cas de rupture, car le chemin fermé peut être pallié par un autre. L'exploitation en est alors plus aisée. • L'eau pouvant se partager sur plusieurs parcours, les débits qui transitent dans les tronçons sont réduits. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le linéaire de réseau étant plus important, le coût d'investissement est plus élevé. • La multiplication des conduites engendre un volume de réseau plus élevé. Ainsi, le temps de résidence global de l'eau est notablement augmenté.

- Le sens d'écoulement devient parfois difficile à prévoir

VII.2.3. Réseaux mixtes :

Un réseau de distribution dit mixte est en général un réseau est constitué d'un partie ramifié et un autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

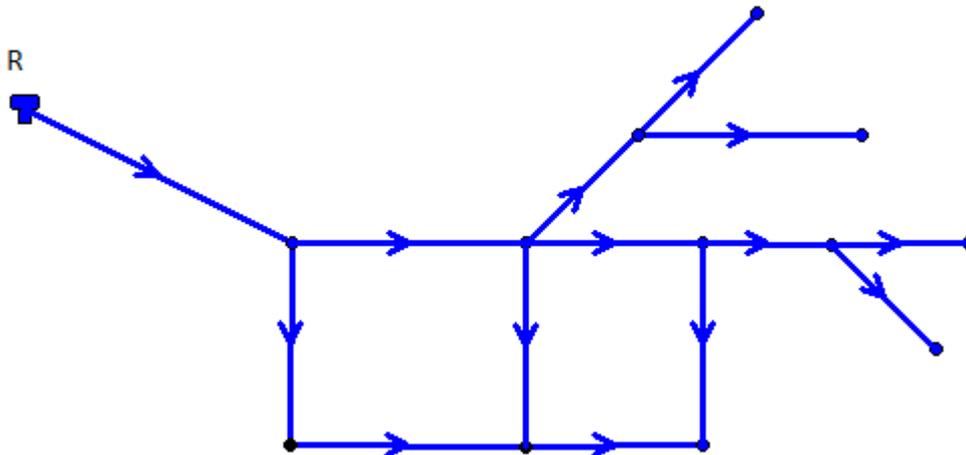


Figure (VI-3) : Schéma de réseau mixte.

VII.3. Choix de la trace :

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [5] :

- ✓ Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine,...etc.) ;
- ✓ Eviter les pentes trop fortes ;
- ✓ Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- ✓ Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- ✓ Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;

VII.4.Choix du type de matériaux des conduites du réseau :

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importants de construction du réseau, Pour faire le choix du type prendre en considération les critères suivants:[11]

- ✓ Facilité à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes;
- ✓ La pression de service supportée;

- ✓ Du prix unitaire ;
- ✓ Durée de vie ;
- ✓ Résiste à la corrosion interne, externe ;
- ✓ Disponibilité du produit sur le marché national ;
- ✓ Facilité d'entretien et d'exploitation ;

Pour notre cas Nous avons choisi **PEHD** (PN16) comme matériau des conduites du réseau de distribution ;

VII.5.Equipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) : [12]

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci. On en cite :

- **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 200à 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 Del 'écoulement prévu.
- **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 sont 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 posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé 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.

VII.6. Conception d'un réseau de distribution:

Notre choix est porté sur un réseau mixte Pour concevoir un réseau de distribution prendrons en compte un certain nombre des facteurs, garantir un service souple :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.

VII.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits Supposés concentrés aux nœuds.

VII.8.Détermination des débits :

VII.8.1.Débit de pointe :

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée. [Voir le tableau (II.8)]

$$Q_p = \frac{Q_{m,j} \times P_m}{100} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m³/h) ;
- P_m : Pourcentage horaire (%) ;
- $Q_{m,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

VII.8.2. Débit spécifique :

Il est défini comme étant le volume consommé d'eau à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde, et représente le débit de pointe sur la somme des longueurs de chaque tronçon, il se calcule d'après la formule ci-après :

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- q_s : Le débit spécifique (l/s/ml) ;
- L_i : Somme des longueurs du réseau en (m) ;

VII.8.3 Débit en route :

Le débit consommé en long du tronçon, c'est le produit de sa longueur par le débit Spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s \times L_i \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- $L_{i,j}$: Longueur du tronçon [i-j] (m) ;

VII.8.4.Débits aux nœuds :

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VII.4})$$

- Q_n : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;
- Q_c : Débit concentré au nœud (i) en (l/s) ;

VII.9. Dimensionnement du réseau (cas de pointe) :

VII.9.1. Calcul des débits aux nœuds

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (III.1) : Détermination des débits aux nœuds.

Nouuds	Tronçon	Li	Qp	Qsp	Qr	Qn
2	n2-69	165,7			0,4399335	0,21996675
3	n3-6	6,7			0,0177885	0,37979775
	n3-4	103,5			0,2747925	
	n3-25	175,9			0,4670145	
4	n3-4	103,5			0,2747925	0,168858
	n4-18	23,7			0,0629235	
6	n6-27	7,2			0,019116	0,09969525
	n6-70	61,2			0,162486	
	n6-3	6,7			0,0177885	
7	n7-8	114,7			0,3045285	0,82743075
	n7-44	363			0,963765	
	n7-56	145,6			0,386568	
8	n7-8	114,7			0,3045285	0,62034075
	n8-12	215,1			0,5710905	
	n8-9	137,5			0,3650625	
9	n9-8	137,5	22,24	0,002655	0,3650625	0,326034
	n9-10	108,1			0,2870055	
10	n10-9	108,1			0,2870055	0,3183345
	n10-11	131,7			0,3496635	
11	n10-11	131,7			0,3496635	0,17483175
12	n12-15	134,5			0,3570975	0,50431725
	n12-8	215,1			0,5710905	

	n12-13	30,3		0,0804465	
13	n13-16	111,2		0,295236	0,18784125
	n13-12	30,3		0,0804465	
15	15-43	116,4		0,309042	0,33306975
	15-n12	134,5		0,3570975	
16	16-13	111,2		0,295236	0,54162
	16-38	85,2		0,226206	
	16-17	211,6		0,561798	
17	16-17	211,6		0,561798	0,601623
	17-65	241,6		0,641448	
18	18-n4	23,7		0,0629235	0,503388
	18-19	133,1		0,3533805	
	18-48	222,4		0,590472	
19	18-19	133,1		0,3533805	0,17669025
21	21-51	101,4		0,269217	0,42174675
	21-45	216,3		0,5742765	
23	23-25	111		0,294705	0,36519525
	23-55	164,1		0,4356855	
25	25-n3	175,9		0,4670145	0,5291415
	25-23	111		0,294705	
	25-26	111,7		0,2965635	
26	25-26	111,7		0,2965635	0,173106
	26-40	18,7		0,0496485	
27	27-n6	7,2		0,019116	0,545337
	27-52	174		0,46197	
	27-28	229,6		0,609588	
28	27-28	229,6		0,609588	0,5848965
	28-50	211		0,560205	
30	30-32	76		0,20178	0,3268305
	30-50	170,2		0,451881	
32	30-32	76	22,24	0,002655	0,20178
	32-36	213,2		0,566046	

34	34-36	76	0,20178	0,2992185
	34-51	149,4	0,396657	
36	36-32	213,2	0,566046	0,383913
	36-34	76	0,20178	
38	38-39	52,1	0,1383255	0,18226575
	38-16	85,2	0,226206	
39	38-39	52,1	0,1383255	0,06916275
40	40-26	18,7	0,0496485	0,02482425
41	41-62	220	0,5841	0,44511075
	41-44	115,3	0,3061215	
43	43-15	116,4	0,309042	0,38431125
	43-60	137	0,363735	
	43-44	36,1	0,0958455	
44	44-43	36,1	0,0958455	0,682866
	44-41	115,3	0,3061215	
	44-n7	363	0,963765	
45	45-21	216,3	0,5742765	0,49343175
	45-53	155,4	0,412587	
48	48-18	222,4	0,590472	0,295236
50	50-28	211	0,560205	0,506043
	50-30	170,2	0,451881	
51	51-21	101,4	0,269217	0,6029505
	51-34	149,4	0,396657	
	51-52	203,4	0,540027	
52	52-51	203,4	0,540027	0,5009985
	52-27	174	0,46197	
53	45-53	155,4	0,412587	0,51918525
	53-68	235,7	0,6257835	
55	55-23	164,1	0,4356855	0,46130625
	55-57	183,4	0,486927	
56	56-68	210,7	0,5594085	0,83884725
	56-7	145,6	0,386568	

	56-57	275,6			0,731718	
57	57-56	275,6			0,731718	0,6093225
	57-55	183,4			0,486927	
60	60-43	137			0,363735	0,34979625
	60-61	126,5			0,3358575	
61	61-60	126,5			0,3358575	0,16792875
62	62-41	220			0,5841	0,29205
65	65-17	241,6			0,641448	0,677025
	65-66	268,4			0,712602	
66	66-65	268,4			0,712602	0,356301
68	68-53	235,7			0,6257835	0,592596
	68-56	210,7			0,5594085	
69	69-n2	165,7			0,4399335	0,31103325
	69-71	68,6			0,182133	
70	70-76	123,8			0,328689	0,2455875
	70-n6	61,2			0,162486	
71	71-69	68,6	22,24	0,002655	0,182133	0,70423875
	71-72	222,8			0,591534	
	71-77	239,1			0,6348105	
72	72-71	222,8			0,591534	0,438606
	72-73	107,6			0,285678	
73	73-72	107,6			0,285678	0,25476053
	73-74	84,31			0,22384305	
74	74-73	84,31			0,22384305	0,32392328
	74-75	159,7			0,4240035	
75	75-74	159,7			0,4240035	0,32085675
	75-76	82			0,21771	
76	76-75	82			0,21771	0,2731995
	76-70	123,8			0,328689	
77	77-71	239,1			0,6348105	0,31740525

VII.10.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.

VII.10.1. Présentation du logiciel EPANET :[13]

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.

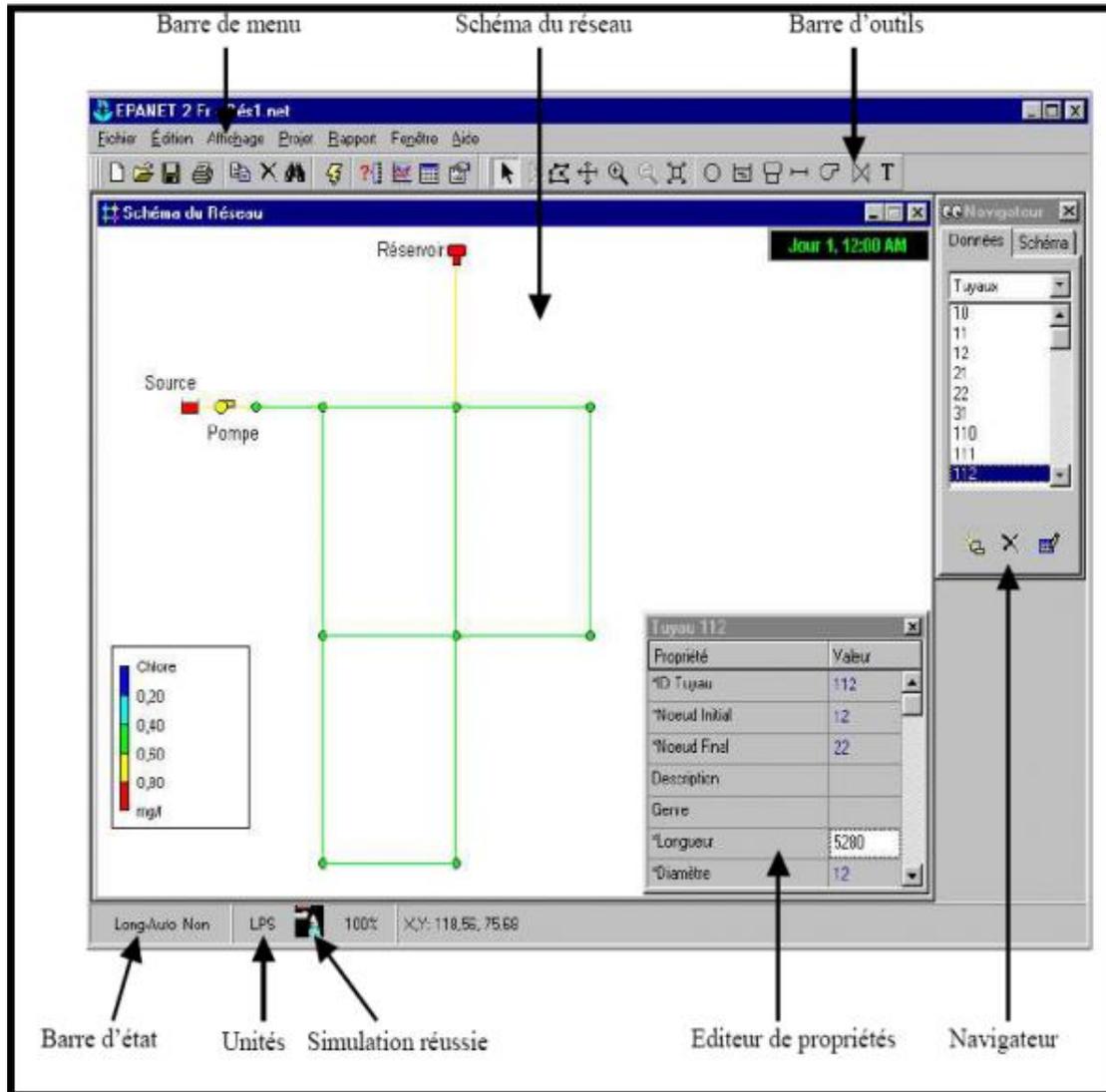


Figure (VI-4) : Environnements de travail sur EPANET.

VII.10.2. Utilisation du logiciel EPANET :

Les Etapes 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 ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.10.3. Modélisation du réseau :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

❖ Au niveau des nœuds :

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit.

Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- ✓ L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence
- ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau)

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- ✓ La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- ✓ La pression.

❖ Au niveau des arcs (conduite) :

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- ✓ les nœuds initial et final
- ✓ le diamètre
- ✓ la longueur
- ✓ le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge)

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- ✓ le débit ;
- ✓ la vitesse d'écoulement ;
- ✓ la perte de charge ;
- ✓ La vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) ;

❖ Au niveau des réservoirs :

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- ✓ 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

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- ✓ La charge (altitude de l'eau) ;
- ✓ La pression (niveau de l'eau) ;

VII.11.Résultats de la simulation du réseau avec EPANET :

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau.

Suite à plusieurs tâtonnements des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5 – 1,5 m/s], vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 60 m.c.e (6 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN 16.

III.11.1.les diamètres des tronçons et vitesses d'eau :

VII.11.1.1. Résultats et constatations :

Dans le tableau (VII.2), on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge et ainsi que le coefficient de frottement dans chaque tronçon.

Tableau (VII-2) : les résultats de la simulation.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	PDC
	<i>(m)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(l/s)</i>	<i>(m/s)</i>	<i>(m)</i>
Pipe p2	103.5	50	1.14	0.58	9.86
Pipe p4	6.705	125	9.28	0.76	5.08
Pipe p5	114.7	90	4.92	0.77	8.00
Pipe p6	137.5	50	0.82	0.42	5.30
Pipe p7	108.1	40	0.49	0.39	6.32
Pipe p8	131.7	32	0.17	0.22	2.90
Pipe p9	215.1	75	3.49	0.79	10.45
Pipe p11	134.5	32	0.37	0.46	11.49
Pipe p12	111.2	75	2.42	0.55	5.28
Pipe p13	211.6	50	1.63	0.83	19.25
Pipe p14	133.1	20	0.18	0.56	30.32
Pipe p18	111.7	20	0.20	0.63	37.41

Pipe p19	229.6	90	4.07	0.64	5.58
Pipe p25	7.203	125	9.41	0.77	5.22
Pipe p26	52.11	20	0.07	0.22	5.55
Pipe p27	18.68	20	0.02	0.08	0.66
Pipe p29	36.12	40	-0.86	0.68	17.78
Pipe p32	23.77	40	0.97	0.77	22.44
Pipe p33	222.4	20	0.29	0.94	79.16
Pipe p35	211	90	3.48	0.55	4.18
Pipe p36	170.2	90	2.98	0.47	3.12
Pipe p37	76.05	90	2.65	0.42	2.52
Pipe p38	213.2	75	2.27	0.51	4.66
Pipe p39	76.03	75	1.89	0.43	3.31
Pipe p40	149.4	75	1.59	0.36	2.41
Pipe p41	203.4	75	4.30	0.97	15.55
Pipe p42	101.4	110	5.29	0.56	3.35
Pipe p43	216.3	110	4.87	0.51	2.87
Pipe p44	155.4	110	4.37	0.46	2.35
Pipe p46	111	110	7.03	0.74	5.72
Pipe p47	164.1	110	6.67	0.70	5.17
Pipe p48	145.6	125	8.03	0.65	3.86
Pipe p49	183.4	90	6.21	0.98	12.42
Pipe p50	275.6	90	5.60	0.88	10.21
Pipe p51	363	63	2.28	0.73	11.25
Pipe p54	137	40	0.52	0.41	6.91
Pipe p55	116.4	32	0.04	0.05	0.15
Pipe p56	126.5	20	0.17	0.53	27.60
Pipe p57	115.3	40	0.74	0.59	13.27
Pipe p58	219.9	20	0.29	0.93	77.49
Pipe p60	30.27	75	2.61	0.59	6.06
Pipe p61	85.21	30	0.25	0.36	7.68
Pipe p63	241.6	40	1.03	0.82	25.02
Pipe p64	268.4	32	0.36	0.44	10.54
Pipe p66	235.7	90	3.85	0.61	5.05

Pipe p67	210.7	90	3.26	0.51	3.70
Pipe p68	165.7	200	21.98	0.70	2.45
Pipe p69	61.16	200	18.79	0.60	1.83
Pipe p70	222.8	200	20.65	0.66	2.18
Pipe p71	107.6	200	20.21	0.64	2.09
Pipe p72	84.31	200	19.95	0.64	2.04
Pipe p73	159.7	200	19.63	0.62	1.98
Pipe p74	81.95	200	19.31	0.61	1.92
Pipe p75	239.1	20	0.32	1.01	90.77
Pipe p81	123.8	200	19.04	0.61	1.87
Pipe p86	68.57	200	21.67	0.69	2.39
Pipe p88	174	90	4.80	0.75	7.63
Pipe p89	175.9	110	7.76	0.82	6.89
Pipe 1	15	200	22.19	0.71	2.50

Remarque :

Le système de distribution fonctionne sous des conditions, avec une vitesse de (0.5 m/s-1.5 m/s).

Les résultats de ce tableau [VII.1] ne vérifié pas les conditions de la vitesse, donc on installera une vanne de décharge que l'on ouvrira une fois par semaine (périodique) afin de nettoyer les conduites de l'extrémité et cela pour éviter l'accumulation des dépôts solides, l'érosion des conduites et l'effet de régime transitoire.

VII.11.2.Calcul les pressions :

Tableau (VI.3) : Répartition des résultats au niveau de chaque nœud du Réseau I.

Node	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
n2	511.7	511.96	0.26
n3	428.4	509.66	81.26
n4	426.18	508.64	82.46
n6	428.5	509.69	81.19
n7	411.7	501.31	89.61
n8	419.5	500.39	80.89
n9	439.2	499.66	60.46

n10	453.4	498.98	45.58
n11	467	498.59	31.59
n12	414	498.14	84.14
n13	418	497.96	79.96
n15	407.7	496.60	88.90
n16	408.5	497.37	88.87
n17	405.5	493.30	87.80
n18	426.5	508.11	81.61
n19	427.5	504.07	76.57
n21	424	504.82	80.82
n23	422.25	507.81	85.56
n25	423.3	508.45	85.15
n26	421.3	504.27	82.97
n27	428.5	509.66	81.16
n28	443.	508.37	65.37
n30	465.2	506.96	41.76
n32	457.1	506.77	49.67
n34	431	505.52	74.52
n36	438.8	505.78	66.98
n38	416.5	496.72	80.22
n39	418.6	496.43	77.83
n40	421.16	504.26	83.10
n41	406.5	495.69	89.19
n43	407.3	496.58	89.28
n44	407.3	497.22	89.92
n45	422.8	504.20	81.40
n48	447.2	490.50	43.30
n50	461.7	507.49	45.79
n51	423.1	505.16	82.06
n52	426	508.33	82.33
n53	419	503.84	84.84
n55	420	506.96	86.96

n56	413.2	501.87	88.67
n57	416.25	504.68	88.43
n60	408.4	495.63	87.23
n61	410.4	492.14	81.74
n62	404	478.65	74.65
n65	404	487.25	83.25
n66	405.3	484.42	79.12
n68	414.7	502.65	87.95
n69	499	511.56	12.56
n70	431	509.80	78.80
n71	497	511.39	14.39
n72	477	510.91	33.91
n73	465.3	510.68	45.38
n74	452.35	510.51	58.16
n75	431.11	510.19	79.08
n76	430.5	510.04	79.54
n77	477	489.69	12.69

Remarque :

Suite aux problèmes de surpression, on doit faire appel aux régulateurs de pression aval, car c'est la solution la plus adéquate pour notre cas.

Le régulateur de pression réduit la pression à l'aval de l'appareil, quelles que soit les variations du débit et la pression amonts. Annexe

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant :

- ✓ Si la pression aval dépasse la consigne, le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base. Au contraire, si la pression aval diminue, le pilote tend à s'ouvrir et à faire ouvrir l'appareil.
- ✓ Si la pression amont diminue et se rapproche de la pression de réglage, l'hydro tab s'ouvre complètement et n'introduit qu'une perte de charge minimale dans le réseau.

Le diamètre des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil. Une autre simulation est lancée avec la présence des régulateurs de pression les résultats mentionnés dans le tableau (VI.4).

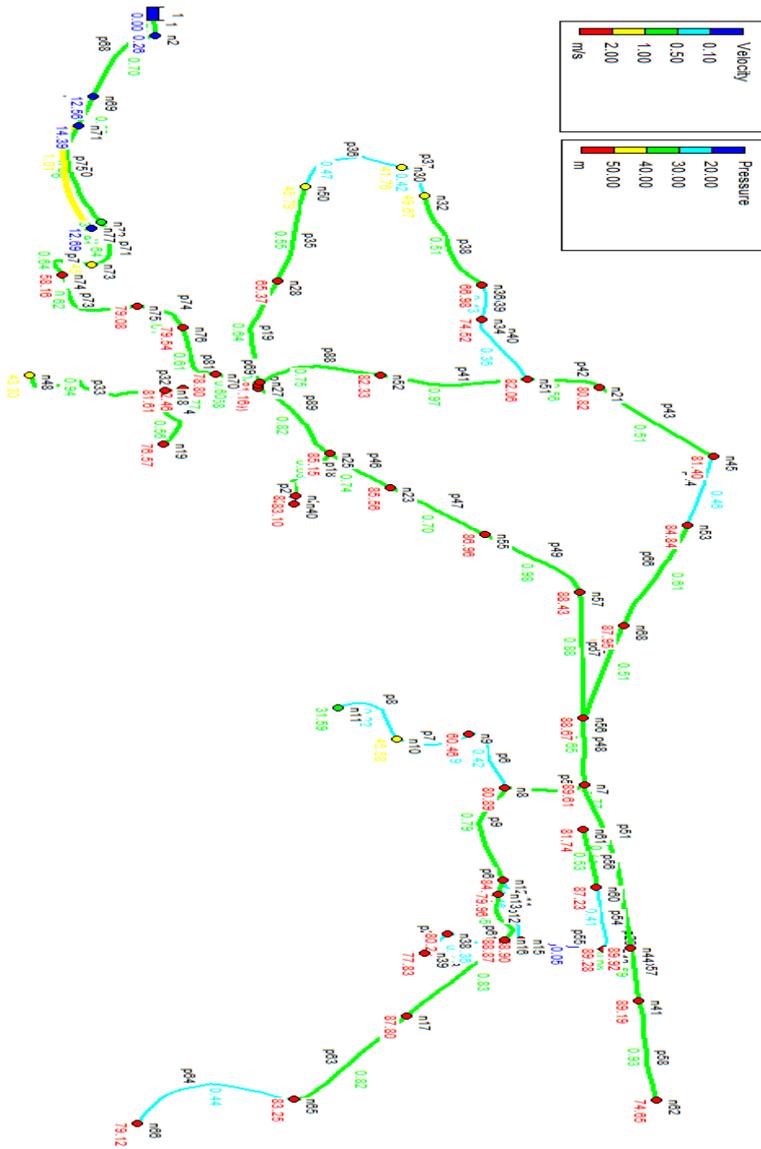


Figure (VI-5):résultat de simulation (pression et vitesse).

VII.11.3. Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression :

Une autre simulation est lancée avec la présence des régulateurs de pression les résultats mentionnés dans le tableau (VI.4)

Tableau (VI.4) : Résultats simulation de réseau avec régulateurs de pression.

Node	Altitude	Charge	Pression
	(m)		
n2	511.7	511.96	0.26
n3	428.4	479.50	51.10
n4	426.18	478.48	52.30
n6	428.5	479.53	51.03

n7	411.7	471.15	59.45
n8	419.5	470.23	50.73
n9	439.2	469.50	30.30
n10	453.4	468.82	15.42
n11	467	468.43	1.43
n12	414	467.98	53.98
n13	418	467.80	49.80
n15	407.7	466.44	58.74
n16	408.5	467.21	58.71
n17	405.5	463.14	57.64
n18	426.5	477.95	51.45
n19	427.5	473.91	46.41
n21	424	474.66	50.66
n23	422.25	477.65	55.40
n25	423.3	478.29	54.99
n26	421.3	474.11	52.81
n27	428.5	479.50	51.00
n28	443.	478.21	35.21
n30	465.2	476.80	11.60
n32	457.1	476.61	19.51
n34	431	475.36	44.36
n36	438.8	475.62	36.82
n38	416.5	466.56	50.06
n39	418.6	466.27	47.67
n40	421.16	474.10	52.94
n41	406.5	465.53	59.03
n43	407.3	466.42	59.12
n44	407.3	467.06	59.76
n45	422.8	474.04	51.24
n48	447.2	460.34	13.14
n50	461.7	477.33	15.63
n51	423.1	475.00	51.90

n52	426	478.17	52.17
n53	419	473.68	54.68
n55	420	476.80	56.80
n56	413.2	471.71	58.51
n57	416.25	474.52	58.27
n60	408.4	465.47	57.07
n61	410.4	461.98	51.58
n62	404	448.49	44.49
n65	404	457.09	53.09
n66	405.3	454.26	48.96
n68	414.7	472.49	57.79
n69	499	511.56	12.56
n70	431	479.64	48.64
n71	497	511.39	14.39
n72	477	510.91	33.91
n73	465.3	510.68	45.38
n74	452.35	510.51	58.16
n75	431.11	480.03	48.92
n76	430.5	479.88	49.38
n77	477	489.69	12.69
n2	452.35	480.35	28.00

VII.12.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 200 m. à 300m
- ✓ 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 d'un poteau sur le réseau au niveau du nœud : N 75. Donc sur le réseau de distribution, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau des nœuds N 75 ;

VII.12.1.les diamètres des tronçons et vitesses d'eau :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII.5) : Les résultats de la simulation (État des arcs du réseau pour le cas d'incendie.

tronçon	Longueur	Diamètre	débit	Vitesse	PDC
	<i>(m)</i>	<i>(mm)</i>	<i>(l/s)</i>	<i>(m/s)</i>	<i>(m)</i>
Pipe p2	103.5	50	1.14	0.58	9.86
Pipe p4	6.705	125	9.28	0.76	5.08
Pipe p5	114.7	90	4.88	0.77	7.88
Pipe p6	137.5	50	0.82	0.42	5.30
Pipe p7	108.1	40	0.49	0.39	6.32
Pipe p8	131.7	32	0.17	0.22	2.91
Pipe p9	215.1	75	3.45	0.78	10.22

Pipe p11	134.5	32	0.33	0.41	9.32
Pipe p12	111.2	75	2.42	0.55	5.28
Pipe p13	211.6	50	1.63	0.83	19.25
Pipe p14	133.1	20	0.18	0.56	30.32
Pipe p18	111.7	20	0.20	0.63	37.41
Pipe p19	229.6	90	4.07	0.64	5.58
Pipe p25	7.203	125	9.41	0.77	5.22
Pipe p26	52.11	20	0.07	0.22	5.55
Pipe p27	18.68	20	0.02	0.08	0.66
Pipe p29	36.12	40	-0.90	0.72	19.37
Pipe p32	23.77	40	0.97	0.77	22.44
Pipe p33	222.4	20	0.29	0.94	79.16
Pipe p35	211	90	3.48	0.55	4.18
Pipe p36	170.2	90	2.98	0.47	3.12
Pipe p37	76.05	90	2.65	0.42	2.52
Pipe p38	213.2	75	2.27	0.51	4.66
Pipe p39	76.03	75	1.89	0.43	3.31
Pipe p40	149.4	75	1.59	0.36	2.41
Pipe p41	203.4	75	4.30	0.97	15.55
Pipe p42	101.4	110	5.29	0.56	3.35
Pipe p43	216.3	110	4.87	0.51	2.87
Pipe p44	155.4	110	4.37	0.46	2.35
Pipe p46	111	110	7.03	0.74	5.72
Pipe p47	164.1	110	6.67	0.70	5.17
Pipe p48	145.6	125	8.03	0.65	3.86
Pipe p49	183.4	90	6.21	0.98	12.42
Pipe p50	275.6	90	5.60	0.88	10.21
Pipe p51	363	63	2.32	0.74	11.63
Pipe p54	137	40	0.52	0.41	6.91
Pipe p56	126.5	20	0.17	0.53	27.60
Pipe p57	115.3	40	0.74	0.59	13.27
Pipe p58	219.9	20	0.29	0.93	77.49

Pipe p60	30.27	75	2.61	0.59	6.06
Pipe p61	85.21	30	0.25	0.36	7.68
Pipe p63	241.6	40	1.03	0.82	25.02
Pipe p64	268.4	32	0.36	0.44	10.54
Pipe p66	235.7	90	3.85	0.61	5.05
Pipe p67	210.7	90	3.26	0.51	3.70
Pipe p68	165.7	200	38.98	1.24	7.30
Pipe p69	61.16	200	18.79	0.60	1.83
Pipe p70	222.8	200	37.65	1.20	6.83
Pipe p71	107.6	200	37.21	1.18	6.68
Pipe p72	84.31	200	36.95	1.18	6.59
Pipe p74	81.95	200	19.31	0.61	1.92
Pipe p75	239.1	20	0.32	1.01	90.77
Pipe p81	123.8	200	19.04	0.61	1.87
Pipe p86	68.57	200	38.67	1.23	7.19
Pipe p88	174	90	4.80	0.75	7.63
Pipe p89	175.9	110	7.76	0.82	6.89
Pipe 1	15	200	39.19	1.25	7.38
Pipe 2	159.7	200	36.63	1.17	6.48

VII.12.2. Les pressions et les charges au niveau des nœuds :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VII.6) : Les résultats de la simulation (Les pressions et les charges au niveau des nœuds).

Node	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
n2	511.7	511.89	0.19
n3	428.4	478.78	50.38
n4	426.18	477.76	51.58
n6	428.5	478.81	50.31
n7	411.7	470.43	58.73
n8	419.5	469.52	50.02

n9	439.2	468.80	29.60
n10	453.4	468.11	14.71
n11	467	467.73	0.73
n12	414	467.33	53.33
n13	418	467.14	49.14
n15	407.7	466.07	58.37
n16	408.5	466.56	58.06
n17	405.5	462.48	56.98
n18	426.5	477.23	50.73
n19	427.5	473.19	45.69
n21	424	473.95	49.95
n23	422.25	476.93	54.68
n25	423.3	477.57	54.27
n26	421.3	473.39	52.09
n27	428.5	478.78	50.28
n28	443.	477.49	34.49
n30	465.2	476.08	10.88
n32	457.1	475.89	18.79
n34	431	474.64	43.64
n36	438.8	474.90	36.10
n38	416.5	465.90	49.40
n39	418.6	465.61	47.01
n40	421.16	473.38	52.22
n41	406.5	464.68	58.18
n43	407.3	465.51	58.21
n44	407.3	466.21	58.91
n45	422.8	473.33	50.53
n48	447.2	459.62	12.42
n50	461.7	476.61	14.91
n51	423.1	474.29	51.19
n52	426	477.45	51.45
n53	419	472.96	53.96

n55	420	476.08	56.08
n56	413.2	470.99	57.79
n57	416.25	473.81	57.56
n60	408.4	464.56	56.16
n61	410.4	461.07	50.67
n62	404	447.64	43.64
n65	404	456.44	52.44
n66	405.3	453.61	48.31
n68	414.7	471.77	57.07
n69	499	510.68	11.68
n70	431	478.93	47.93
n71	497	510.19	13.19
n72	477	508.66	31.66
n73	465.3	507.95	42.65
n74	452.35	507.39	55.04
n75	431.11	479.31	48.20
n76	430.5	479.16	48.66
n77	477	488.48	11.48
n2	452.35	480.35	28.00

VII.13.Conclusion :

A l'aide du logiciel EPANET, nous avons déterminé les diamètres des conduites de distribution pour les deux cas débit de pointe et débit de pointe plus incendie. Vu les surpressions touchant la majorité des nœuds, nous avons proposé d'installer un régulateur de pression.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en potable du village de Beni Maazouz, commune Djemaa Beni Habibi willaya de Jijel.

Pour cela, nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon 2050, d'où le nombre d'habitants est estimé à 4980, avec un total de consommation journalière de 1143.87m³/j.

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution, nous avons vérifié la capacité du réservoir existant qui il est insuffisante ne satisfera pas les besoins en eau de village à long terme, donc nous avons renforcer par un autre réservoir projeté d'une capacité de 200m³.

Pour le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, nous avons choisi le diamètre le plus qui est de 125mm avec une vitesse adéquate (0,6522 m/s). Nous avons opté pour le Poly Ethylène Hautes Densité (PEHD) PN 16 pour l'adduction.

Dans le but de choisir les pompes adéquates, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour notre forage projeté, le choix s'est porté sur électropompe immergé de type (E6X50-6/15 + MC615).

Après la vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène. Les résultats nous montrent qu'une protection n'est pas nécessaire.

Le dimensionnement du réseau de distribution du village de Beni Maazouz a été réalisé avec le logiciel de simulation EPANET. Pour ajuster notre réseau à des conditions d'exploitation adaptées, et simulées pour les deux cas : débit de pointe sans et avec débit incendie.

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, nous souhaitons, avec toute modestie, que ce travail servira de référence autant pour la réalisation de ce projet, servira de référence pour les étudiants futures dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

Références bibliographiques

- [1] : : service technique d'APC (assemblée populaire communal).
- [2] : Office National de la météorologie de Jijel (ONM) – Aéroport Ferhat Abbas.
- [3] : Règlement Parasismique Algérien (RPA), version 2003.
- [4] : **FOUGHALIA, I et MAAFRI, O.**, Etude de réseau d'AEP des villages AIN EL BAIDA, HERICHE, SEDARI et SEBIKIA, W. MILA, Mémoire de Fin d'Etudes Ingénieur, Université A. Mira de Bejaia, Promotion juin 2006
- [5] : **Dupont, A.**, " Hydraulique Urbaine ", Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 484 pages, 1979.
- [6] : **AMEUR R., et OUAZZI**,« Etude des réseaux de distribution d'eau potable et d'assainissement séparatif d'eaux usées de la zone basse du chef-lieu de la commune de l'Arbatache m. Boumerdes ».Mémoire de Fin d'Etudes, Université A. Mira de Bejaia,2017.
- [7] : **MOHAMOUD MOUSSA**, Alimentation en Eau Potable, école nationale d'ingénieur de Tunis 2002
- [8] : **CHADADI.S**, adduction d'eau Katouticed el djir vers la commune de Bnillmane, Option A.E.P-ENSH, Algérie, septembre 2014
- M ESCAND.L** ; « Hydraulique générale ». Tome II Edition, paris 1971.
- MEUNIER.M** ; « Le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression ». ENGREF, Paris 1980
- [9] : **Catalogue PAM Adduction d'eau** : « canalisation pour l'eau potable et l'irrigation, tuyaux et raccordement ». Saint-Gobain 2010.
- [10] : **KAOUANE, M. et IBEGHOUCHE, R.**, Etude d'alimentation en eau potable de la commune IGHIL ALI W. BEJAIA et distribution du village BELAYED, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2016.
- [11] : **étude** du réseau d'AEP des villages Ain Beida Heriche, Sedari et sebikhia, wilaya de Mila 2015]
- [12] : **BENRADOUANE, N. et 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(2019)

[13] : Manuel d'utilisation du logiciel Epanet, fournit avec le CD d'installation.

Annexes



SNTP Est - Groupe B N° 02 - El-Hamiz Dar El-Beida Alge

Mobile : 0550 99 11 2

Tél. : 023 85 98 05 - Fax : 023 85 96 6

Site web : www.hydel.dz - E-mail: commercial@hydel.d

RC : 13 B 0992792 - NIF : 001316099279242 - N°Art. : 16205658710

Hydraulique - Tuyauterie - Assainissement - AEP - Pompes - Traitement des Eaux - Chauffage - Anti-Incendie

réf : T-PEHD-PEN04/21

LISTING PRIX DE VENTES - TUBES PEHD-EAU

Avril/2021

	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES		DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES
PN6	63	-	-	PN8	63	189,00	100ML
	75	-	-		75	259,20	100ML
	90	-	-		90	388,80	100ML
	110	-	-		110	583,20	100ML
	125	-	-		125	734,40	100ML
PN10	20	33,34	100ML	PN16	20	39,40	100ML
	25	45,46	100ML		25	57,27	100ML
	32	66,68	100ML		32	88,64	100ML
	40	101,71	100ML		40	137,16	100ML
	50	145,47	100ML		50	215,16	100ML
	63	236,39	100ML		63	330,34	100ML
	75	330,34	100ML		75	462,16	100ML
	90	467,47	100ML		90	686,75	100ML
	110	697,05	100ML		110	1 004,67	100ML
	125	909,21	12ML		125	1 307,69	12ML
	160	1 482,15	12ML		160	2 078,94	12ML
	200	2 219,96	12ML		200	3 273,12	12ML
	250	3 485,24	12ML		250	4 924,82	12ML
	315	5 940,00	12ML		315	8 910,00	12ML
	400	9 504,00	12ML		400	14 580,00	12ML
	500	15 336,00	12ML		500	22 464,00	12ML
630	26 460,00	12ML	630	39 420,00	12ML		
710	33 480,00	12ML	710	49 680,00	12ML		
800	42 120,00	12ML	800	62 100,00	12ML		
PN20	20	58,32	100ML	PN25	20	64,80	100ML
	25	78,84	100ML		25	92,88	100ML
	32	120,96	100ML		32	143,64	100ML
	40	186,84	100ML		40	221,40	100ML
	50	282,96	100ML		50	334,80	100ML
	63	448,20	100ML		63	518,40	100ML
	75	631,80	100ML		75	723,60	100ML
	90	907,20	100ML		90	1 058,40	100ML
	110	1 333,80	100ML		110	1 620,00	100ML
	125	1 728,00	12ML		125	2 052,00	12ML
	160	2 862,00	12ML		160	3 326,40	12ML
	200	4 428,00	12ML		200	5 130,00	12ML
	250	6 696,00	12ML		250	7 938,00	12ML
315	10 746,00	12ML	315	13 122,00	12ML		
400	16 848,00	12ML	400	21 384,00	12ML		
500	27 216,00	12ML	500	32 400,00	12ML		

E6S55/8L + MC620
Caractéristiques requises

Débit	8 l/s
Hauteur de refoulement	101 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	8,45 l/s
Hauteur de refoulement	102 m
Puissance absorbée	12 kW
Rendement	70,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	116 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

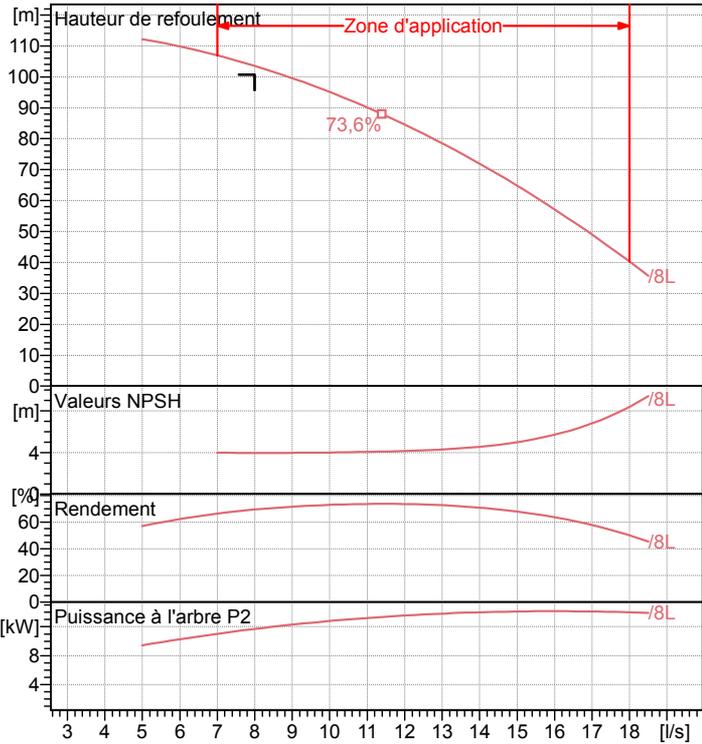
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

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

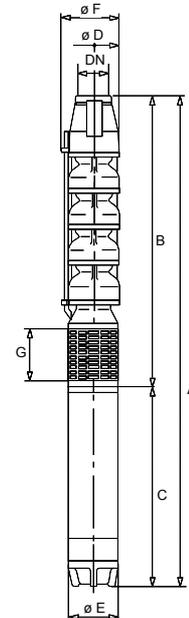

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2124
 B = 1302
 C = 822
 D = 141
 DN = G3"
 E = 143
 F = 150
 G = 124



Notes:

Date 13.07.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé :

Dans ce mémoire de fin cycle nous avons traité alimentation en eau potable la région de Beni maazouz (Wilaya de jijel) à partir des forages Projeté à Beni Maazouz ayants un débit total de 8 l/s l'étude a été menée sur 7 étapes principales : la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage et l'adduction, le choix des pompes, la protection de conduit et enfin dimensionnement du réseau de distribution et conclusion générale

Abstract:

In this end-of-cycle dissertation we dealt with the supply of drinking water the region of Beni Maazouz (Wilaya of Jijel) from boreholes Projected in Beni Maazouz with a total flow of 8 l / s the study was carried out on 7 main stages: the presentation of the site and the estimation of needs, sizing of storage tanks and adduction, choice of pumps, pipe protection and finally sizing of the distribution network general conclusion .

المخلص:

خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بمعالجة موضوع تزويد بالمياه الشروب لمنطقة بني معزوز (ولاية جيجل) من الآبار المسقطة ببني معزوز بتدفق إجمالي 8 لتر / ثانية. أجريت الدراسة على 7 مراحل رئيسية هي: عرض الموقع وتقدير الاحتياجات وتحديد الحجم. صهاريج التخزين والتوزيع واختيار المضخات وحماية خطوط الأنابيب وأخيراً تحديد حجم شبكة التوزيع مع خاتمة.