

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département d'Hydraulique



Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du Diplôme de Master académique en
Hydraulique*

Option : *Ouvrages Hydrauliques*

Thème :

*Etude d'alimentation en eau potable de quelques
villages de la commune de Djinet wilaya de Boumerdès*

Soutenu le 07/11/2023 par :

- DAHMANI Karima
- REDOUANI Radia

Devant le jury composé de :

- | | |
|------------------|--------------|
| -Mr. BOUHALIS | Président |
| -Mme. LEBDIRI.F | Examinatrice |
| -Mlle. IGROUFA.M | Examinatrice |
| -Mr. AMOUR .A | Encadrant |

Année Universitaire : 2022/2023



Remerciements

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur de mémoire, monsieur AMOUR. À Nous le remercions de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques, ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant nos recherches.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous. Nous remercions nos frères et sœurs, pour leurs encouragements.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Enfin, nous remercions nos amis qui ont toujours été là pour nous durant notre cursus, Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.



Dédicace

Je tiens à dédier ce mémoire à mes parents, qui m'ont soutenu tout au long de mes études et qui ont été une source inépuisable de motivation et d'encouragement. Votre amour, votre soutien inconditionnel et vos sacrifices ont été la clé de ma réussite.

J'adresse également mes remerciements à mes frères Arezki, Hassan, Remdane, Karim et mes sœurs Hassina et Nacera, pour leur soutien constant et leur présence précieuse. Vos encouragements m'ont permis de surmonter les moments difficiles et de persévérer dans mes études.

Mon mari Anis et mes amis proches je tiens à vous exprimer ma reconnaissance pour votre soutien indéfectible, vos conseils avisés et les précieux moments de détente que nous avons partagés. Votre amitié a été un pilier essentiel de ma vie étudiante.

Je souhaite également adresser mes remerciements sincères à mes enseignants et encadrant, pour leur expertise, leur guidance et leur patience. Vos enseignements inspirants ont façonné ma pensée critique et ont éclairé mon chemin vers la réussite académique.

Enfin, je dédie ce mémoire à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à mon parcours d'étude. Votre apport, qu'il soit intellectuel, émotionnel ou logistique, a contribué à la réalisation de ce travail de recherche.

Ce mémoire est le fruit de nombreuses heures de travail et de réflexion, mais il n'aurait pas été possible sans le soutien et l'amour des personnes que je viens de mentionner. Merci du fond du cœur pour votre présence et votre confiance tout au long de ce parcours de fin d'étude.

DAHMANI Karima



Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, qui ont été toujours à mes côtés et m'ont toujours soutenu tout en long de ces longues années d'études.

En signe de reconnaissance, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour tous ceux qu'ils ont consenti d'efforts et de moyens pour me voir réussir dans mes études.

A toute ma famille

Et A toutes mes amies,

Et à tous ceux qui aiment le bon travail et ne reculent pas devant les obstacles de la vie.

Résumé

Le problème de l'approvisionnement en eau à Djinet ne cesse de se compliquer en raison de l'accroissement démographique et de manque de ressources disponibles. Pour remédier à cette situation, une étude a été menée sur l'approvisionnement en eau potable des onze agglomérations à partir d'un réservoir de stockage de l'eau de mer dessalée d'une capacité de 40.000 m³ situé dans la *carrière*. Après une analyse approfondie de la zone d'étude et une évaluation des besoins en eau jusqu'en 2053, les travaux ont porté sur le dimensionnement de l'adduction. Cela a été assuré par une chaîne d'adduction composée de deux tronçons avec refoulement et un tronçon gravitaire. Le projet comprend également l'installation d'une station de reprise ainsi que deux réservoirs tampon. Le transfert efficace de l'eau des points bas vers les points hauts nécessite le choix de pompes adaptées pour la station de reprise. Une attention particulière a été accordée à la prévention du phénomène du coup de bélier afin de protéger les conduites. Enfin, un réseau de distribution a été soigneusement élaboré, en prenant la Zone 5 comme exemple, tout en veillant à maintenir des pressions et des vitesses appropriées dans l'ensemble du système.

Mots clés :

Alimentation en eau potable, réservoir, pompe, distribution, système d'approvisionnement.

تلخيص

التحدي في امداد المياه في جنات يزداد تعقيدا بسبب زيادة السكان ونقص الموارد المتاحة. لمواجهة هذه المشكلة، تم اجراء دراسة شاملة حول امدادات مياه الشرب للقرى الإحدى عشرة، التي ستزوّد بالمياه عن طريق الجاذبية من خزان تحلية بسعة 40.000 متر مكعب يقع في/المحجر. بعد تحليل دقيق للمنطقة المدروسة وتقدير الاحتياجات المائية حتى عام 2053، تم التركيز على تصميم نظام الامداد. تم ذلك عبر سلسلة من الانابيب تنقسم الى قسمين، احدهما يحتوي على نظام ضخ و الآخر جاذبي. يشمل المشروع ايضا تركيب محطة رفع و اثنين من خزانات التخزين المؤقت. يتطلب نقل المياه بكفاءة من المناطق المنخفضة الى المناطق المرتفعة اختيار مضخات مناسبة لمحطة الرفع. تم ايلاء اهتمام خاص لمنع ظاهرة الصدمة المائية. وفي النهاية، تم تخطيط شبكة التوزيع بعناية، باختيار المنطقة الخامسة كنموذج، مع الحرص على الحفاظ على الضغوط والسرعات المناسبة في جميع انحاء النظام.

الكلمات المفتاحية:

مياه صالحة للشرب، خزان، مضخة، شبكة توزيع، امدادات.

Abstract

The water supply issue in Djinet is becoming increasingly complex due to population growth and limited resources. To tackle this challenge, a comprehensive study was conducted on the drinking water supply for the eleven communities. These communities will receive water via gravity from a desalination reservoir with a capacity of 40.000 cubic meters located in the *quarry*. After a thorough analysis of the study area and an assessment of water needs until 2053, the focus shifted to designing the supply system. This was achieved by dividing the pipelines into two sections, one with a pumping system and the other gravitational. The project also includes the installation of a pumping station and two temporary storage reservoirs. Efficient water transfer from low high points required selecting appropriate pumps for the pumping station. Special attention was given to preventing water hammer phenomenon to protect the pipelines. Lastly, the distribution network was carefully planned, using the fifth district as a model, ensuring suitable pressures and velocities throughout the system.

Key words:

Pump, distribution, reservoir, drinking water, supply system.

Liste des tableaux	A
Liste des figures	C
Liste des symbole	E

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	02
I.2- Présentation de la zone d'étude	02
I.3-Répartition de la population.....	03
I.4-Situation topographique.....	04
I.5-Situation climatologique	04
I.5.1-Le climat	04
I.5.2-Les températures.....	04
I.5.3- Les vents	04
I.5.4 L'humidité relative	05
I.5.5 Séismicité	05
I.6- Hydrographie	05
I.7-Infrastructures	05
I.8-Situation hydraulique	05
I.8.1-Ressources en eaux	05
I.8.2- Les infrastructures de stockage	06
I.8.3-Réseau de distribution	06
I.9-Conclusion	07

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1- Introduction	08
II.2- Evaluation de la population	08
II.3- Estimation des besoins en eau potable	10
II.3.1-Besoins domestiques	10
II.3.2- Catégories des besoins	11
II.3.3- Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	11
II.3.4- Etude des variations des débits journaliers.....	12
II.3.4.1- Coefficients d'irrégularité journalière	12
II.3.4.1.1- Coefficients d'irrégularité journalière maximum	12

II.3.4.1.2- Coefficients d'irrégularité journalière minimum	12
II.3.5-Consommation maximale journalière	13
II.3.6- Consommation minimale journalière	14
II.3.7- Etude des variations des débits horaires	14
II.3.7.1- La consommation maximale horaire (débit de pointe).....	14
II.3.7.2 - La consommation minimale horaire	16
II.4- Conclusion	17

Chapitre III : Les réservoirs

III.1- Introduction	18
III.2- Classification des réservoirs	18
a-Type d'emplacement dans le sol	18
b- Les matériaux utilisés	18
c- Les forme	19
d-Mode de fermeture	20
e- Situation par apport à la distribution	20
III.3-Equipement des réservoirs	20
a- Conduite d'arriver-robinet flotteur	20
b- Conduite de distribution	21
c- Trop-plein	21
d- Vidange	22
e- By-pass entre adduction et distribution	22
f- Comptage	22
g- Robinets-vannes	22
h- Tuyauterie	22
i- Tampon de visite	23
j- La chambre des vannes	23
k- Système de matérialisation de la réserve d'incendie	23
III.4- Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	24
III.5- Fonctionnement des réservoirs	24
a- Fonctions techniques	24
b- Fonctions économiques	24
III.6- Emplacement des réservoirs	25
III.7- Capacités des réservoirs	25
III.7.1- Principe de calcul	25
III.8- Description du schéma d'AEP de la région d'étude	27
III.9- Détermination des capacités des réservoirs	30
III.9.1- Dimensionnement du réservoir R3 (Haouch Cherif)	30
III.9.2- Dimensionnement du réservoir R4 (Haouch Bally)	31
III.9.3- Dimensionnement du réservoir R5 (Ouled Bounoua)	33
III.9.4- Dimensionnement du réservoir RT2 (El Ardja)	35
III.9.5- Dimensionnement du réservoir RT1 (Touara)	36

III.9.6- Dimensionnement de la bache à eau de la station de reprise (SR)	38
III.10-Les caractéristique des réservoirs	39
III.11- Conclusion	39

Chapitre IV : Adduction

IV.1- Introduction	40
IV.2- Type d'adduction	40
IV.3- Choix du tracé des conduites d'adduction	41
IV.4- Choix du type de matériaux des conduits d'adduction	42
IV.5- Description du schéma d'adduction	45
IV.6- Etude technico-économique des conduites	45
IV.7- Calcul hydraulique des adductions	46
IV.7.1- Choix de diamètres	46
IV.7.2- Calcul de la vitesse	46
IV.7.3- Calcul des pertes de charges	47
IV.7.3.1- Pertes de charge linéaires	47
IV.7.3.2 - Pertes de charge singulières	49
IV.7.3.3-Les pertes de charges totales	50
IV.7.4-La hauteur manométrique totale	50
IV.7.5 -La puissance absorbée par la pompe	50
IV.7.6- L'énergie consommée par la pompe	51
IV.7.7- Les frais d'exploitation et le cout d'énergie	51
IV.7.8 -Les frais d'amortissement	52
IV.7.9 - Le bilan des frais	52
IV.7.10 -Dimensionnement des conduites d'adduction	52
IV.7.10.1- Partie refoulement	52
a- Tronçon SR-RT1 (Touara)	52
b- Tronçon SR-RT2 (El Ardja)	54
IV.7.10.2- Partie gravitaire	55
a- Tronçon Réservoir de stockage – station de reprise (R40000-SR)	56
b-Tronçon RT2-R5	57
c-Tronçon RT1-R4	58
d-Tronçon RT1-R3	59
IV.7.11- Vérification du coup de bélier	60
IV.7.11.1-définition du coup de bélier	60
IV.7.11.2- Cause du phénomène	60
IV.7.11.3-Effets des coups de bélier	62
IV.7.11.4 - Comment prévenir les coups de bélier	62
IV.7.11.5- Etude du coup bélier	63
IV.7.11.5.1 - Calcul de la célérité d'ondes	63
IV.7.11.6- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons	64
IV.8- Conclusion	65

Chapitre IV : Etude de pompage

V.1-Introduction	66
V.2- Rôle des pompes dans les ouvrages hydrauliques	66
V.3- Classification des pompes	66
V.3.1-Pompes volumétriques	66
V.3.2-Les turbopompes	67
V.4 -Fonctionnement de la pompe centrifuge	68
V.5 -Principe de construction	69
V.6 - Couplages des pompes	70
V.7 - Choix de la pompe	70
V.8 - Caractéristiques hydraulique de pompe centrifuge	71
V.8.1 - Débit refoulé	71
V.8.2 - Hauteur manométrique total.....	71
V.8.3 - Les puissances	72
V.8.3.1- Puissance absorbée par la pompe	72
V.8.3.2- Puissance hydraulique (utile)	72
V.8.4 - Le rendement	72
V.8.5La vitesse de rotation	72
V.8.6NPSH (Net Positive Section Head)	72
V.8.7 - Les courbes caractéristiques de la pompe	72
V.8.8 - Le point de fonctionnement de la pompe	73
V.8.8.1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	74
V.9 - Etude de cavitation	76
V.9.1 - Types de cavitation	77
V.9.2 - Prévention de la cavitation	77
V.10 - Choix du type des pompes pour différentes stations	78
V.10.1 - Tronçon SR – RT1	78
V.10.2 - Tronçon SR – RT2	83
V.11 - Conclusion	87

Chapitre VI : Distribution

VI.1-Introduction	88
V.2-Structure des réseaux	88
VI.3- Le choix du matériau	90
VI.4- Dimensionnement d'un réseau de distribution	90
VI.4.1 -Débit de point	91
VI.4.2- Débit spécifique	91
VI.4.4 - Débit aux nœuds (nodaux)	92
IV.5-Dimensionnement du Réseau de distribution des villages Oued Larbaa et Haouch Cherif (Zone V)	92
IV.5.1-Réseau de distribution de la zone V	92
IV.5.2- logiciel EPANET	93
IV.5.3- Préparation des données	94

IV.5.4- Détermination des diamètres des conduites	95
IV.5.5- Calcul des pressions de service du réseau (au sol)	96
VI.6- Conclusion	97
Conclusion général	98
Bibliographie	I

Annexe

Annexe 01 Régime de consommation des agglomérations	II
Annexe 02 Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile	II
Annexe 03 Prix des diamètres des conduites en acier	III
Annexe 04 Les diamètres nominaux des conduites en PEHD	III
Annexe 05 Les caractéristiques des pompes selon le catalogue CAPRARI	IV

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1 : Répartition de la population par village.....</i>	<i>03</i>
<i>Tableau I.2 : Les précipitations mensuelles</i>	<i>04</i>
<i>Tableau II.1 : Variation du nombre d'habitants</i>	<i>08</i>
<i>Tableau II.2 : Consommation moyenne journalière à différents horizons</i>	<i>10</i>
<i>Tableau II.3 : Besoins en eau en tenant compte des pertes</i>	<i>11</i>
<i>Tableau II.4 : Consommation maximale journalière à différents horizons</i>	<i>13</i>
<i>Tableau II.5 : Consommation minimale journalière à différents horizons</i>	<i>14</i>
<i>Tableau II.6 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant</i>	<i>15</i>
<i>Tableau II.7 : Valeurs de K_{max} h par zone</i>	<i>15</i>
<i>Tableau II.8 : Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant</i>	<i>16</i>
<i>Tableau II.9 : Valeurs de K_{min}, h par zone</i>	<i>16</i>
<i>Tableau II.10 : Les débits maxima et minima horaires à l'horizon 2053</i>	<i>17</i>
<i>Tableau III.1 : comparatif des avantages et des inconvénients des réservoirs en fonction de leur matériau de construction</i>	<i>19</i>
<i>Tableau III.2 : Détermination de la capacité du réservoir R3 (Haouch Cherif).....</i>	<i>30</i>
<i>Tableau III.3 : Détermination de la capacité du réservoir R4 (Haouch Bally)</i>	<i>32</i>
<i>Tableau III.4 : Détermination de la capacité du réservoir R5 (Ouled Bounoua)</i>	<i>33</i>
<i>Tableau III.5 : Détermination de la capacité du réservoir RT2 (El Ardja)</i>	<i>35</i>
<i>Tableau III.6 : Détermination de la capacité du réservoir RT1 (Touara)</i>	<i>37</i>
<i>Tableau III. 7 : Les caractéristiques des réservoirs</i>	<i>39</i>
<i>Tableau IV.1 : Coefficients de rugosité de quelques matériaux</i>	<i>49</i>
<i>Tableau IV.2 : Variation des HMT en fonction du diamètre du tronçon SR-RT1.....</i>	<i>53</i>
<i>Tableau IV.3 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre du tronçon SR-RT1</i>	<i>53</i>
<i>Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR-RT1</i>	<i>53</i>
<i>Tableau IV.5 : calcul de bilan du tronçon SR-RT1</i>	<i>53</i>
<i>Tableau IV.6 : Variation des HMT en fonction du diamètre SP-RT2</i>	<i>54</i>
<i>Tableau IV.7 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre du diamètre SP-RT2</i>	<i>54</i>
<i>Tableau IV.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-RT2.....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau IV.9 : calcule de bilan du tronçon SP-RT2</i>	<i>55</i>

<i>Tableau IV.10 : Variation des Δh_t en fonction du diamètre du tronçon R-SR</i>	56
<i>Tableau IV.11 : Variation des Δh_t en fonction du diamètre RT2-R5</i>	57
<i>Tableau IV.12 : Variation des Δh_t en fonction du diamètre RT1-R4</i>	58
<i>Tableau IV.13 : Variation des Δh_t en fonction du diamètre RT1-R3</i>	59
<i>Tableau IV.14 : Valeurs du coefficient k</i>	63
<i>Tableau IV.15 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier</i>	65
<i>Tableau IV.16 : Récapitulatif sur le réseau d'adduction</i>	65
<i>Tableau V.1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température</i>	78
<i>Tableau V.2 : caractéristiques de tronçon SR-RT2</i>	78
<i>Tableau V.3 : le bilan énergétique</i>	82
<i>Tableau V.4 : Les caractéristiques de tronçon SR-RT2</i>	83
<i>Tableau V.5 : le bilan énergétique</i>	87
<i>Tableau VI.1 : Longueurs du réseau de distribution</i>	93
<i>Tableau VI.2 : détermination des débits en nœuds</i>	94
<i>Tableau VI.3 : Etat des conduites après simulation</i>	95
<i>Tableau VI.4 : Etat des nœuds après simulation</i>	97

Liste des figures

<i>Figure I.1 : plan de situation de la zone d'étude</i>	02
<i>Figure I.2 : Situation Géographique Des Agglomération</i>	03
<i>Figure II.1 : Evolution et répartition des habitants par villages</i>	09
<i>Figure III.1 : Réservoir semi enterré cylindrique</i>	20
<i>Figure III.2 : Adduction avec chute libre & Adduction noyé</i>	21
<i>Figure III.3 : Conduite de distribution</i>	21
<i>Figure III.4 : Système By pass</i>	22
<i>Figure II.5 : Système à deux reprises</i>	23
<i>Figure III.6 : Système à siphon</i>	24
<i>Figure III.7 : Schéma général des réservoirs</i>	29
<i>Figure IV.1 : Adduction gravitaire</i>	40
<i>Figure IV.2 : Adduction par refoulement</i>	41
<i>Figure IV.3 : Les conduites en PEHD</i>	43
<i>Figure IV.4 : les conduites en acier</i>	44
<i>Figure IV.5 : type de pertes de charge</i>	47
<i>Figure IV.6 : les régimes d'écoulement en fonction du nombre de Reynolds</i>	49
<i>Figure IV.7 : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture</i>	56
<i>Figure IV.8 : Les effets des coups de bélier peuvent aller jusqu'à l'éclatement des canalisations</i>	60
<i>Figure IV.9 : L'effet du coup de bélier est converti en ondes de pression qui se déplacent</i> 61	
<i>Figure V.1 : Pompes centrifuges</i>	98
<i>Figure V.2 : Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge</i>	68
<i>Figure V-3 : Eléments constitutifs d'une pompe centrifuge</i>	69
<i>Figure V-4 : Couplage en série</i>	70
<i>Figure V-5 : Couplage en parallèle</i>	70
<i>Figure V-6 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge</i>	73
<i>Figure V-7 : Point de fonctionnement d'une pompe</i>	74
<i>Figure V-8 : Le phénomène de la cavitation</i>	76
<i>Figure V.9 : Installation en charge</i>	77
<i>Figure V.10 : Installation en aspiration</i>	78
<i>Figure V.11 : Courbe caractéristique de la pompe (SR-RT1)</i>	79

Figure V-12 : Détermination de point de fonctionnement de la pompe 81

Figure V.13 : Courbe caractéristique de la pompe de SR-EL ARDJA..... 84

Figure V.14 : Détermination de point de fonctionnement de la pompe 86

Figure VI.1 : Réseau ramifié 89

Figure VI.2 : Réseau maillé 89

Figure VI.3 : Réseau étagé 90

Figure VI.4 : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Cinq..... 93

Figure VI.5 : État du réseau après la simulation..... 96

Liste des symboles

a : Célérité de l'onde en (m/s) ;
A.P.C : Assemblée Populaire Communale ;
AEP : Alimentation en eau potable ;
B: Valeur du coup de bélier en (m) ;
B_L : Bilan (DA) ;
Ca : La cote de plan d'aspiration en (m) ;
C_p : Cote de l'axe de la pompe en (m) ;
C_R : Cote du radier en (m) ;
C_R : Cote du trop-plein du réservoir ;
C_{RT} : Cote de radier du réservoir tampon (m) ;
D : Diamètre de la conduite (m) ;
D BONNIN : Diamètre de Bonnin en (mm) ;
D BRESS : Diamètre de Bresse en (mm) ;
Dext : Diamètre extérieur de la conduite (mm) ;
Dint : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
D max : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;
D min : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;
dot : Dotation de consommation en (l/j.hab) ;
E : Energie consommée par la pompe en (kW) ;
e : Epaisseur de la conduite en (mm) ;
e : Prix unitaire du KWh. Fixé par la SONELGAZ (4.67DA) ;
F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
H : Hauteur utile optimale d'eau (m) ;
h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
H d : Hauteur de dépression en (m) ;
H g : La hauteur géométrique en (m) ;
H inc : hauteur d'eau d'incendie (m) ;
H mt : La hauteur manométrique totale en (m) ;
H s : La hauteur de surpression en (m) ;
i : Taux d'annuité =8% ;
J asp : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
J i : Pertes de charge du tronçon i en (m) ;
JL : Perte de charge linéaire en (m/m) ;
J ref : Pertes de charge au refoulement en (m) ;
J s : Pertes de charge singulière en (m) ;
J t : Pertes de charge totale en (m) ;
K: Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
K max.h : Coefficient de consommation maximale horaire ;
K max. j : Coefficient de variation journalière maximale ;
L : Longueur de la conduite en (m) ;
L i : Longueur du tronçon concerné en (m) ;

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ;
N : Vitesse de rotation en (tr/min) ;
 η : Rendement de la pompe en (%) ;
N_i : Nombre de consommateur ;
NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible en (m) ;
NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise en (m) ;
P : Pourcentage horaire en (%) ;
P₀ : Nombre d'habitants actuel ;
P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
P_{max} : Résidu maximum (%) ;
P_n : Nombre d'habitants dans n années ;
P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
Q_{ci} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s) ;
Q_i : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s) ;
Q_{max.j} : Consommation maximale journalière (m³/j) ;
Q_{moy.h} : Débit moyen horaire en (m³/j) ;
Q_{moy.j} : Débit moyen journalier (m³/j) ;
Q_{moy.maj.j} : Débit moyen journalier majoré en (m³/j) ;
Q_{ni} : Débit nodal de nœud concerné (l/s) ;
Q_{noeud} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s) ;
Q_{pt} : Débit de pointe (l/s) ;
Q_{rti} : Débit en route (l/s) ;
Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml) ;
R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
r : Pourcentage de rognage en (%) ;
R⁺_{max} : Résidu maximum positif en (%) ;
R40.000 : Réservoir Carrière ;
RT1: Réservoir El Ardja ;
RT2 : Réservoir Touara ;
R03 : Réservoir de Haouch Cherif ;
R04 : Réservoir de Haouche Bally ;
R05 : Réservoir de Ouled Bounoua ;
Re : Nombre de Reynolds ;
R-max : Résidu maximum négatif en (%) ;
S : Surface du planché de l'équipement en (m²) ;
Se : Section du réservoir en (m²) ;
ST : station de reprise ;
T : Température en degré (°c) ;
t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h) ;
T_{max} : Température maximale en °C ;
T_{min} : Température minimale en °C ;
T_{moy} : Température moyenne en °C ;
T_p : Nombre d'heure de pompage (20h) ;

- V_0 : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
 V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3) ;
 V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;
 V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
 V_{ST} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
 V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;
 α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort ;
 β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant ;
 Θ : Angle d'ouverture de la vanne papillon ;
 λ : Coefficient de perte de charge linéaire ;
 τ : Taux d'accroissement de la population en (%) ;
 ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

Introduction générale

L'alimentation en eau potable est un enjeu fondamental pour assurer la santé et le bien-être des populations. Dans de nombreuses régions du monde, l'accès à une eau propre et salubre demeure un défi majeur, confrontant les gouvernements et les acteurs de l'eau à des problématiques complexes. C'est dans cette optique que s'inscrit notre projet de fin de cycle. Il s'agit d'un sujet pratique d'AEP.

L'objectif principal de cette étude est de traiter la conception d'un système d'alimentation en eau potable des zones rurales de quelques agglomérations de la commune Djinet à partir d'infrastructures hydrauliques qu'on va projeter dont la source d'eau est le réservoir de stockage de l'eau de dessalement. Réservoir de capacité 40.000m³ implanté au site *Carrière*. La zone d'étude est située dans le territoire de la wilaya de Boumerdes à la limite Nord-Est de Djinet.

Pour mener à bien notre travail, nous avons organisé notre mémoire dans six chapitres :

- Après une introduction général, le premier chapitre est destiné à la présentation générale de la zone d'étude ;
- Le deuxième chapitre est consacré à l'estimation des besoins en eau sur un horizon d'étude de 30 ans ;
- Le troisième chapitre abordera la conception et le dimensionnement des ouvrages de Stockages (réservoirs) ;
- Le quatrième chapitre est réservé à la présentation du schéma d'adduction et au dimensionnement technico-économique des conduites ;
- Dans le cinquième chapitre, nous allons faire le choix des pompes à utiliser en tenant compte de celles qui donnent le meilleur rendement. Ce choix se fera à l'aide du catalogue Caprari.
- Quant au dernier chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution des villages Oued Larbaa et Haouch Cherif, ceci en exploitant le logiciel Epanet. En fin, on terminera notre travail avec une conclusion générale.

En somme, ce mémoire de fin d'études se propose de mettre en pratique nos connaissances acquises sur l'hydraulique et en particulier sur l'alimentation en eau potable en explorant les différentes phases qui la caractérisent.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1- Introduction

Ce projet traite de la conception d'un système d'alimentation en eau potable des zones rurales de quelques agglomérations de la commune Djinet à partir d'infrastructures hydrauliques qu'on va projeter dont la source d'eau est le réservoir 40.000 m³ dessalement carrière.

La zone d'étude est située dans le territoire de la wilaya de Boumerdes à la limite Nord-Est de Djinet. Le but d'étude est d'améliorer le niveau de vie des populations rurales en matière d'AEP afin de les maintenir sur place pour éviter l'exode rurale.

I.2 - Présentation de la zone d'étude

Djinet est une petite ville côtière algérienne, située dans le littoral de la daïra de Bordj menaiel, entourée par bordj menail, sidi daouad et leghata. Elle est située à 15 km au Nord-est de bordj menaiel, la plus grande ville des environs, et à 25 km du chef-lieu de wilaya.

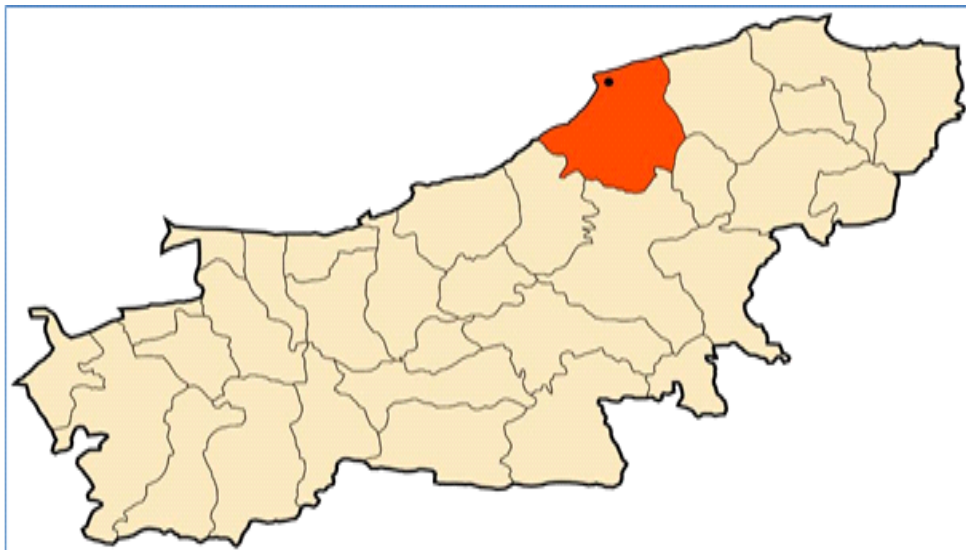


Figure I.1 : plan de situation de la zone d'étude

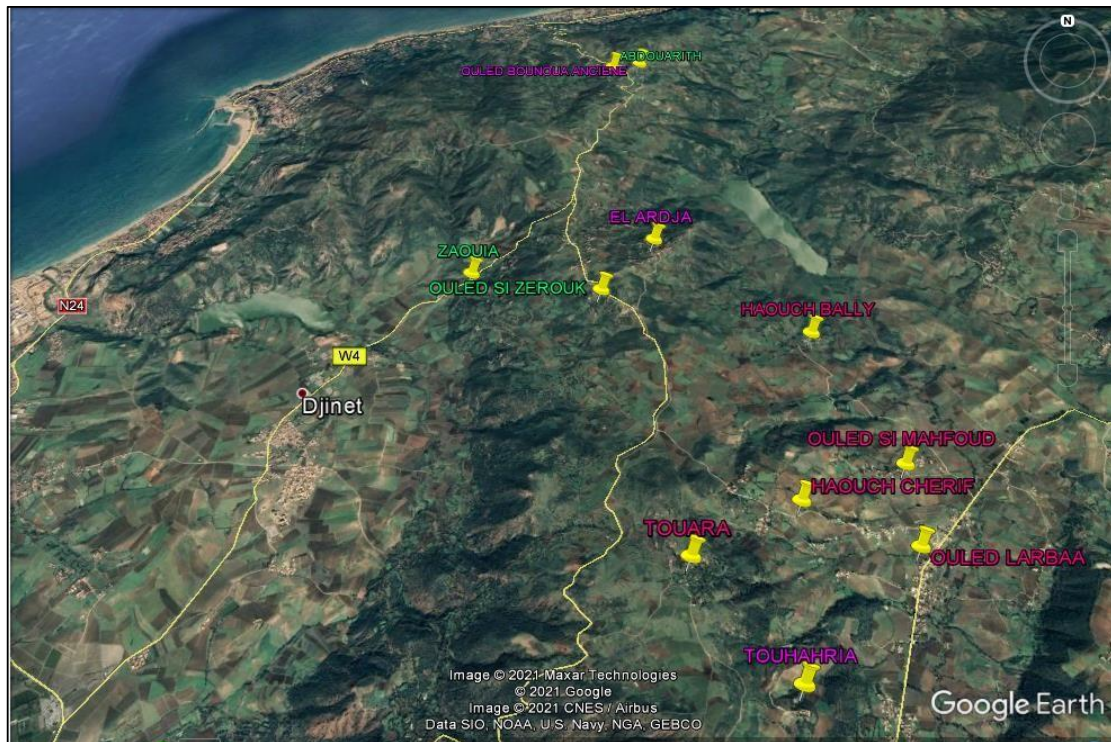


Figure I.2 : Situation Géographique Des Agglomération

I.3- Répartition de la population

Tableau I.1 : Répartition de la population par village

Communes	Village	Nombre d'habitant
Djinet	Touara	100
	Haouche Bally	100
	Ouled Bounoua Acienne	250
	Ouled Si Mahfoud	200
	Abd Elouirethe	120
	El Ardja	700
	Touahria	50
	Haouche Cherif	300
	Oued Larbaa	300
	Ouled Si Zarouk	50
Zaouia	150	

I.4- Situation topographique

La situation topographique de la zone d'étude est déterminée à la base d'une carte d'état-major au 1/50000.

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située entre 30° 52' 37'' NORD et 3° 43' 23'' EST.

L'altitude varie entre 55 m NGA au niveau d'oued EL Ammamra et 375m NGA (au niveau de EL ARDJA) ce qui donne en général, un relief très accidenté avec des pentes considérables.

I.5- Situation climatologique

I.5.1- Le climat

Le climat est de type méditerranéen a tendance humide à deux saisons contractées s'étendant sur un semestre chacune :

- L'hiver s'étend du mois d'octobre à avril ;
- L'été s'étend du mois de mai au mois de septembre.

Ces dernières années. On assiste à un prolongement de la saison jusqu'au mois de janvier. Car les précipitations se font rares.

L'irrégularité des pluies est caractéristique du climat méditerranéen qui est saisonnière. Annuelle et interannuelle. La station pluviométrique donne les précipitations suivantes :

Tableau I.2 : Les précipitations mensuelles [3]

mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	<u>Aout</u>
mm	35	72	125	143	130	91	87	59	52	18	1	3
jours	4	8	11	13	12	11	10	8	7	4	1	1

Le total est de 816 mm tombant en 90 jours

I.5.2- Les températures

- La température moyenne annuelle est de 17.65°C
- La température moyenne annuelle des mois le plus chaude est de 21.99°C (d'avril à septembre)
- La température moyenne annuelle des mois les plus froids est de 13.35°C (octobre à mars) [3]

I.5.3- Les vents :

Les vents dominants sont des vents du sud-ouest (26.6%). Ceux de nord (20.3 %) et au Nord-est est (18%). En hiver rassemblant (64.96%) du totale.

Les autres variations se répartissent sur le long de l'année (surtout de sud-est).

I.5.4 L'humidité relative

Elle est de 70.66%. Elle est importante car tributaire du climat. Du brouillard et de la proximité de la mer.

I.5.5 Séismicité [3]

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée. Liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes. Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques.

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte
- La zone d'étude est classée en zone III (sismicité forte). Les amendements qui concernent notre site d'étude commune de Djinet sont comme suite :

I.6- Hydrographie

La zone d'étude est situer entre oued EL AMMAMRA qui est le cour d'eau principale de barrage el Ammamra et oued LARBAA qui est le cour d'eau principale de barrage de LARBAA sans oublie quelques cour d'eau secondaire et Chaaba (oued bouzamour et oued el merdjar).

I.7-Infrastructures

Djenet est desservie par plusieurs routes nationales :

Route nationale 24 : RN24 (route de Bejaïa).

Route nationale 68 : RN68 (Route de Draa El Mizan).

La zone d'étude est située entre le chemain de wilaya CW18 et CW 04

I.8- Situation hydraulique**I.8.1- Ressources en eaux**

L'infrastructure de mobilisation en eau de Djenet est relativement moyenne. La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines des alluvions de l'oued. Ces dernières années l'alimentation en eau de la ville a été renforcée à partir des eaux de surfaces provenant de dessalement des eaux de mer.

I.8.2- Les infrastructures de stockage

L'infrastructure de stockage de la ville de Djenet est relativement acceptable. Un réservoir de 40000 m³ (dessalement carrière) est implanté dans la commune de carrière pour assurer l'alimentation de la commune et ces environs.

I.8.3- réseau de distribution

A : Six agglomérations (*Touara, Zaouïa, Ouled Si Zerrouk, Abd Elouarethe, Ouled Bounoua, Touahria*) sont dépourvus de réseau de distribution. Elles sont alimentées par camion-citerne; certaines habitations disposent de puits d'eau individuels.

B : Les cinq autres agglomérations (*Oued Larbaa, Haouche Cherif, Haouche Bally, Ouled Si Mahfoud, El Ardja*) sont dotés de système d'alimentation en eau potable. Ce dernier n'est pas fonctionnel à cause de l'indisponibilité de source d'eau et l'état dégradé des ouvrages de stockages.

I.9-Conclusion

Ce chapitre de présentation de la zone d'étude établit les fondations essentielles pour une compréhension approfondie des défis liés à l'alimentation en eau potable dans la région de Djenet. Nous avons examiné les aspects géographiques, démographique et environnementaux qui influencent la gestion de l'eau, identifié principales sources d'eau, les infrastructures existantes et les obstacles potentiels à la distribution d'eau potable. Cette analyse préliminaire constitue la base nécessaire pour orienter nos recherches et recommandations visant à améliorer l'accès à une eau potable de qualité. Les chapitre à venir approfondiront nos investigations et exploreront des solutions pour une gestion durable de l'alimentation en eau potable dans cette région.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1- Introduction

L'estimation des besoins en eau est une démarche cruciale pour évaluer la quantité d'eau nécessaire à différentes usages et activités. Elle permet de déterminer la demande en eau d'une région, d'une communauté ou d'un secteur spécifique, afin de mieux planifier et gérer les ressources hydriques de manière durable.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,).

Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.2- Evaluation de la population

Dans ce projet, le calcul des besoins se base sur les données de l'APC (population et orientation des équipements). En 2020 la population des localités a été estimée à 2320 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2053.

Cependant, nous pouvons estimer la population future par application de la formule des intérêts composés :

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

Avec :

- P : Population à l'horizon d'étude, (2053)
- P₀: Population de base (2020).
- T : taux d'accroissement. (T=2.8)
- n : l'écart d'années entre les deux horizons

Remarque : P₀ (2020) est évalué par le service technique de l'APC.

Tableau (II.1): Variation du nombre d'habitants.

Zone	Villages	P ₀ (2020)	Population actuelle (2023)	Population future (2033)	Population future (2043)	Population future (2053)
I	<i>El Ardja</i>	700	760	1 002	1 321	1 741
	<i>Ouled Si Zarouk</i>	50	54	72	94	124
	<i>Zaouia</i>	150	163	215	283	373
II	<i>Ouled Bounoua</i>	250	272	358	472	622
	<i>Abd Elouirethe</i>	120	130	172	226	299

III	<i>Touara</i>	100	109	143	189	249
	<i>Touahria</i>	50	54	72	94	124
IV	<i>Haouche Bally</i>	100	109	143	189	249
	<i>Ouled Si Mahfoud</i>	200	217	286	377	498
V	<i>Haouche Cherif</i>	300	326	430	566	746
	<i>Oued Larbaa</i>	300	326	430	566	746
Total		2320	2520	3322	4379	5771

L'évolution de la population et sa répartition par village est représenté dans l'histogramme suivant :

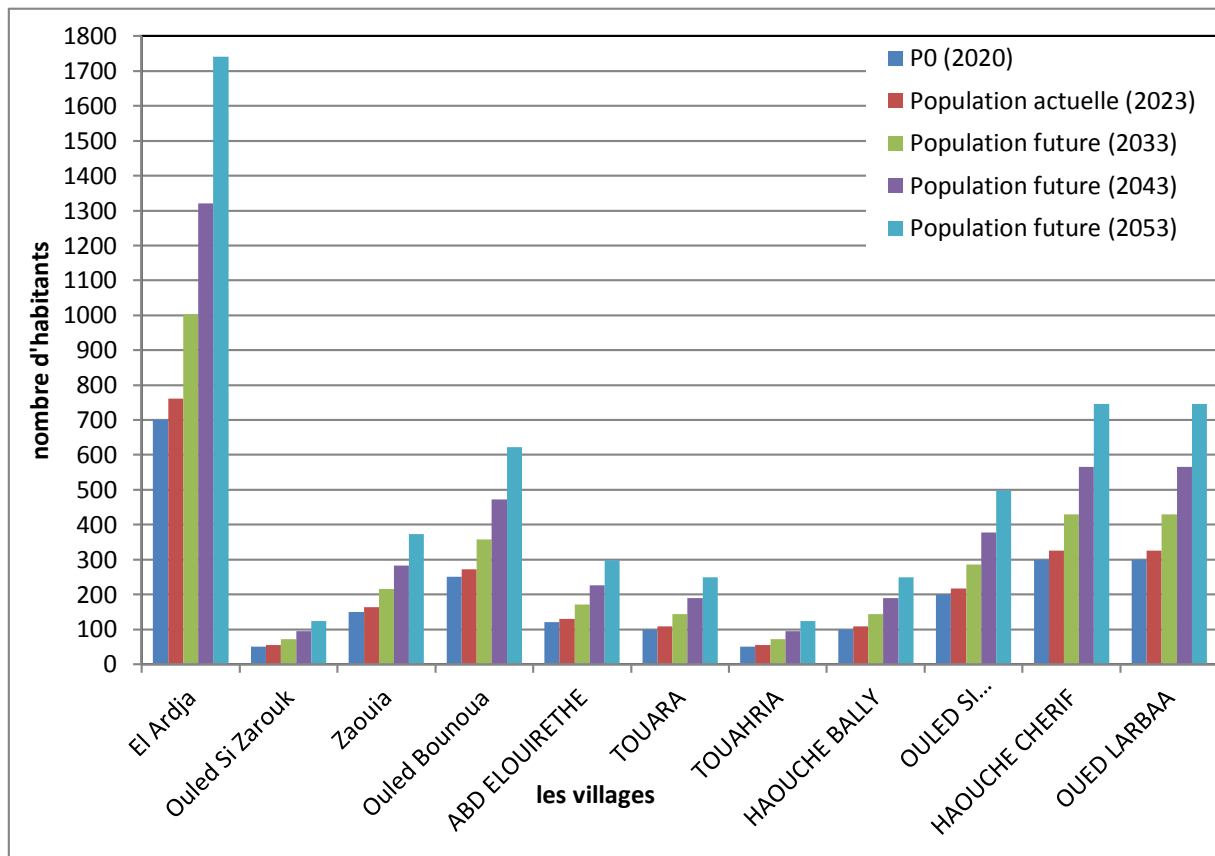


Figure II.1 : Evolution et répartition des habitants par villages.

L'histogramme ci-dessus montre une évolution démographique assez importante entre 2023 et 2035 et qu'à long terme la population de la zone atteindra les 5771 habitants pour laquelle il faudra assurer les différents besoins notamment en matière d'AEP.

II.3- Estimation des besoins en eau potable

II.3.1- Besoins domestiques

Les besoins domestique en eau sont la quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins quotidiens d'une famille au d'une personne. Ces besoins peuvent varier selon plusieurs facteurs, tels que la taille de famille, le type d'habitation, les activités quotidiennes et les habitudes de consommation. Dans notre projet les besoins il est recommandé d'utiliser 150 l/jour/hab.

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = dot \times Nhab \times \frac{1}{1000} \quad (II.2)$$

Où :

- Q moy. J : Débit moyen de consommation en (m³/j)
- dot: Dotation (l/j/hab).
- Nhab: Nombre d'habitants.

Le tableau II.2, montre la consommation moyenne journalière à différents horizons en m³/j.

Tableau (II.2): Consommation moyenne journalière à différents horizons

Zone	Villages	Besoin actuel (2023)	Besoin futur (2033)	Besoin futur (2043)	Besoin futur (2053)
I	El Ardja	114,069	150,349	198,167	261,193
	Ouled Si Zarouk	8,148	10,739	14,155	18,657
	Zaouia	24,443	32,218	42,464	55,970
II	Ouled Bounoua	40,739	53,696	70,774	93,283
	Abd Elouirethe	19,555	25,774	33,971	44,776
III	Touara	16,296	21,478	28,310	37,313
	Touahria	8,148	10,739	14,155	18,657
IV	Haouche Bally	16,296	21,478	28,310	37,313
	Ouled Si Mahfoud	32,591	42,957	56,619	74,627
V	Haouche Cherif	48,887	64,435	84,929	111,940
	Oued Larbaa	48,887	64,435	84,929	111,940
Total		378	498	657	866

II.3.2- Catégories des besoins

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

- Besoins domestiques
- Besoins publics
- Besoins sanitaires
- Besoins industriels

Dans le cadre de notre étude, aucune industrie ne trouve dans la région. Les autres besoins ont été pris en considération dans la dotation des habitants.

L'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau et de la disponibilité de la ressource.

II.3.3 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes

Même si un réseau est correctement construit et entretenu, il n'est jamais étanche et les pertes dépassent généralement 20 %. Elles sont dues :

- A la consommation non qualifiée (illégal) ;
- Aux fuites dans le réseau d'adduction ;
- Aux fuites dans le système de distribution.

De ce fait la consommation moyenne journalière est majorée de 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation, et combler les fuites.

Tableau (II.3) : Besoins en eau en tenant compte des pertes.

Zone	Villages	Besoin actuel (2023)	Besoin futur (2033)	Besoin futur (2043)	Besoin futur (2053)
I	El Ardja	136,883	180,418	237,800	313,432
	Ouled Si Zarouk	9,777	12,887	16,986	22,388
	Zaouia	29,332	38,661	50,957	67,164
II	Ouled Bounoua	48,887	64,435	84,929	111,940
	Abd Elouirethe	23,466	30,929	40,766	53,731
III	Touara	19,555	25,774	33,971	44,776
	Touahria	9,777	12,887	16,986	22,388
IV	Haouche Bally	19,555	25,774	33,971	44,776
	Ouled Si Mahfoud	39,109	51,548	67,943	89,552
V	Haouche Cherif	58,664	77,322	101,914	134,328
	Oued Larbaa	58,664	77,322	101,914	134,328
Total		454	598	788	1039

II.3.4- Etude des variations des débits journaliers

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

II.3.4.1- Coefficients d'irrégularité journalière

II.3.4.1.1- Coefficients d'irrégularité journalière maximum

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

$$K_{max.j} = Q_{max.j} / Q_{moy.j} \quad (II.3)$$

Avec :

- $K_{max.j}$: coefficients d'irrégularité journalière maximal
- $Q_{max.j}$: consommation maximale journalière en (m^3/j)
- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en (m^3/j)

$K_{max.j} \in [1,1 - 1,3]$, pour les petites villes, il est recommandé de prendre ($K_{max.j} = 1,3$)

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

II.3.4.1.2- Coefficients d'irrégularité journalière minimum

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

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (II.4)$$

Avec :

- $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal journalier
- $Q_{min.j}$: Débit minimal journalier (m^3/j)
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j)

Où :

$K_{min.j} \in [0,7 - 0,9]$, pour les petites villes, $K_{min.j} = 0,9$.

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

II.3.5-Consommation maximale journalière

A la phase de réalisation d'un projet AEP, les ouvrages et les équipements du réseau doivent être conçus pour pouvoir satisfaire adéquatement à la consommation maximale journalière ; il s'agit des ouvrages de production (prises d'eau, station de traitement, station de pompage) et les ouvrage d'adduction (conduites, station de prise).

On entend alors par la consommation maximale journalière le débit maximum du jour le plus chargé de l'année, soit :

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

Avec :

- $Q_{max.j}$: Débit maximal journalier
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal journalier

Tableau II.4 : Consommation maximale journalière à différents horizons

Zone	Villages	P0 (2020)	Besoin actuel (2023)	Besoin futur (2033)	Besoin futur (2043)	Besoin futur (2053)
I	El Ardja	700	177,948	234,544	309,140	407,462
	Ouled Si Zarouk	50	12,711	16,753	22,081	29,104
	Zaouia	150	38,132	50,259	66,244	87,313
II	Ouled Bounoua	250	63,553	83,766	110,407	145,522
	Abd Elouirethe	120	30,505	40,208	52,995	69,851
III	Touara	100	25,421	33,506	44,163	58,209
	Touahria	50	12,711	16,753	22,081	29,104
IV	Haouche Bally	100	25,421	33,506	44,163	58,209
	Ouled Si Mahfoud	200	50,842	67,013	88,326	116,418
V	Haouche Cherif	300	76,263	100,519	132,489	174,626
	Oued Larbaa	300	76,263	100,519	132,489	174,626
Total		2320	589,771	777,346	1024,579	1350,444

II.3.6- Consommation minimale journalière

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

$$Q_{min.j} = Q_{moy.j} \times K_{min.j} \quad (II.6)$$

Avec :

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

Tableau II.5 : Consommation minimale journalière à différents horizons

Zone	Villages	P0 (2020)	Besoin actuel (2023)	Besoin futur (2033)	Besoin futur (2043)	Besoin futur (2053)
I	El Ardja	700	123,195	162,377	214,020	282,089
	Ouled Si Zarouk	50	8,800	11,598	15,287	20,149
	Zaouia	150	26,399	34,795	45,861	60,448
II	Ouled Bounoua	250	43,998	57,992	76,436	100,746
	Abd Elouirethe	120	21,119	27,836	36,689	48,358
III	Touara	100	17,599	23,197	30,574	40,298
	Touahria	50	8,800	11,598	15,287	20,149
IV	Haouche Bally	100	17,599	23,197	30,574	40,298
	Ouled Si Mahfoud	200	35,199	46,393	61,149	80,597
V	Haouche Cherif	300	52,798	69,590	91,723	120,895
	Oued Larbaa	300	52,798	69,590	91,723	120,895
Total		2320,000	408,303	538,163	709,324	934,923

II.3.7- Etude des variations des débits horaires

La consommation horaire de l'eau fait référence à la quantité d'eau utilisée en une seule heure pendant la journée la plus chargée de l'année. Cela peut varier en fonction du nombre de la population. Il Ya des heures où la consommation est élevée (heure de pointe), et des heures où la consommation est faible (heure creuse). On distingue le débit maximum horaire et le débit minimum horaire, ils sont caractérisés par des coefficients d'irrégularité $K_{max h}$ et $K_{min h}$.

II.3.7.1- La consommation maximale horaire (débit de pointe)

Le débit maximal horaire correspond à un débit de consommation pendant l'heure la plus chargée de la journée. Il est utilisé pour le dimensionnement des ouvrages de distribution (réseaux de distribution), et donnée par la relation suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times K_{max.h} \quad (II.7)$$

Où :

$$Q_{moy.h} = Q_{max.j} / 24 \quad (II.8)$$

et

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.9)$$

Avec :

- $Q_{moy.h}$: la consommation moyenne horaire (m^3/h)
- $Q_{max.j}$: la consommation maximale journalier (m^3/j)
- $Q_{max.h}$: la consommation maximale horaire (m^3/h)
- α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4. dans le cadre de cette étude nous considérons : $\alpha_{max}=1,3$
- β_{max} : coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population , et qui sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau II.6 : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

Tableau II.7 : Valeurs de $K_{max h}$ par zone.

Zone	Villages	Population futur (2053)	Population futur par zone	$\alpha_{max}=1,3$	β_{max}	$k_{max,h}$ adopté
I	El Ardja	1 741	2 239	1,30	1,65	2,00
	Ouled Si Zarouk	124				
	Zaouia	373				
II	Ouled Bounoua	622	920	1,30	2,00	2,50
	Abd Elouirethe	299				
III	Touara	249	373	1,30	2,00	2,50
	Touahria	124				
IV	Haouche Bally	249	746	1,30	2,00	2,50
	Ouled Si Mahfoud	498				
V	Haouche Cherif	746	1 493	1,30	1,80	2,30
	Oued Larbaa	746				

II.3.7.2 - La consommation minimale horaire

La consommation horaire la plus faible de l'année varie entre 40 et 80% de la consommation horaire moyenne de l'année.

$$Q_{min. h} = Q. moy. h \times K_{min. h} \quad (II.10)$$

Avec :

$$K_{min, h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II.11)$$

Où :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau II.8 : Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Tableau II.9 : Valeurs de $K_{min, h}$ par zone.

Zone	Villages	Population futur (2053)	Population futur par zone	$\alpha_{min}=0,5$	β_{min}	$k_{min,h}$ adopté
I	El Ardja	1 741	2 239	0,50	0,10	0,05
	Ouled Si Zarouk	124				
	Zaouia	373				
II	Ouled Bounoua	622	920	0,50	0,10	0,05
	Abd Elouirethe	299				
III	Touara	249	373	0,50	0,10	0,05
	Touahria	124				
IV	Haouche Bally	249	746	0,50	0,10	0,05
	Ouled Si Mahfoud	498				
V	Haouche Cherif	746	1 493	0,50	0,10	0,05
	Oued Larbaa	746				

Les résultats des consommations maximales et minimales horaires à l'horizon 2053 sont consignées dans le tableau suivant.

Tableau II.10 : Les débits maxima et minima horaires à l'horizon 2053.

Zone	Villages	Q _{max,j} (m ³ /j) par zone	K _{max.h}	Q _{max,h} (m ³ /h)	Q _{min,j} (m ³ /j) par zone	K _{min.h}	Q _{min.h} (m ³ /h)
I	El Ardja	523,879	2,00	43,657	362,686	0,05	0,756
	Ouled Si Zarouk						
	Zaouia						
II	Ouled Bounoua	215,373	2,50	22,435	149,104	0,05	0,311
	Abd Elouirethe						
III	Touara	87,313	2,50	9,095	60,448	0,05	0,126
	Touahria						
IV	Haouche Bally	174,626	2,50	18,190	120,895	0,05	0,252
	Ouled Si Mahfoud						
V	Haouche Cherif	349,253	2,30	33,470	241,790	0,05	0,504
	Oued Larbaa						

II.4 - Conclusion

La consommation maximale journalière en eau potable de la zone d'étude s'élèvera en 2053 à 1350.444m³/j, soit 15.631/s. ce débit servira pour le dimensionnement de la conduite d'adduction et la détermination du volume de stockage des réservoirs.

Dans l'absence d'une ressource en eau superficielle ou souterraine capable d'assurer ce débit, le recours à une eau non conventionnelle en l'occurrence l'eau de mer dessalée est indispensable. Par conséquent l'alimentation de ces 11 villages se fera à partir du réservoir de stockage (40000m³) de l'eau provenant de la station de dessalement de Cap-Djinet.

Chapitre III : Les réservoirs

III.1- Introduction

Un réservoir est une enceinte de confinement de l'eau soit potable, soit usée permettant son stockage pour une utilisation ultérieure. Tout cours d'eau dont le flux est interrompu peut être considéré comme un réservoir d'eau.

Les réservoirs jouent un rôle essentiel dans les systèmes d'alimentation en eau potable en assurant le stockage, la régulation de la pression et la fourniture continue d'eau potable, notamment en stockant l'eau traitée avant sa distribution aux consommateurs finaux,

Sur le plant hydraulique le stockage d'eau peut se faire soit :

- ✓ Dans les stations de traitement d'eau.
- ✓ Dans les stations de reprises.
- ✓ Et en fin sur les réseaux de distribution d'eau potable.

L'objectif de ce chapitre spécifique est de fournir une analyse approfondie des réservoirs utilisée dans les systèmes d'alimentation en eau potable.

III.2- Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différents selon le critère retenu selon :

a- Type d'emplacement dans le sol :

- ✓ Réservoirs posés sur le sol.
- ✓ Réservoirs légèrement enterrés.
- ✓ Réservoirs surélevés.
- ✓ Réservoirs souterrains.

b- Les matériaux utilisés :

D'après La nature des matériaux utilisés pour leur construction, les réservoirs peuvent être soit :

- ✓ En béton armé
- ✓ Métalliques
- ✓ En polystyrène

Tableau III.1 : Tableau comparatif des avantages et des inconvénients des réservoirs en fonction de leur matériau de construction [4] :

Matériau de construction	Avantages	inconvénients
Béton	-Faible entretien	-Grande mise en œuvre du béton
	-Grande capacité de stockage	-Fissure difficile à réparer
	-Coût de maintenance relativement faible	-Temps de construction plus long
Métallique	-Rapidité d'exécution	-Difficile à entretenir
	-Léger et facile à transporter	-Frais d'entretien et de main-d'œuvre élevés
	-Résistant à la corrosion	-Capacité limitée pour les grandes installations
Polystyrène	-Faible entretien	-Faible capacité de stockage
	-Facile à installer et à entretenir	-Moins résistant à la corrosion
	-Résistant aux produits chimiques	-Moins durable dans le temps

c- Les forme :

Selon la forme de cuve on peut classés les réservoirs comme suite :

- ❖ Circulaires : le plus économique, généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000m³.

- ❖ Rectangulaires : adopter pour les réservoirs de grande capacité (Supérieure à 10 000m³).
- ❖ Forme quelconque

d- Mode de fermeture :

- ❖ Les réservoirs couverts ;
- ❖ Les réservoirs non couverts.

e- Situation par apport à la distribution :

- ❖ Réservoir en charge sur le réseau
- ❖ Réservoir nécessitant une surpression

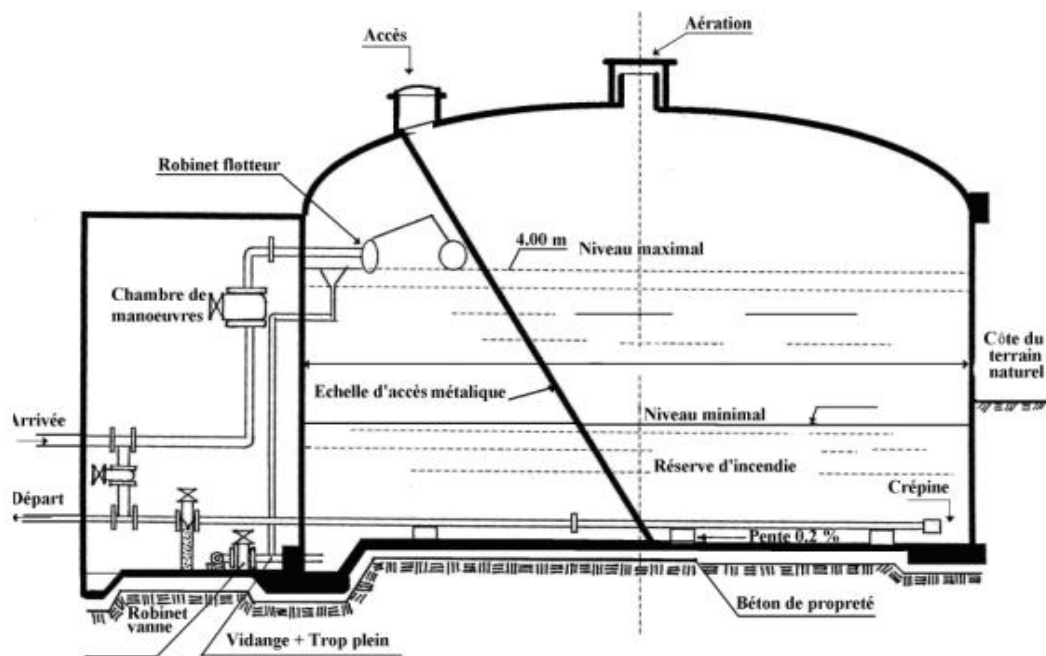


Figure III.1 : Réservoir semi enterré cylindrique

III.3- Equipement des réservoirs

Chacun des compartiments d'un réservoir doit être muni :

a- Conduite d'arriver-robinet flotteur :

C'est une canalisation qui permet l'acheminement de l'eau vers le réservoir d'eau potable, et tandis que le robinet flotteur est un dispositif qui contrôle l'arrivée d'eau et maintient un niveau constant à l'intérieur du réservoir d'eau. L'adduction s'effectue soit par sur verse, soit en chute libre, soit en prolongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée.

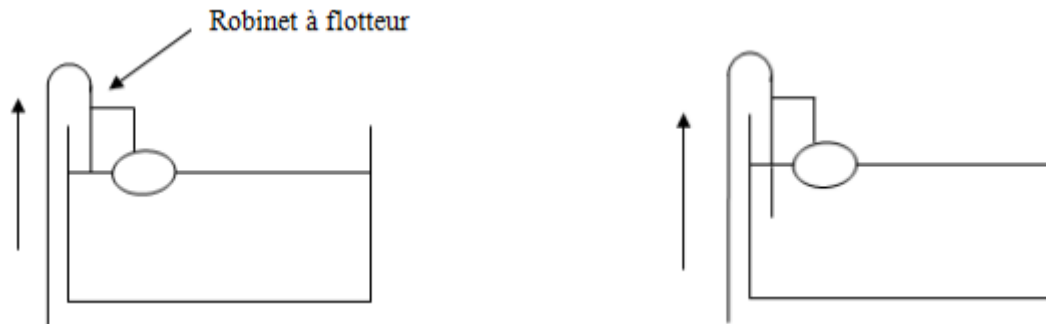


Figure III.2 : Adduction avec chute libre Adduction noyée

b- Conduite de distribution :

La conduite de distribution est responsable de l'acheminement de l'eau potable du réservoir vers les utilisateurs finaux.

La conduite de distribution sera disposée entre 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, et de 0,5m au-dessus de niveau minimum d'eau dans le réservoir.

Pour garantir la fourniture continue d'eau potable aux utilisateurs la présence d'une maintenance régulière est importante.

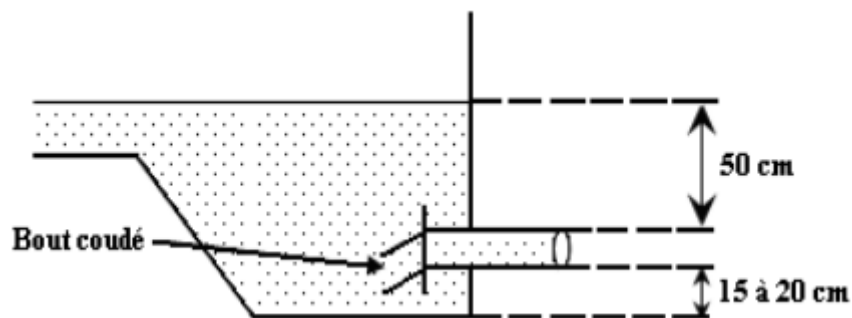


Figure III.3 : Conduite de distribution

c- Trop-plein :

C'est un dispositif intégré au réservoir pour évacuer le surplus d'eau d'arrivée en cas le réservoir atteint sa capacité maximale. Elle comprendra un déversoir situé à une hauteur h au-dessus du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Pour éviter une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustique qui pourraient pénétrer dans le réservoir, un clapet doit être ménagé dans la canalisation.

Le trop plein donc assure la protection de réservoir en évitant les débordements qui pourrait causer des dommages ou un gaspillage d'eau.

d- Vidange :

Situer dans le point bas de réservoir (point le plus bas de radier, sa crépine est située dans la souille de réservoir). Elle comporte un robinet-vanne, afin de le vider de son contenu pour le nettoyer, le rendre de nouveau utilisable.

e- By-pass entre adduction et distribution :

Acheminer l'eau directement du réservoir vers un point spécifique il est utilisé en cas de nettoyage ou réparation de réservoir.

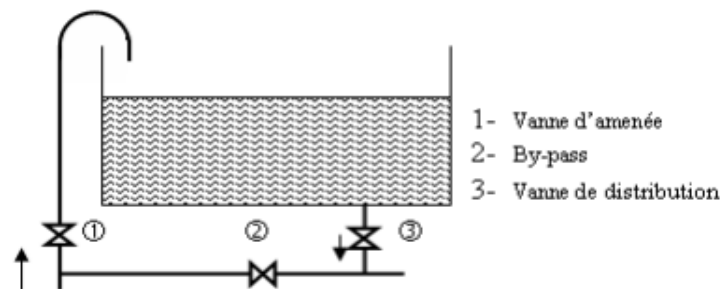


Figure III.4 : Système By pass

f- Comptage :

A la sortie de la conduite de distribution, un compteur doit être ménagé pour pouvoir effectuer les relevés périodiques de la consommation totale.

g- Robinets-vannes :

Dans chaque canalisation un robinet-vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacun de ces conduites en cas de besoin.

h- Tuyauterie :

C'est le réseau de conduites et de canalisations qui permettent de transporter l'eau potable depuis le réservoir jusqu'aux points de distribution.

Pour la protection de la tuyauterie contre la corrosion, celle-ci doit être galvanisée.

i- Tampon de visite :

Il permet de visiter périodiquement l'ouvrage.

j- La chambre des vannes :

C'est une pièce dans lequel se feront les pénétrations des diverses canalisation-refoulement, distribution, trop-plein, vidange, dans la cuve.

k- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour empêcher l'eau de la réserve d'incendie de passer dans la conduite de distribution, il faut prévoir une disposition appropriée afin de préserver cette quantité d'eau, à cet effet on utilise deux types de systèmes :

✓ Le système de deux prises

Ce système est connu aussi sous le nom de débit croisé, Il consiste à installer deux prises distinctes sur le réservoir :

Une pour l'alimentation en eau potable et une autre dédiée à la réserve d'incendie.

En service normale, 1 est fermé et 2 ouvert. En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir 1. Mais dans ce système il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

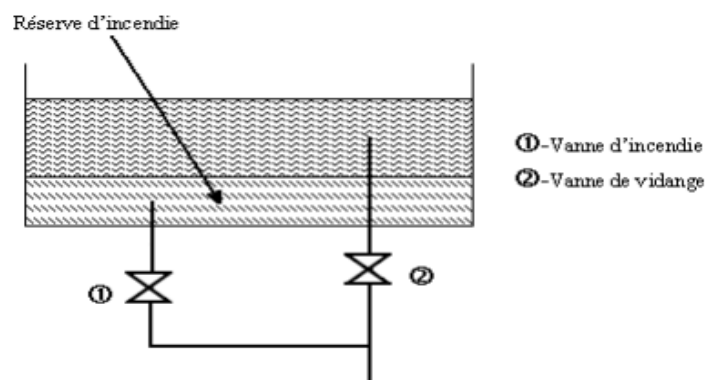


Figure III.5 : Système à deux reprises

✓ Le système à siphon :

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

En service normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermé. Le niveau d'eau descend dans le réservoir et lorsqu'il atteint son niveau minimal l'évent désamorce l'alimentation pour préserver la réserve d'incendie. En cas d'incendie on ouvre la vanne 2.

Le système à siphon offre l'avantage de ne pas nécessiter de pompes pour activer la réserve d'incendie, car il utilise la gravité pour l'approvisionnement en eau.

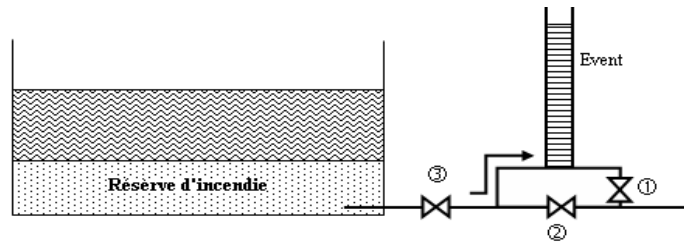


Figure III.6 : Système à siphon

III.4- Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Pour assurer le bon fonctionnement de réservoir il faut respecter plusieurs exigences techniques sa durabilité, sa résistance et son étanchéité.

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

III.5- Fonctionnement des réservoirs

Les réservoirs remplissent plusieurs fonctions essentielles dans un réseau d'approvisionnement en eau potable :

a- Fonctions techniques :

- Régulateur de débit entre l'adduction et la distribution,
- Simplification de l'exploitation
- Assurer la sécurité en cas d'incendie,
- Régulariser les pressions dans le réseau.
- Bien protégés contre toute contamination d'eau.

b- Fonctions économiques :

- Réduction des investissements pour construire les installations de production,
- Réduction des dépenses d'énergie grâce à l'économie réalisée sur le temps de pompage

- Les réservoirs en bout de réseau permettent d'économiser sur les infrastructures de distribution en réduisant la taille des canalisations principales,
- Couvrir les points de consommation.

III.6- Emplacement des réservoirs

L'emplacement stratégique de ces infrastructures vitales est très important car il détermine la disponibilité et la qualité d'eau distribuer aux abonnés.

Cependant, voici quelques endroits courants où les réservoirs peuvent être situés [4] :

- ❖ Le réservoir doit être placé le plus près de l'agglomération à alimenter cela dans le cas d'un relief accidenté.
- ❖ L'emplacement idéal du réservoir permet une distribution gravitaire, avec sa base doit être supérieur à la côte piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération, assurant ainsi une distribution d'eau sans besoin de pompage.
- ❖ Lorsqu'il y a une nécessité de plusieurs réservoirs, il est préférable de les placer soit à l'extrémité de réseau, soit à proximité du principal centre de consommation.

La décision de construire un ou plusieurs stockages d'eau est prise pour éviter d'importantes fluctuations de pression dans le réseau, garantir une alimentation équitable aux utilisateurs et offrir une certaine flexibilité à l'exploitant pour minimiser les risques de rupture d'approvisionnement en eau. Il est souvent avantageux de créer plusieurs zones de distribution, chacune contrôlée par un ouvrage, offrant ainsi des avantages tels que la réduction de la hauteur des ouvrages et l'économie de la mise en place de réducteurs de pression.

III.7- Capacités des réservoirs

III.7.1- Principe de calcul

Afin de répondre aux besoins quotidiens de la population la capacité de réservoir doit être suffisante pour remplir efficacement ce rôle, en plus une réserve d'eau supplémentaire pour les situations d'urgence telles qu'un incendie [5].

Pour déterminer la capacité de réservoir deux méthodes sont utilisées :

a- Méthode analytique :

Le volume maximal de stockage de réservoir est estimé par la formule suivante :

$$V_r = \frac{P_{max} \times Q_{max}}{100} \quad (III.1)$$

Où :

- V_r : volume de régularisation du réservoir (M^3) ;
- P_{max} : Résidu maximum dans le réservoir (%) ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalière (M^3/j).

❖ Détermination de la valeur de P :

-Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} on détermine la valeur de coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (III.2)$$

-Répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures est obtenue à partir d'un tableau de distribution du débit journalière sur 24 heures.

Ensuite, nous répartissons le débit de pompage de manière continue tout au long de la journée.

Les différences entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée sont enregistrées dans la colonne des surplus ou des déficits selon leur signe.

-Enfin nous déterminons le résidu dans le réservoir pour chaque heure, et la valeur maximale trouvée (P_{max}) représente le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R_{max}^+| + |R_{max}^-| \quad (III.3)$$

Où :

- R_{max}^+ : Résidus maximum positif(%);
- R_{max}^- : Résidus maximum négatif(%).

b- Méthode graphique :

C'est la méthode approchée à la méthode analytique, où nous effectuerons le cumul de la production et celui de la consommation, puis procéderons à une comparaison graphique.

Cette méthode consiste à calculer le volume du réservoir en additionnant les valeurs absolues des deux plus grands écarts entre les deux courbes (le plus grand écart positif et le plus grand écart négatif).

$$V = (|\Delta V^+| + |\Delta V^-|) / 100 * Q_{max} \quad (III.4)$$

De plus, cette approche permet également de déterminer l'heure de démarrage de la pompe en cas de fonctionnement discontinu.

❖ **Volume total du réservoir :**

Pour déterminer le volume total du réservoir, on prendra en compte la réserve d'incendie, qui correspond à 120m^3 (le volume nécessaire pour éteindre un incendie pendant deux heures à un débit de $60\text{m}^3/\text{h}$).

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{\max} : volume maximal de stockage ;
- V_{inc} : volume d'incendie ($V_{\text{inc}}=120\text{m}^3$).

❖ **Calcul de diamètre :**

$$V_n = S_e * H = \frac{\pi D^2}{4} \times H \longrightarrow D = \sqrt{\frac{4V_n}{\pi H}} \quad (\text{III.6})$$

Où :

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3);

S_e : Section du réservoir en (m^2) ;

H : Hauteur utile d'eau.

III.8- Description du schéma d'AEP de la région d'étude

L'alimentation en eau potable des onze agglomérations prendra naissance à partir du réservoir de stockage de l'eau de mer dessalée de capacité 40000m^3 , callé à la cote 184.6m au lieu dit *carrière*. Ce réservoir alimentera par une conduite gravitaire la station de reprise (SR) situé à une cote de 160m .

A partir de la station de reprise deux conduites de refoulement alimenteront :

- Un réservoir tampon 1 (RT1) projeté a la crête de Touara à la cote 376m environ, destiné à satisfaire les besoins en eau des habitants de Touara, Touahria, Haouche Cherif, Haouche Bally, Ouled Si Mahfoud et Oued Larbaa.
- Un réservoir tampon 2 (RT2) projeté a la crête d'El Ardja à la cote 375m environ, destiné a satisfaire les besoins en eau des habitant d'El Ardja, Zaouia, Ouled Si Zerrouk, Ouled Bounoua et Abdelouarith .

Le tracé de Ces conduites d'adduction suivra dans sa majeure partie les pistes existantes.

Pour avoir une bonne maîtrise de la distribution d'une part et assuré au abonné une eau à des pressions régulières d'autre part, trois réservoirs de tête (de distribution) doivent être projetés.

* Le premier réservoir (R3) doit être implanté à Haouch Cherif et assure la distribution vers les deux villages d'Oued Larbaa et Haouche Cherif.

* le deuxième réservoir (R4) sera implanté à Haouche Bally, assure la distribution vers les deux villages : Ouled Si Mahfoud et Haouche Bally.

Ces deux réservoirs de tête seront alimentés gravitairement à partir du réservoir tampon (RT1) de TOUARA.

* Le troisième réservoir de tête (R5) sera implanté à Ouled Bounoua ancienne pour assurer la distribution vers cette dernière agglomération et l'agglomération d'Abdelouarith.

Ce réservoir sera alimenté gravitairement à partir du réservoir d'El Ardja.

Les autres villages seront alimentés à partir des deux réservoirs tampon comme suite :

- Les villages de El Ardja, Zaouia ,Ouled Si Zerrouk seront alimentés à partir du réservoir d'El Ardja .
- Les villages de Touara, Touahria seront alimentés à partir du réservoir de Touara.

Nous rappelons que le débit à véhiculer par ce système d'adduction est de $1350.444\text{m}^3/\text{j}$.

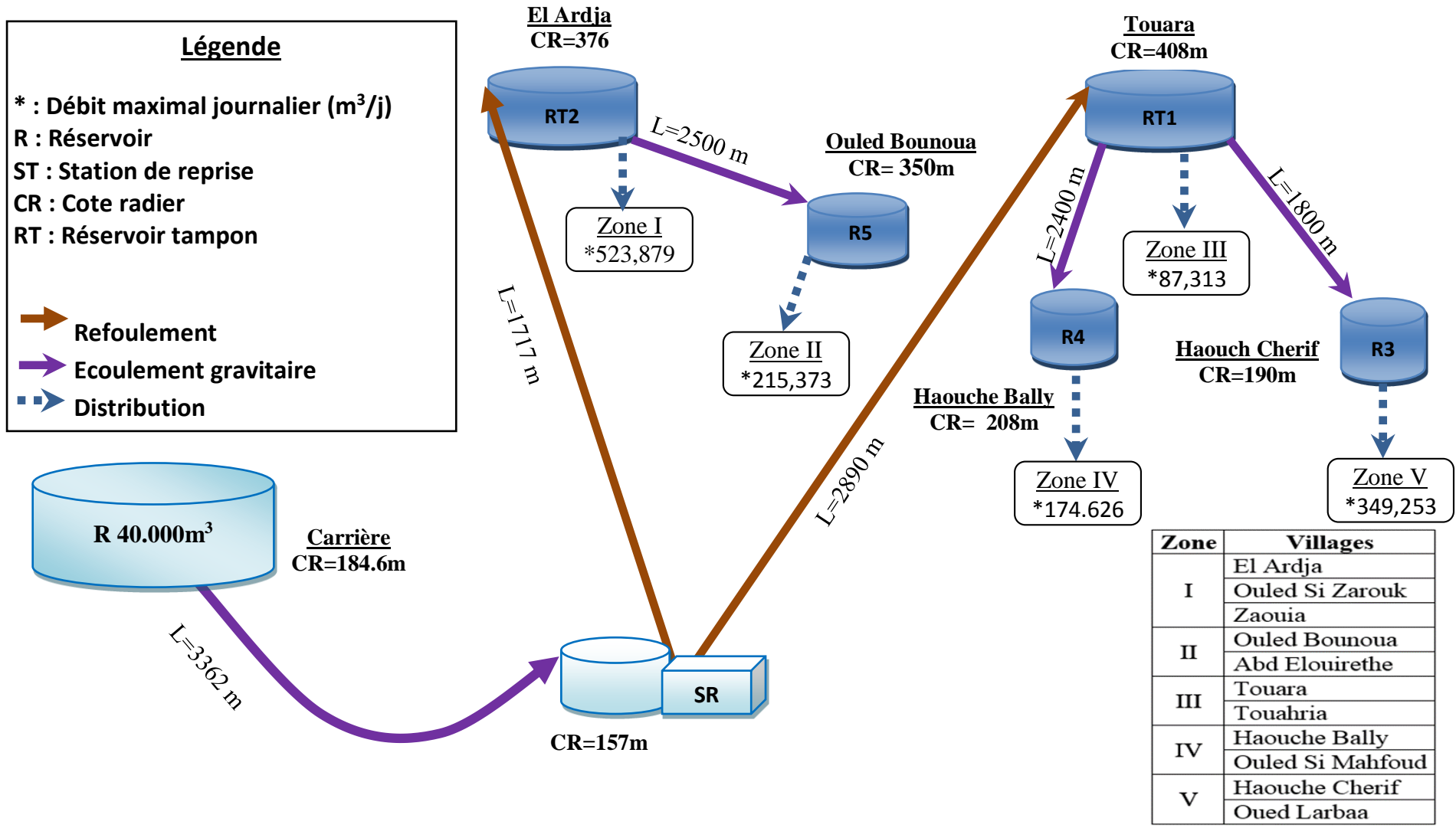


Figure III.7 : Schéma général des réservoirs

III.9- Détermination des capacités des réservoirs

III.9.1- Dimensionnement du réservoir R3 (Haouch Cherif)

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution de la zone 5 dont le débit max journalier est de 349.25 m³/j et Le coefficient Kmax horaire est de l'ordre de 2,3 (annexe (1)). Les variations des débits à l'entrée et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en termes de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Détermination de la capacité du réservoir R3 (Haouch Cherif).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	4,16	0,66	3,50	3,5
0-2	4,16	0,66	3,50	7
0-3	4,16	1,12	3,04	10,04
0-4	4,16	1,60	2,56	12,6
0-5	4,16	3,30	0,86	13,46
0-6	4,16	4,30	-0,14	13,32
0-7	4,16	4,90	-0,74	12,58
0-8	4,16	8,32	-4,16	8,42
0-9	4,17	6,68	-2,51	5,91
0-10	4,17	5,30	-1,13	4,78
0-11	4,17	4,86	-0,69	4,09
0-12	4,17	5,86	-1,69	2,4
0-13	4,17	5,50	-1,33	1,07
13-14	4,17	4,50	-0,33	0,74
14-15	4,17	4,82	-0,65	0,09
15-16	4,17	5,72	-1,55	-1,46
16-17	4,17	7,64	-3,47	-4,93
17-18	4,17	7,04	-2,87	-7,8
18-19	4,17	6,78	-2,61	-10,41
19-20	4,17	3,36	0,81	-9,6
20-21	4,17	3,36	0,81	-8,79
21-22	4,17	1,80	2,37	-6,42
22-23	4,17	1,16	3,01	-3,41
23-24	4,17	0,76	3,41	0
Total	100	100,00	0,00	

a- Volume de régulation

D'après le tableau (III.2) on a :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,46| + |-10,41| = \mathbf{23,87\%}$$

$$V_r = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{23.87 * 349.253}{100} = 83.37 m^3$$

$$V_{\text{total}} = V_r + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 83.37 + 120 = 203.37 m^3$$

$$V_{\text{total retenu}} = 250 m^3$$

b- Dimensions du réservoir :

La hauteur d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{Vt}{h} \quad \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vt}{h} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times h}}$$

-Vt : capacité totale du réservoir (m³) ;

-S : section du réservoir (m²) ;

-D : diamètre de la cuve (m) ;

-h : hauteur utile d'eau (m),

Pour h = 4 m. → D=8.9 m

La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

Avec :

-H : hauteur totale du réservoir (m) ;

-R : revanche (m),

Pour R = 0.5m. → H=4.5m

III.9.2- Dimensionnement du réservoir R4 (Haouch Bally)

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution de la zone 4 dont le débit max journalier est de 174.626 m³/j et Le coefficient Kmax horaire est de l'ordre de 2,5 (annexe (1)). Les variations des débits à l'entrée et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en termes de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Détermination de la capacité du réservoir R4 (Haouch Bally).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	4,16	0,6	3,56	3,56
0-2	4,16	0,6	3,56	7,12
0-3	4,16	1,2	2,96	10,08
0-4	4,16	2	2,16	12,24
0-5	4,16	3,5	0,66	12,9
0-6	4,16	3,5	0,66	13,56
0-7	4,16	4,5	-0,34	13,22
0-8	4,16	10,2	-6,04	7,18
0-9	4,17	8,8	-4,63	2,55
0-10	4,17	6,5	-2,33	0,22
0-11	4,17	4,1	0,07	0,29
0-12	4,17	4,1	0,07	0,36
0-13	4,17	3,5	0,67	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	0,00
Total	100	100,00	0,00	

a- Volume de régulation

D'après le tableau (III.3) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13,56| + |-15,45| = \mathbf{29,01\%}$$

$$V_r = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{29,01 * 174,626}{100} = 50,66 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_r + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 50,66 + 120 = 170,66 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total retenue}} = \mathbf{200 \text{ m}^3}$$

b- Dimensions du réservoir :

La hauteur d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{Vt}{h} \quad \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vt}{h} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times h}}$$

-Vt : capacité totale du réservoir (m³) ;

-S : section du réservoir (m²) ;

-D : diamètre de la cuve (m) ;

-h : hauteur utile d'eau (m),

Pour h = 4 m. → D=8 m

La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

Avec :

-H : hauteur totale du réservoir (m) ;

-R : revanche (m),

Pour R = 0.5m. → H=4.5m

III.9.3- Dimensionnement du réservoir R5 (Ouled Bounoua)

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution de la zone 2 dont le débit max journalier est de 215,373 m³/j et Le coefficient Kmax horaire est de l'ordre de 2,5 (annexe (1)). Les variations des débits à l'entrée et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en termes de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Détermination de la capacité du réservoir R5 (Ouled Bounoua).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	4,16	0,6	3,56	3,56
0-2	4,16	0,6	3,56	7,12
0-3	4,16	1,2	2,96	10,08
0-4	4,16	2	2,16	12,24
0-5	4,16	3,5	0,66	12,9
0-6	4,16	3,5	0,66	13,56
0-7	4,16	4,5	-0,34	13,22
0-8	4,16	10,2	-6,04	7,18
0-9	4,17	8,8	-4,63	2,55
0-10	4,17	6,5	-2,33	0,22
0-11	4,17	4,1	0,07	0,29
0-12	4,17	4,1	0,07	0,36

0-13	4,17	3,5	0,67	1,03
13-14	4,17	3,5	0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53	1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13	-15,45
19-20	4,17	1,6	2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57	-10,31
21-22	4,17	1	3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57	0,00
Total	100	100,00	0,00	

a- Volume de régulation

D'après le tableau (III.4) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13.46| + |-10.41| = \mathbf{29,01\%}$$

$$V_r = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{29,01 * 215,373}{100} = 62,480m^3$$

$$V_{\text{total}} = V_r + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 62,480 + 120 = 182,50m^3$$

$$V_{\text{total retenue}} = \mathbf{200m^3}$$

b- Dimensions du réservoir :

La hauteur d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{Vt}{h} \quad \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vt}{h} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times h}}$$

-Vt : capacité totale du réservoir (m³) ;

-S : section du réservoir (m²) ;

-D : diamètre de la cuve (m) ;

-h : hauteur utile d'eau (m),

Pour h = 4 m. → D=8m

La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

Avec :

-H : hauteur totale du réservoir (m) ;

-R : revanche (m),

Pour R = 0.5m. → H=4.5m

III.9.4- Dimensionnement du réservoir RT2 (El Ardja)

Le réservoir que nous voulons dimensionner assure la distribution de la zone 1 et l'alimentation du réservoir R5. Le débit max journalier est de 739,252 m³/j et le coefficient Kmax horaire est de l'ordre de 2,5 (annexe (1)). Les variations des débits à l'entrée et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en termes de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Détermination de la capacité du réservoir RT2 (El Ardja).

Heures	Distribution (%)	Transit vers R5	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	0,43	1,21	3,36	3,36
0-2	0,43	1,21	3,36	6,72
0-3	0,85	1,21	2,94	9,66
0-4	1,42	1,21	2,37	12,03
0-5	2,48	1,21	1,31	13,33
0-6	2,48	1,21	1,31	14,64
0-7	3,19	1,21	0,60	15,23
0-8	7,23	1,21	-3,44	11,79
0-9	6,24	1,21	-2,45	9,34
0-10	4,61	1,21	-0,82	8,52
0-11	2,91	1,21	0,88	9,40
0-12	2,91	1,21	0,88	10,28
0-13	2,48	1,21	1,31	11,59
13-14	2,48	1,21	1,31	12,90
14-15	3,33	1,21	0,46	13,35
15-16	4,39	1,21	-0,61	12,74
16-17	7,37	1,21	-3,58	9,16
17-18	6,66	1,21	-7,88	1,28
18-19	5,17	1,21	-6,39	-5,10
19-20	1,13	1,21	-2,35	-7,45
20-21	1,13	1,21	-2,35	-9,80
21-22	0,71	1,21	3,08	-6,72
22-23	0,43	1,21	3,36	-3,36
23-24	0,43	1,21	3,36	0,00
Total	70,87	29,13	0,00	

a- Volume de régulation

D'après le tableau (III.5) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,23| + |-9,80| = 25,03\%$$

$$V_r = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{25,03 * 739,252}{100} = 185,065 m^3$$

$$V_{\text{total}} = V_r + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 185,065 + 120 = 305,065 m^3$$

$$V_{\text{total retenue}} = 350 m^3$$

b- Dimensions du réservoir :

La hauteur d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{Vt}{h} \quad \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vt}{h} \quad D = \sqrt{\frac{4 * Vt}{\pi * h}}$$

-Vt : capacité totale du réservoir (m³) ;

-S : section du réservoir (m²) ;

-D : diamètre de la cuve (m) ;

-h : hauteur utile d'eau (m),

Pour h = 4 m. → D=10,6m

La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

Avec :

-H : hauteur totale du réservoir (m) ;

-R : revanche (m),

Pour R = 0.5m. → H=4.5m

III.9.5- Dimensionnement du réservoir RT1 (Touara)

Le réservoir que nous voulons dimensionner assure la distribution de la zone 3 dont le coefficient Kmax horaire est de l'ordre de 2,5 (annexe (1)) et l'alimentation des réservoirs R3 et R4. Le débit max journalier est de 611,192 m³/j et les variations des débits à l'entrée et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en termes de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Détermination de la capacité du réservoir RTI (Touara)

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Transit vers R4	Transite vers R3	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	5	0,09	2,38	1,19	1,34	1,34
0-2	5	0,09	2,38	1,19	1,34	2,69
0-3	5	0,17	2,38	1,19	1,26	3,95
0-4	5	0,29	2,38	1,19	1,14	5,09
0-5	5	0,50	2,38	1,19	0,93	6,02
0-6	5	0,50	2,38	1,19	0,93	6,95
0-7	5	0,64	2,38	1,19	0,79	7,74
0-8	5	1,46	2,38	1,19	-0,03	7,71
0-9	5	1,26	2,38	1,19	0,17	7,88
0-10	5	0,93	2,38	1,19	0,50	8,39
0-11	5	0,59	2,38	1,19	0,84	9,23
0-12	5	0,59	2,38	1,19	0,84	10,07
0-13	5	0,50	2,38	1,19	0,93	11,00
13-14	5	0,50	2,38	1,19	0,93	11,93
14-15	5	0,67	2,38	1,19	0,76	12,69
15-16	5	0,89	2,38	1,19	0,54	13,24
16-17	5	1,49	2,38	1,19	-0,06	13,18
17-18	0	1,34	2,38	1,19	-4,91	8,27
18-19	0	1,04	2,38	1,19	-4,61	3,66
19-20	0	0,23	2,38	1,19	-3,80	-0,14
20-21	0	0,23	2,38	1,19	-3,80	-3,94
21-22	5	0,14	2,38	1,19	1,29	-2,65
22-23	5	0,09	2,39	1,19	1,33	-1,32
23-24	5	0,09	2,39	1,2	1,32	0,00
Total	100	14,29	57,14	28,57	0,00	

a- Volume de régulation

D'après le tableau (III.6) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13,24| + |-3,94| = \mathbf{17,18\%}$$

$$V_r = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{17,18 * 611,192}{100} = 105,003 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_r + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 105,003 + 120 = 225,003 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total retenue}} = \mathbf{250 \text{ m}^3}$$

b- Dimensions du réservoir :

La hauteur d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{Vt}{h} \quad \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vt}{h} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times Vt}{\pi \times h}}$$

- Vt : capacité totale du réservoir (m^3) ;

- S : section du réservoir (m^2) ;

- D : diamètre de la cuve (m) ;

- h : hauteur utile d'eau (m),

Pour $h = 4$ m. $\rightarrow D=8.9$ m

La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

Avec :

- H : hauteur totale du réservoir (m) ;

- R : revanche (m),

Pour $R = 0.5$ m. $\rightarrow H=4.5$ m

III.9.6- Dimensionnement de la bache à eau de la station de reprise (SR)

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage ;

-le dimensionnement de la station de reprise est comme suite :

$$V_{SR} = \frac{Q_{max.j} \times t}{T}$$

V_{SR} .: volume de la station de reprise.

$Q_{max j}$: débit entrant à la station.

T : temps de pompage (20h)

t : temps de fermeture des vanne (1/4 h).

$$Q_{max j} = 1350,565 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{SR} = 1350,565 \times 0.25 / 24$$

$$V_{SR} = 14,068 \text{ m}^3.$$

On prend une bache de capacité standard de 20 m^3 .

III.10- Les caractéristiques des réservoirs :**Tableau III. 7 : Les caractéristiques des réservoirs**

Réservoir	RT01	RT02	R03	R04	R05
Capacité (m ³)	250	350	200	250	200
Hauteur d'eau (m)	4	4	4	4	4
Diamètre (m)	8,9	10,6	8,9	8	8
Fonctions	-Distribution Touara et Touahria - Alimentation de R03 et R04.	-Distribution El Ardja, Ouled si Zarouk et Zaouia. -Alimentation R05.	-Distribution Haouche Cherif et Oued Larbaa.	-Distribution Haouche Bally et Ouled Si Mahfoud.	-Distribution Ouled Bounoua et Abd Elouirethe.

III.10- Conclusion

Au cours de ce travail, nous avons constaté que les réservoirs jouent un rôle vital dans la garantie d'un approvisionnement constant et fiable en eau potable. C'est pourquoi leur conception, leur entretien et leur surveillance mérite beaucoup d'attention.

Pour la couverture totale en eau potable de la région d'étude d'une part et permettre une gestion facile de la distribution d'autre part, nous avons proposé deux réservoirs tampons et trois réservoirs intermédiaires. Les caractéristiques et les fonctions de ces réservoirs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Chapitre IV: Adduction

IV.1- Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau ainsi que la capacité des réservoirs, nous procédons dans ce quatrième chapitre, au dimensionnement du réseau d'adduction.

Ce chapitre a pour but le dimensionnement des conduites et la détermination du type de matériaux propices, qui servent à acheminer l'eau depuis sa source jusqu'aux utilisateurs.

Ce dimensionnement, se fait grâce au débit alloué tout en tenant compte du bon fonctionnement hydraulique.

IV.2- Type d'adduction

Il existe différents type d'adduction de l'eau potable qui sont utilisés pour acheminer cette ressource vitale. Voici les principaux types d'adduction :

a) Adduction gravitaire

C'est une adduction où le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

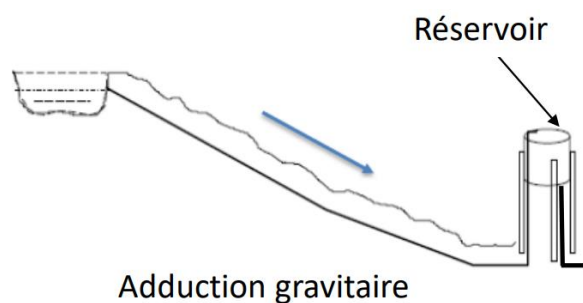


Figure IV.1 : Adduction gravitaire

b) Adduction par refoulement (sous pression)

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Ces réseaux permettent de surmonter la différence d'altitude et de fournir de l'eau à des endroits éloignés ou en hauteur.

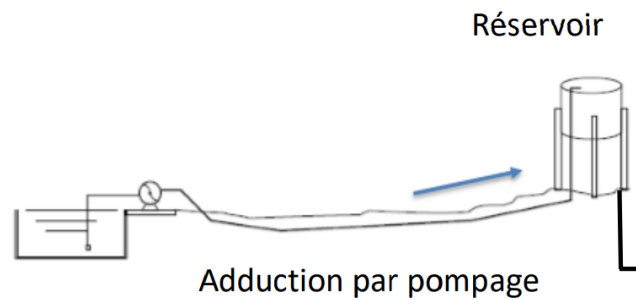


Figure IV.2 : Adduction par refoulement

c) Adduction mixte

L'adduction mixte est un système d'approvisionnement en eau potable qui combine deux méthodes d'acheminement de l'eau. Cela peut se faire en combinant l'adduction gravitaire et l'adduction sous pression.

Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.3- Choix du tracé des conduites d'adduction

Le choix du tracé des conditions d'adduction dépend de plusieurs facteurs voici quelques points à prendre en considération lors du choix du tracé :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route. On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

IV.4- Choix du type de matériaux des conduits d'adduction

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine .de ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques.

À savoir :

- Le diamètre et la pression de service ;
- Facilité de la mise en œuvre de l'exploitation et de son entretien ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Durée de vie ;

En fonction des matériaux de base, les tuyaux sont classés comme suite :

- Métallique : fonte ; acier.
- A base de ciment : béton armé ; amiante de ciment.
- En matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC) ; polyéthylène (PEHD).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD ; la fonte et en acier ; vu les avantages qu'elles présentent :

a) Conduite en PEHD

Les conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) présentent de nombreux avantages pour le transport de l'eau potable :

- **Résistance chimique** : Le PEHD est résistant à la corrosion et aux produits chimiques ce qui en fait un matériau idéal pour le transport de l'eau potable sans altération de sa qualité.
- **Durabilité** : Les conduites en PEHD sont extrêmement durables et ont une durée de vie de 50 à 100 ans ce qui signifie qu'elles nécessitent peu d'entretien et offrent une performance à long terme.
- **Résistance à la pression** : Le PEHD est conçu pour résister à des pressions élevées ce qui en fait un matériau adapté au transport de l'eau potable sur de longues distances et à des hauteurs importantes.
- **Flexibilité** : Les conduites en PEHD sont flexibles ce qui facilite leur installation notamment dans des terrains accidentés ou en présence d'obstacles.
- **Bonne résistance aux chocs** : Le PEHD résiste aux chocs et aux vibrations ce qui réduit les risques de dommages physiques et de fuites d'eau potable.
- **Légèreté** : Le PEHD est un matériau léger ce qui facilite son transport et son installation réduisant ainsi les coûts et les efforts logistiques.



Figure IV.3 : Les conduites en PEHD

b) Conduite en acier

Les conduites en acier offrent de nombreux avantages lorsqu'il s'agit de transporter de l'eau potable. Voici quelques-uns des principaux avantages :

- **Durabilité** : Les conduites en acier sont reconnues pour leur durabilité exceptionnelle. Elles sont capables de résister à des conditions extrêmes, comme les variations de température, les pressions élevées et les chocs mécaniques. Cela signifie qu'elles ont une durée de vie plus longue par rapport à d'autres matériaux de tuyauterie, ce qui réduit les coûts d'entretien à long terme.
- **Résistance à la corrosion** : L'acier est naturellement résistant à la corrosion, ce qui en fait un choix approprié pour les conduites d'eau potable. La corrosion peut entraîner une détérioration des conduites et la libération de substances indésirables dans l'eau potable. Les conduites en acier aident donc à prévenir ces problèmes et à maintenir la qualité de l'eau.
- **Capacité de transport** : Les conduites en acier ont une capacité de transport élevée, ce qui permet de maintenir un débit constant même sur de longues distances. Elles offrent également une résistance minimale à l'écoulement, ce qui permet aux systèmes de distribution de fonctionner de manière plus efficace, réduisant ainsi les coûts d'énergie.
- **Flexibilité dans la conception** : L'acier est un matériau très flexible lorsqu'il s'agit de concevoir des systèmes de distribution d'eau potable. Il peut être utilisé pour créer des conduites de différentes formes et tailles, ce qui permet une adaptation facile aux besoins spécifiques d'un projet. Cette flexibilité aide à minimiser les pertes d'eau, à réduire la complexité de l'installation et à améliorer l'efficacité du réseau.
- **Respect de l'environnement** : Les conduites en acier sont recyclables à 100 %. Cela signifie qu'elles peuvent être récupérées et réutilisées à la fin de leur durée de vie,

réduisant ainsi les déchets et l'impact environnemental global. De plus, l'acier est un matériau non toxique qui n'altère pas la qualité de l'eau potable, ce qui en fait un choix sûr et respectueux de l'environnement.



Figure IV.4 : les conduites en acier

c) Les conduites en fonte

Les conduites en fonte ont été largement utilisées pendant de nombreuses années pour le transport de l'eau potable, et elles offrent plusieurs avantages importants.

- **Durabilité et longévité** : Les conduites en fonte sont extrêmement durables et ont une longue durée de vie, pouvant dépasser les 100 ans. Elles sont résistantes à la corrosion, aux intempéries et aux variations de température, ce qui les rend idéales pour les infrastructures souterraines exposées à des conditions difficiles.
- **Résistance aux charges externes** : Les conduites en fonte ont une grande résistance aux charges externes, ce qui signifie qu'elles peuvent supporter le poids du sol et des bâtiments qui les entourent sans subir de déformations ou de dommages importants. Cela les rend particulièrement adaptées aux zones urbaines où il peut y avoir une pression importante exercée sur les conduites.
- **Bonne résistance à la pression** : Les conduites en fonte sont capables de supporter des pressions élevées, ce qui est essentiel pour le transport efficace de l'eau potable sur de longues distances. Elles sont également résistantes aux chocs hydrauliques, ce qui contribue à éviter les ruptures et les fuites.
- **Faible rugosité interne** : Les conduites en fonte présentent une surface interne relativement lisse, ce qui réduit la friction de l'eau lors de son passage à travers les conduites. Cela permet une meilleure efficacité hydraulique, une diminution des pertes de charge et une amélioration du débit.
- **Facilité d'installation** : Les conduites en fonte sont relativement faciles à installer, notamment grâce à leur flexibilité et à la variété d'éléments de raccordement disponibles.

sur le marché. Cela permet de réduire les coûts et les délais de mise en œuvre lors de la construction ou de la réhabilitation des réseaux de distribution d'eau potable.

- **Bonne isolation phonique** : Les conduites en fonte ont une bonne capacité d'isolation phonique, ce qui réduit les nuisances sonores liées au transport de l'eau potable. Ceci est particulièrement important dans les zones résidentielles où le bruit peut être un facteur de qualité de vie.
- **Respect de l'environnement** : Les conduites en fonte sont fabriquées à partir de matériaux recyclables, contribuant ainsi à la préservation des ressources naturelles. De plus, leur longue durée de vie réduit la nécessité de remplacement fréquent, ce qui génère moins de déchets et a un impact environnemental moindre.

IV.5- Description du schéma d'adduction

L'alimentation en eau potable des onze (11) agglomération prendra naissance à partir du réservoir 40.000m³ dessalement carrière. (CR :184.5m - TP : 188.5 m). Ce réservoir alimentera par une conduite gravitaire la station de reprise situé à une cote de 157 m. A partir de la station de reprise deux (02) conduites de refoulement alimentera :

- ✚ Un réservoir projeté à la crête d'*El Ardja*, à la cote 376m environ, destiné à satisfaire les besoins en eau des habitants de la *Zone I* et la *Zone II*.
- ✚ Un réservoir projeté à la crête de *Touara*, à la cote 408 m environ, destiné à satisfaire les besoins en eau des habitant de *Zone III*, *Zone IV*, et la *Zone V*.

Le tracé de ces conduites d'adduction suivra dans sa majeure partie les pistes existantes.

IV.6. Etude technico-économique des conduites

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes, c'est-à-dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge.

IV.7- Calcul hydraulique des adductions

IV.7.1- Choix de diamètres

La perte de charge due au frottement de l'eau dans les conduites varie en sens inverse du diamètre des tuyaux : aussi y va-t-il intérêt à augmenter celui-ci pour diminuer la dépense de la force motrice nécessaire au refoulement ; cependant, la dépense d'amortissement de la conduite se trouve ainsi accrue.

On conçoit donc qu'il existe un diamètre économique pour lequel la somme de ces deux dépenses est minimale.

✚Relation de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

✚Relation de BRESSE :

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

✚Formule de VIBERT :

$$D = k \left(\frac{e}{f} \right)^{0,154} Q^{0,46} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- Déc : diamètre économique de la conduite (m) ;
- Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- k : Coefficient dépendant du nombre d'heures de marche du groupe, de la durée d'amortissement et du taux d'intérêt de l'investissement. ;
- f = prix de la conduite posée par kilogramme ;
- e = prix du kilowattheure.

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations de BONNIN et BRESSE.

IV.7.2- Calcul de la vitesse

La vitesse se calcule selon la formule suivante :

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

Avec :

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

IV.7.3- Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge représentent la chute de pression totale due aux divers frottements inévitables subis par l'air en mouvement et s'expriment en Pascals.

Les pertes de charge peuvent être

- ✚ **Linéiques ou régulières** : elles correspondent alors à l'écoulement le long des conduites.
- ✚ **Singulières** : elles se manifestent sur les pièces spéciales qui modifient la direction ou la section de passage du fluide (raccord, T, vannes, soupapes, etc.).

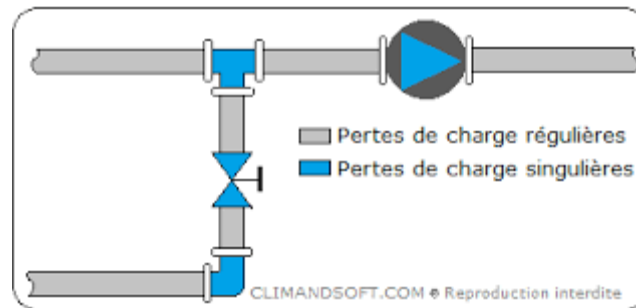


Figure IV.5 : type de pertes de charge

IV.7.3.1- Pertes de charge linéaires

Linéaires (ou répartie sur toute la longueur de la conduite): due aux flottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations. L'expression universelle suivante (formule dite de Darcy-Weisbach) :

$$Jl = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

L : est la longueur totale de la conduite (en m) ;

λ : est le coefficient de perte de charge ;

V : la vitesse d'écoulement (m/s)

Q : le débit véhiculé dans la conduite (m³/s)

D : diamètre de la conduite (m)

g : accélération de la pesanteur (g=9.81 en m³/s).

➤ Coefficient de perte de charge

Le coefficient de perte de charge λ dépend du type d'écoulement et de la qualité du tube.

✚ Ecoulement laminaire :

Pour un écoulement laminaire dans une conduite cylindrique horizontale, le coefficient de friction s'écrit :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (\text{IV.6})$$

✚ **Ecoulement turbulent rugueux**

λ sera calculé avec la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \cdot \ln \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

λ : coefficient de frottement absolu des tuyaux ;

ε : la rugosité absolue ;

D : Diamètre de la conduite ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative.

✚ **Ecoulement de transition**

λ sera calculé avec la formule de Blasius suivante :

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{0,25}} \quad (\text{IV.8})$$

➤ **Le nombre de Reynolds**

Sur le plan pratique des écoulements, le nombre de Reynolds est un indicateur de la nature de l'écoulement. En effet, le nombre de Reynolds exprime le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité lors de l'écoulement.

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.9})$$

Où

V : la vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : la viscosité cinématique du liquide (m²/s);

Viscosité cinématique de l'eau usée (1.06 *10⁻⁶ m²/s pour une température de 20° C) ;

Viscosité cinématique de l'eau claire (1.3 *10⁻⁶ m²/s pour une température de 20° C).

✚ En fonction du nombre de Reynolds nous avons la classification suivante :

- Re < 2100 le régime est laminaire stable ;
- 2100 < Re < 4000 le régime est transitoire ;
- Re > 4000 le régime est turbulent.

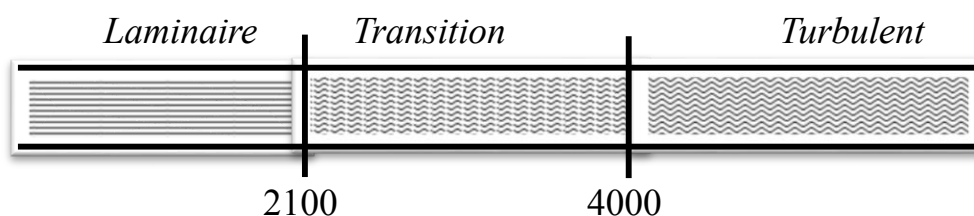


Figure IV.6 : les régimes d'écoulement en fonction du nombre de Reynolds

➤ La rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des rugosités de la paroi du tuyau. La rugosité relative (ε/D) est le rapport de la rugosité absolue au diamètre de la conduite.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha t \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- ε : Rugosité de service ou absolue ;
- α : Coefficient de vieillissement ;
- T : la durée d'utilisation de la conduite ;
- ε_0 : Rugosité à l'état neuf des tuyaux.

Le tableau présenté ci-dessous donne la rugosité de quelques matériaux.

Tableau IV.1: Coefficients de rugosité de quelques matériaux

Matériaux	Prandtl- Colebrook K(mm)		Hazen - Williams C	
	Neuve	En service	Neuve	En service
Fonte ductile	0,03	0,2	140	110
Acier	0,03	0,1	120	90
Polyéthylène	0,005	0,03	150	140

IV.7.3.2 - Pertes de charge singulières J_s

Les pertes de charge singulière, également appelées pertes de charge locales, se produisent à des endroits spécifiques dans le système, tels que les coudes, les rétrécissements, les élargissements, les vannes, les raccords, etc. Ces pertes sont causées par des phénomènes tels que la turbulence, la séparation du flux ou la conversion d'énergie cinétique en énergie de fluide. Les pertes de charge singulière sont généralement exprimées en termes de coefficient de perte de charge, qui dépend de la géométrie de l'élément perturbateur et des propriétés du fluide. Ces pertes de charges, notées (J_s), représentent 15% des pertes de charges linéaires.

Soit :

$$J_s = J_l \times 0,15 \quad (\text{IV.11})$$

IV.7.3.3- Les pertes de charges totales (J_t)

Les pertes de charge totale, également appelées pertes de charge linéaires, représentent la somme des pertes de charge singulières le long du système. Elles sont généralement exprimées en termes de perte de charge par unité de longueur, telle que la perte de charge par mètre ou par kilomètre. Les pertes de charge totale représentent la perte d'énergie due aux frottements tout au long de la conduite ou du système. Ces pertes dépendent de facteurs tels que la longueur de la conduite, le débit du fluide, le diamètre de la conduite, la rugosité de la paroi et les propriétés du fluide.

Celle-ci est donnée par la relation suivante :

$$J_t = 1.15 \times J_s \quad (\text{IV.12})$$

IV.7.4 -La hauteur manométrique totale HMT

La hauteur manométrique totale (HMT) est une mesure utilisée pour évaluer les pertes de charges totales dans un système hydraulique. Elle représente la différence de pression entre deux points du système, exprimée en unité de hauteur (généralement en mètres ou en kilo pascals). Elle est calculée en additionnant les pertes de charges singulières et les pertes de charges régulières le long du trajet du fluide.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- H_g : la hauteur géométrique ;
- H_t : perte de charge totale

IV.7.5 -La puissance absorbée par la pompe

Pour calculer la puissance absorbée par la pompe, il est nécessaire de prendre en compte à la fois les pertes de charge singulières et les pertes de charge dues à la friction. Cela permet de dimensionner correctement la pompe et de s'assurer qu'elle est capable de fournir la pression et le débit nécessaires pour surmonter ces pertes de charge.

On peut la calculer par la relation suivante :

$$p = \frac{g \times Q \times Hmt}{n} \quad (IV.14)$$

Avec :

- P : puissance absorbée par la pompe en (kWh) ;
- Hmt : hauteur manométrique de la pompe en (m) ;
- η : le rendement de la pompe en % (dans notre cas on prend 75 %)
- g: accélération de la pesanteur ;
- Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s).

IV.7.6- L'énergie consommée par la pompe

Lorsque nous parlons de l'énergie consommée par une pompe, nous faisons référence à la quantité d'énergie nécessaire pour faire fonctionner la pompe et déplacer le fluide qu'elle manipule.

L'énergie consommée annuellement par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \quad (IV.15)$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe en (KWh /an) ;
- P : Puissance absorbée par la pompe (KWh) ;
- t : nombre d'heure de pompage.

IV.7.7- Les frais d'exploitation et le cout d'énergie

On peut le calculer par la relation suivante :

$$Fex = E \times e \quad (IV.16)$$

Avec :

- F_{ex} : frais d'exploitation en DA ;
- E : énergie consommée par la pompe en (KWh) ;
- e: Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4,472 DA) .

IV.7.8 -Les frais d'amortissement

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

$$Fam = Pr \times A \quad (IV.17)$$

Avec :

Pr : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassement (DA) ;

A : coefficient d'annuité est calculé par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- i : taux d'annuité (8%)
- n : nombre d'années d'amortissement (30 ans)

d'où $A = 0.089$

IV.7.9 - Le bilan des frais

C'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement en (DA) :

$$Bl = Fex + Fam \quad (\text{IV.19})$$

IV.7.10 – Dimensionnement des conduites d'adduction

IV.7.10.1- Partie refoulement

a. Tronçon : SR-RT1 (Touara)

➤ Caractéristique du tronçon :

- Débit : $Q = 0.00849 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Type de matériau : la fonte ductile.
- Longueur : 2890 m.
- La rugosité : $0.2 \times 10^{-3} \text{ m}$
- Cote d'arrivé : 412 m.
- Cote de départ : 157 m.
- Hauteur géométrique : $H_g = \text{Cote d'arrivé} - \text{Cote départ}$.

➤ Calcul de diamètre :

- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{0.00849} = 0.092 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESSE}} = 1.5 \times \sqrt{0.00849} = 0.138 \text{ m}$.

Les diamètres normalisés choisis pour la fonte sont selon le fabricant : 100 ; 125 mm

➤ Calcul des pertes de charge totale (Δh_t) et la HMT en fonction du diamètre :

Les calculs des hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Variation des HMT en fonction du diamètre du tronçon SR-RT1

D(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Re	L(m)	ln(ε/D)	λ	Δht (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,1	0,008489	1,081	83182,54	2890	-6,215	0,024	47,107	255	302,11
0,125	0,008489	0,692	66546,03	2890	-6,438	0,022	14,561	255	269,56

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

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau :

Tableau IV.3: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre du tronçon SR-RT1

D (m)	Q(m ³ /s)	HMT (m)	P(kW)	E (kWh)	Fexp (Da/KWh)
0,1	0,00849	302,107	33,544	244870,62	1094571,68
0,125	0,00849	269,561	29,930	218490,99	976654,73

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

Les calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR-RT1.

D (m)	Prix (Da)	L (m)	A	Dep (Da)	Famo (Da/KWh)
0,1	3404	2890	0,089	9837560	875542,84
0,125	4179	2890	0,089	12077310	1074880,59

➤ **Calcul du bilan des couts de l'exploitation :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau

Tableau IV.5: calcul de bilan du tronçon SR-RT1.

D (m)	Fexp (Da/KWh)	Famo (Da/KWh)	Bilan (Da)
0,1	1094571,68	875542,84	1970114,52
0,125	976654,73	1074880,59	2051535,32

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre 100 en fonte ductile dont la vitesse est de 1.081 m/s.

b. Tronçon : SR-RT2 (El Ardja)

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0,01027 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Type de matériau : Acier.
- Longueur : $L = 1717 \text{ m}$.
- La rugosité : $0.1 \times 10^{-3} \text{ m}$.
- Cote d'arrivé = 380 m.
- Cote départ : 157 m.

➤ **Calcul de diamètre :**

- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{0.01027} = 0.101 \text{ m.}$
- $D_{\text{BRESSE}} = 1.5 \times \sqrt{0.01027} = 0.152 \text{ m.}$

Les diamètres normalisés choisis pour l'acier sont selon le fabriquant : 100; 125; 150 mm

➤ **Calcul des pertes de charge totale (Δh_t) et la HMT en fonction du diamètre :**

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau.

Tableau IV.6: Variation des HMT en fonction du diamètre SP-RT2.

D(m)	Q(m3/s)	V(m/s)	Re	L(m)	ln(ϵ/D)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,1	0,010267	1,307	100560,350	1717	-6,9077552	0,020	34,305	223	257,305
0,125	0,010267	0,837	80448,280	1717	-7,130898	0,019	10,656	223	233,656
0,15	0,010267	0,581	67040,234	1717	-7,3132203	0,018	4,103	223	227,103

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

Tableau IV.7: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre du diamètre SP-RT2.

D (m)	Q(m3/s)	HMT (m)	P(kW)	E (kWh)	Fexp (Da/KWh)
0,1	0,01027	257,305	34,555	252254,71	1127578,55
0,125	0,01027	233,656	31,379	229069,38	1023940,15
0,15	0,01027	227,103	30,499	222645,72	995226,36

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

Les calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-RT2.

D (m)	Prix (Da)	L (m)	A	Dep (Da)	Famo (Da/KWh)
0,1	12000	1717	0,089	20604000	1833756
0,125	14000	1717	0,089	24038000	2139382
0,15	16000	1717	0,089	27472000	2445008

➤ **Calcul du bilan des couts de l'exploitation :**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau.

Tableau IV.9: calcul de bilan du tronçon SP-RT2.

D (m)	Fexp (Da/KWh)	Famo (Da/KWh)	Bila, (Da)
0,1	1127578,55	1833756	2961334,55
0,125	1023940,15	2139382	3163322,15

0,15	995226,36	2445008	3440234,36
------	-----------	---------	------------

Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre 125 mm dont la vitesse est de 0.837 m/s.

IV.7.10.2- Partie gravitaire

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre V min et V max :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} \quad (\text{IV.20})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\min} \times \pi}} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

- V min : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V max : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 à 2 m/s ;
- D min : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D max : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).

a. Tronçon : Réservoir de stockage – station de reprise (R40000-SR)

- **Caractéristiques du tronçon :**
 - Q = 0,018758 m³/s
 - Type de matériau : PEHD
 - Longueur : 3362 m.
 - La rugosité : 0.03 × 10⁻³ m
 - Cote départ : 184.5 m.
 - Cote d'arrivé : 159.5 m.

➤ Calcul de diamètre :

En utilisant les formules (IV.20) et (IV.21)

- D_{min} = 0,126 mm
- D_{max} = 0,219 mm

Les diamètres normalisés choisis pour le PEHD sont selon le fabricant : 160 et 200 m

Tableau IV.10: Variation des Δht en fonction du diamètre du tronçon R-SR.

Dext (m)	Dint (m)	Q(m3/s)	V(m/s)	Re	L(m)	ln(ϵ/D)	λ	Δht (m)	Hg (m)
0,16	0,1276	0,018758	1,468	144052,01	3362	-8,35	0,014	47,988	25
0,2	0,1596	0,018758	0,938	115169,40	3362	-8,57	0,014	14,975	25

Conclusion :

On optera pour un diamètre de 200 mm avec une perte de charge $\Delta ht(m)=14.975$ m qui est inférieure à $Hg = 25$ m, avec une vitesse acceptable de 0.938 m/s.

➤ **Calcul des pertes de charges créent par la vanne :**

$$\Delta hv = Hg - \Delta ht \tag{IV.22}$$

Avec :

- Δht : pertes de charge totales ;
- Δhv : pertes de charge créés par la vanne.

Application numérique :

$$\Delta hv=25-14.975 \quad \rightarrow \quad \Delta hv=10.025 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :**

$$\Delta hv = \epsilon \times \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow \quad \epsilon = \Delta hv \times \frac{2g}{v^2} = 223.503$$

D’après la figure ci-dessous, on trouve que l’angle d’ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 62^\circ$.

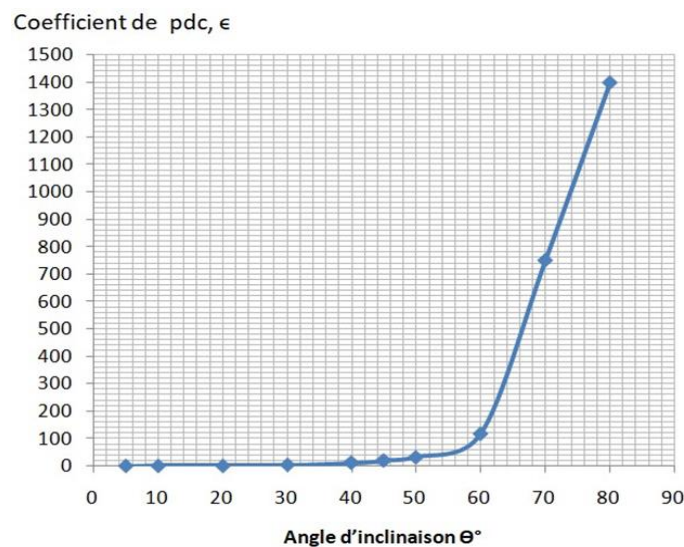


Figure IV.7 : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d’une vanne à papillon en fonction de son degré d’ouverture.

b. Tronçon : RT2-R5**➤ Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0,00249 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Type de matériau : PEHD
- Longueur : 2500 m.
- La rugosité : $0.03 \times 10^{-3} \text{ m}$
- Cote départ : 376m.
- Cote d'arrivé : 354 m.

➤ Calcule de diamètre :

- $D_{\min} = 0,040 \text{ mm}$
- $D_{\max} = 0,080 \text{ mm}$

Les diamètres normalisés choisis pour le PEHD sont selon le fabricant : 63 ; 75 et 90 mm

Tableau IV.11: Variation des Δh_t en fonction du diamètre RT2-R5.

Dext(m)	Dint(m)	Q(m3/s)	V(m/s)	Re	L(m)	ln(ϵ/D)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,063	0,047	0,002493	1,438	51971,67	2500	-7,3567	0,018	115,56	22
0,075	0,0562	0,002493	1,005	43463,85	2500	-7,5355	0,017	45,38	22
0,09	0,0716	0,002493	0,619	34115,48	2500	-7,7777	0,016	12,81	22

Conclusion :

On optera pour un diamètre de 90 mm avec une perte de charge $\Delta h_t(m) = 12.81 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 22 \text{ m}$, avec une vitesse de 0.619 m/s.

➤ Calcul des pertes de charges créent par la vanne :

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créés par la vanne.

Application numérique :

$$\Delta h_v = 22 - 12.81 \quad \rightarrow \quad \Delta h_v = 9.188 \text{ m}$$

➤ Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow \quad \epsilon = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2} = 469.871$$

D'après la figure (IV.7), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 66^\circ$

c. Tronçon : RT1-R4**➤ Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0,00202 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Type de matériau : PEHD.
- Longueur : 2400 m.
- La rugosité : $0,03 \times 10^{-3} \text{ m}$
- Cote départ : 208 m.
- Cote d'arrivé : 412 m.

➤ Calcul de diamètre :

- $D_{\min} = 0,036$
- $D_{\max} = 0,072$

Les diamètres normalisés choisis pour le PEHD sont selon le fabricant : 50, 63 et 75 mm

Tableau IV.12: Variation des Δh_t en fonction du diamètre RT1-R4.

Dext(m)	Dint(m)	Q(m3/s)	V(m/s)	Re	L(m)	ln(ϵ/D)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,05	0,0416	0,002021	1,488	47608,97	2400	-7,2347	0,018	138,110	196
0,063	0,0524	0,002021	0,938	37796,44	2400	-7,4655	0,017	41,298	196
0,075	0,0624	0,002021	0,661	31739,32	2400	-7,6401	0,017	16,580	196

Conclusion :

On optera pour un diamètre de 50 mm avec une perte de charge $\Delta h_t(m) = 138.110$ m qui est inférieure à $H_g = 196$ m, avec une vitesse acceptable de 1.488 m/s.

➤ Calcul des pertes de charges créent par la vanne :

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t \quad (\text{IV.22})$$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créées par la vanne.

Application numérique :

$$\Delta h_v = 196 - 138.110 \rightarrow \Delta h_v = 57.890 \text{ m}$$

➤ Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g} \rightarrow \epsilon = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2} = 513.125$$

D'après la figure (IV.6), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de

$$\Theta = 66^\circ$$

d. Tronçon : RT1-R3**➤ Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0,00404 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Type de matériau : PEHD
- Longueur : 1800 m.
- La rugosité : $0.03 \times 10^{-3} \text{ m}$
- Cote départ : 408 m.
- Cote d'arrivé : 194m.

➤ Calcul de diamètre :

- $D_{\min} = 0,051 \text{ mm}$
- $D_{\max} = 0,101 \text{ mm}$

Les diamètres normalisés choisis pour le PEHD sont selon le fabricant : 63,75 et 90 mm

Tableau IV.13: Variation des Δh_t en fonction du diamètre RT1-R3.

Dext(m)	Dint(m)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Re	L(m)	ln(ϵ/D)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,063	0,0562	0,004042	1,630	70481,81	1800	-7,535	0,017	85,928	214
0,075	0,0716	0,004042	1,004	55322,32	1800	-7,778	0,016	24,257	214
0,09	0,0878	0,004042	0,668	45114,78	1800	-7,982	0,016	8,369	214

Conclusion :

On optera pour un diamètre de 63 mm avec une perte de charge $\Delta h_t(m) = 85.928 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 214 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de 1.630 m/s.

➤ Calcul des pertes de charges créent par la vanne :

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créés par la vanne.

Application numérique :

$$\Delta h_v = 214 - 85.928 \quad \rightarrow \quad \Delta h_v = 128.072 \text{ m}$$

➤ Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2g} \quad \rightarrow \quad \epsilon = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2} = 945,332$$

D'après la figure (IV.6), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 74^\circ$

IV.7.11- Vérification du coup de bélier

IV.7.11.1- définition du coup de bélier

Le coup de bélier, techniquement appelé choc hydraulique, est un phénomène de tuyauterie qui se produit lorsqu'un fluide en mouvement est forcé de s'arrêter ou de changer de direction brusquement. Il se produit principalement dans les liquides, comme l'eau, en raison de l'incompressibilité, mais il peut également se produire dans les gaz. Le changement soudain de la dynamique du fluide, généralement dû à la fermeture d'une vanne, provoque une poussée de pression qui envoie une onde à la vitesse du son dans les deux sens dans le réseau de canalisations. L'effet du coup de bélier est associé à un bruit de claquement qui peut se répéter plusieurs fois avant que la pression ne se dissipe. La surpression peut être plusieurs fois supérieure à la limite de pression de fonctionnement du système de tuyauterie, ce qui peut endommager la tuyauterie, l'équipement fixé à la tuyauterie et, dans certains cas, constituer un danger pour les personnes et l'environnement.



Figure IV.8 : Les effets des coups de bélier peuvent aller jusqu'à l'éclatement des canalisations.

IV.7.11.2- Cause du phénomène

Le coup de bélier se produit dans un système de canalisations lorsque le fluide se heurte à une paroi et que la force exercée provoque une poussée de pression dans le réseau de canalisations. La paroi la plus courante est la fermeture rapide d'une vanne. En examinant quelques applications courantes, nous pouvons voir comment le coup de bélier se produit dans ces cas :

✚ **Demande résidentielle** : Dans une application résidentielle, lorsqu'un lave-vaisselle ou un lave-linge coupe l'eau, une électrovanne se ferme rapidement et peut provoquer un effet de coup de bélier. En général, il ne cause pas de dommages, mais on peut l'entendre.

- ✚ **Procédés industriels** : Des opérations similaires dans les processus industriels, comme la fermeture rapide d'une vanne en aval d'une pompe en marche, peuvent entraîner des coups de bélier. D'autres procédés industriels sont également utilisés :
- **Arrêt soudain d'une pompe étanche** : Lorsqu'une colonne d'eau se déplace dans une pompe (une pompe volumétrique, et non une pompe roto dynamique), un arrêt soudain de la pompe sans ralentissement progressif provoque un coup de bélier. Dans ce cas, la pompe agit comme une vanne en aval qui se ferme soudainement.
 - **Fermeture brutale d'un clapet anti-retour** : Un coup de bélier peut se produire lorsqu'un clapet anti-retour se ferme. Les clapets anti-retour peuvent se fermer presque instantanément si la pression différentielle est inférieure aux spécifications du clapet.
 - **Dans la production de vapeur** : Lors du démarrage de la production de vapeur, le taux élevé de condensation entraîne la formation d'un bouchon de condensat liquide qui se déplace à grande vitesse. Lorsque ce liquide rencontre un virage serré, le phénomène de coup de bélier se produit.
 - **En amont d'une pompe en marche** : L'effet inverse se produit lorsqu'une vanne en amont d'une pompe en marche est soudainement fermée, ce qui entraîne un vide juste après la vanne. Cette dépression peut entraîner l'implosion de la conduite.
 - **Remplissage initial du tuyau** : Un autre type de coup de bélier se produit lorsqu'un tuyau vide est rempli d'eau à grande vitesse et que l'air est libéré par un petit trou. Lorsque l'air est complètement évacué de la conduite, l'écoulement de l'eau est soudainement interrompu, ce qui entraîne une surpression.

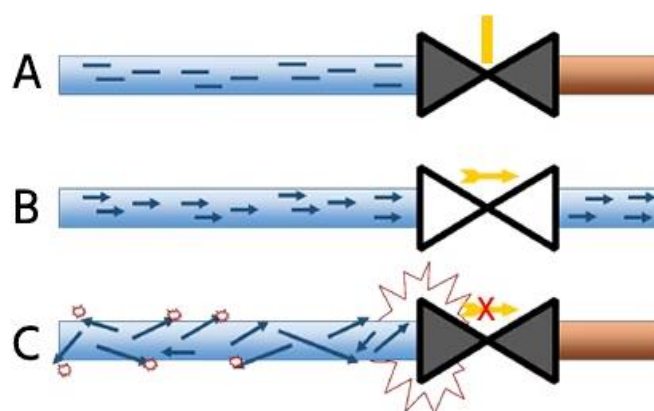


Figure IV.9 : L'effet du coup de bélier est converti en ondes de pression qui se déplacent

IV.7.11.3 - Effets des coups de bélier

Le résultat le plus élémentaire du coup de bélier est le bruit de claquement et les vibrations lorsque l'onde rebondit dans un réseau de canalisations. Les vibrations peuvent affaiblir les

joints et les raccords des tuyaux, déformer les tuyaux et affaiblir les supports et les suspensions. Elle peut également entraîner des fuites, des dommages aux conduites et aux équipements (instruments, pompes, manomètres) fixés à la conduite.

IV.7.11.4 - Comment prévenir les coups de bélier

Lors de la conception et de la construction du réseau de canalisations, il est essentiel d'évaluer le risque de coup de bélier dans le système de canalisations et de mettre en place des mesures préventives. Il convient d'étudier attentivement la méthode de contrôle de l'écoulement des fluides. Les mesures possibles pour atténuer les coups de bélier sont les suivantes :

- **Éviter les vannes à fermeture rapide** : Les vannes manuelles doivent être fermées lentement, en particulier lorsque les pompes fonctionnent encore. Les électrovannes à fermeture rapide doivent être évitées en l'absence d'autres mesures d'atténuation. À des fins domestiques, les robinets à siège incliné ou les robinets à tournant sphérique manuels que l'on ferme lentement sont d'excellents robinets à utiliser dans les systèmes d'eau potable".
- **Installer des réservoirs d'expansion, des châteaux d'eau, des réservoirs d'équilibre ou des accumulateurs hydrauliques** : Ces systèmes captent les coups de bélier en permettant la dilatation du fluide et empêchent les coups de bélier.
- **Réduire la pression de fonctionnement** : Très souvent, la pression d'alimentation principale n'est pas nécessaire sur l'ensemble du réseau de canalisations. La réduction de la pression au niveau local permet d'éviter les coups de bélier.
- **Installer des tuyaux à haute pression** : Cela n'empêche pas les coups de bélier mais évite d'endommager le tuyau.
- **Procédure d'exploitation des processus** : Les procédures de démarrage et d'arrêt doivent tenir compte des effets des coups de bélier.
- **Installer des vannes de purge et des vannes d'air** : Les soupapes d'air permettent de réduire les zones de basse pression qui empêchent l'accélération du fluide. Les soupapes de décharge permettent d'évacuer la pression excédentaire dans le flux.

IV.7.11.5- Etude du coup bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions ainsi que la valeur numérique du coup de bélier dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

IV.7.11.5.1 - Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} \quad (\text{IV.24})$$

D'où :

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

Tableau IV.14 : Valeurs du coefficient k

Matériaux	k
Acier	0.5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0.59
PEHD	83
PVC	33
Béton	5

✚ 1er Cas : Fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :

$$T < 2 \times \frac{L}{a} \quad (\text{IV.25})$$

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

La valeur maximale du coup de bélier (B) est :

$$B = a \times \frac{v_0}{g} \quad (\text{IV.26})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

a) La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{IV.27})$$

b) La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$Hd = H_0 - B \quad (IV.28)$$

Où :

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + Pat \quad (IV.29)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- Pat : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

🚧 2eme Cas : Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que :

$$T > 2 \times \frac{L}{a} \quad (IV.30)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = 2 \times L \times \frac{v_0}{g \times T_0} \quad (IV.31)$$

IV.7.11.6- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons

Vu que le coup de bélier est plus important dans le cas de la fermeture brusque de la vanne, par conséquent, nous limiterons nos calculs à ce cas seulement.

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

Tableau IV. 15 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

Tronçons	D (mm)	e (mm)	v (m/s)	a (m/s)	B(m)	H0 (m)	Hs (m)	Hd (m)	Pression maximal de fonctionnement (PMF)
SR-RT1 (fonte)	100	5,97	1,081	1297,891	143,0193	265	408,019	121,981	720
SR-RT2 (Acier)	125	3,1	0,837	1196,500	102,0867	233	335,087	130,913	590

D'après les résultats du tableau ci-dessous, on remarque que les surpressions ne dépassent pas la pression maximale de fonctionnement des conduites d'adduction, ainsi que pour les dépressions sont toutes positive et largement supérieures à la valeur minimale requise dans les tronçons. De ce fait, aucun dispositif anti bélier n'est nécessaire.

IV.8- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des conduites d'adduction, en optant pour le PEHD pour l'adduction gravitaire, la fonte ductile et l'acier pour l'adduction en refoulement. L'étude technico-économique nous a permis de faire le choix des diamètres optimaux des différents tronçons dont les principales caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Récapitulatif sur le réseau d'adduction.

Tronçon	SR-RT1	SR-RT2	R-SR	RT2-R5	RT1-R4	RT1-R3
Débit (m³/j)	611,192	739,252	1350,57	215,37	174,626	349,25
Longueur (m)	2890	1717	3362	2500	2400	1800
Diamètre(mm)	100	125	200	90	50	63
Matériau	Fonte	Acier	PEHD	PEHD	PEHD	PEHD
Type d'adduction	Refoulement	Refoulement	Gravitaire	Gravitaire	Gravitaire	Gravitaire

Chapitre V : Etude de pompage

V.1- Introduction

Au cœur de tout système hydraulique efficace se trouvent les pompes, les générateurs de débit à la base de tous systèmes hydrauliques, qui servent à déplacer les liquides d'une région de basse pression vers une région à grande pression. Son fonctionnement Du point de vue physique consiste à transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Pour véhiculer un liquide d'un endroit à un autre, la pompe doit fournir une certaine énergie Cette dernière se manifeste sous deux formes :

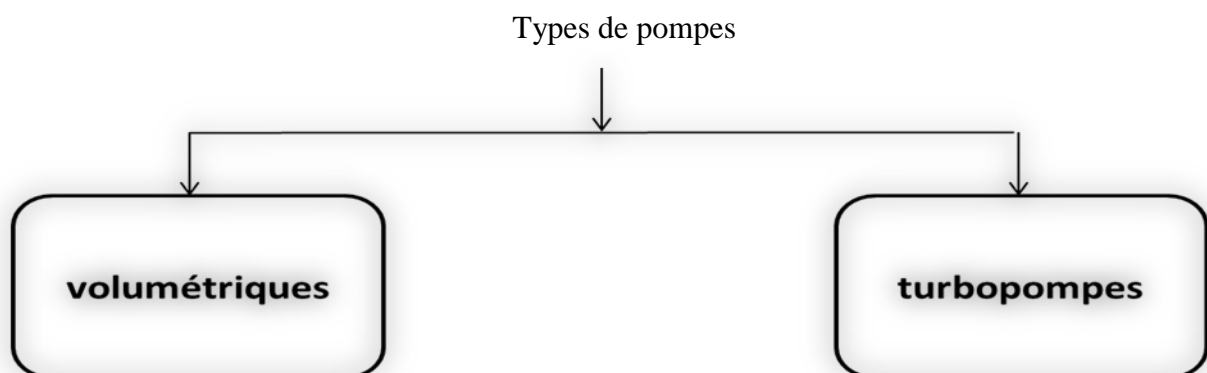
- ✓ Cinétique : pour la mise en mouvement du fluide (le débit).
- ✓ Potentielle : pour accroître la pression en aval.

L'objectif principal de ce chapitre explorant la fonction cruciale que jouent ces dispositifs technologiques dans l'assurance d'une distribution efficace et durable de l'eau potable.

V.2- Rôle des pompes dans les ouvrages hydrauliques

Dans le domaine des ouvrages hydrauliques, les pompes sont vitales pour le transport de l'eau, que ce soit pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation agricole, le drainage des eaux pluviales, ou d'autres applications.

V.3 - Classification des pompes



V.3.1- Pompes volumétriques

Les pompes volumétriques génèrent un flux de liquide en modifiant le volume de réservoirs qui aspirent et propulsent le liquide tour à tour. Des soupapes, activées par la

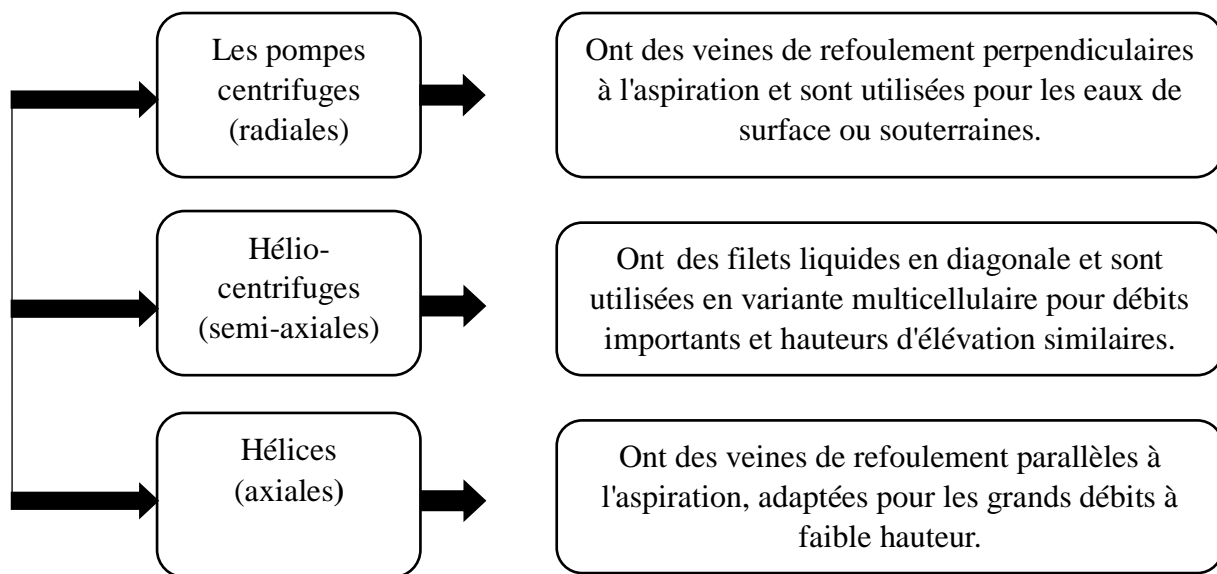
pression du liquide, favorisent généralement un déplacement dans la direction souhaitée. Ces pompes offrent une forte pression et un faible débit, mais ne sont pas appropriées pour les besoins en approvisionnement en eau.

Les pompes volumétriques fonctionnent comme suit : une 1ere action mécanique augmentation de volume et crée un vide à l'aspiration et une deuxième action mécanique diminution du volume et oblige le fluide à pénétrer dans le circuit, c'est la phase de refoulement. Les pompes volumétriques peuvent être :

- Pompes alternatives : sont à piston, à diaphragme, à cylindre, à vérin.
- Pompes rotatives : sont des pompes à vis, à engrenages, à palettes, à lobes.

V.3.2- Les turbopompes

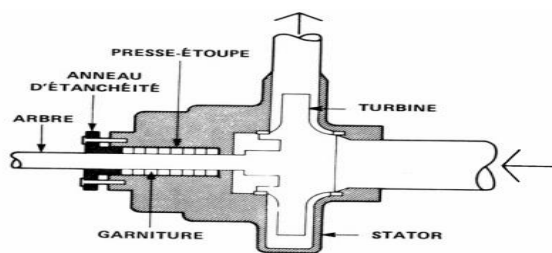
Appelées aussi pompes à aubes, fonctionnent en utilisant la force centrifuge pour élever la pression du fluide. Elles sont couramment utilisées dans les systèmes de refoulement d'eau. Font partie d'une catégorie englobant [7]:



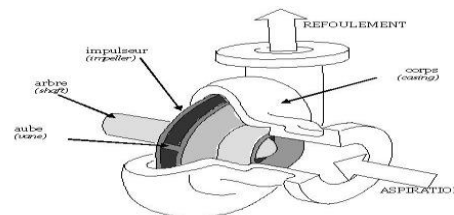
Les pompes de ce groupe peuvent fonctionner pour des débits allant jusqu'à $10^5 \text{ m}^3 / \text{h}$ et à plus si nécessaire. Leur classification est déterminée selon les critères suivants :

- **Suivant le nombre de la roue :** pompes monocellulaire ou multicellulaires
- **Suivant la forme des aubages et de la vitesse spécifique :**

- ✓ Pompes centrifuges pures ($20 < n_s < 100$),
- ✓ Pompes hélico-centrifuges ($100 < n_s < 150$),
- ✓ Pompes hélices ($150 < n_s < 300$).
- ❖ **Suivant la direction de l'axe :**
 - ✓ Pompes à axe vertical,
 - ✓ Pompes à axe horizontal.
- ❖ **Suivant la position de la pompe par rapport au niveau d'aspiration :**
 - ✓ Pompe immergée,
 - ✓ Pompe non immergée.



Pompe centrifuge-coup transversale



Pompe centrifuge

Figure V.1 : Pompes centrifuges.

V.4 -Fonctionnement de la pompe centrifuge

Les pompes centrifuges augmentent l'énergie d'un liquide en augmentant sa pression et sa vitesse, puis en convertissant cette énergie cinétique en énergie de pression pour pousser le liquide plus loin dans le système. C'est comme si la pompe transformait l'énergie de mouvement de l'eau en une force de pression pour la déplacer efficacement.

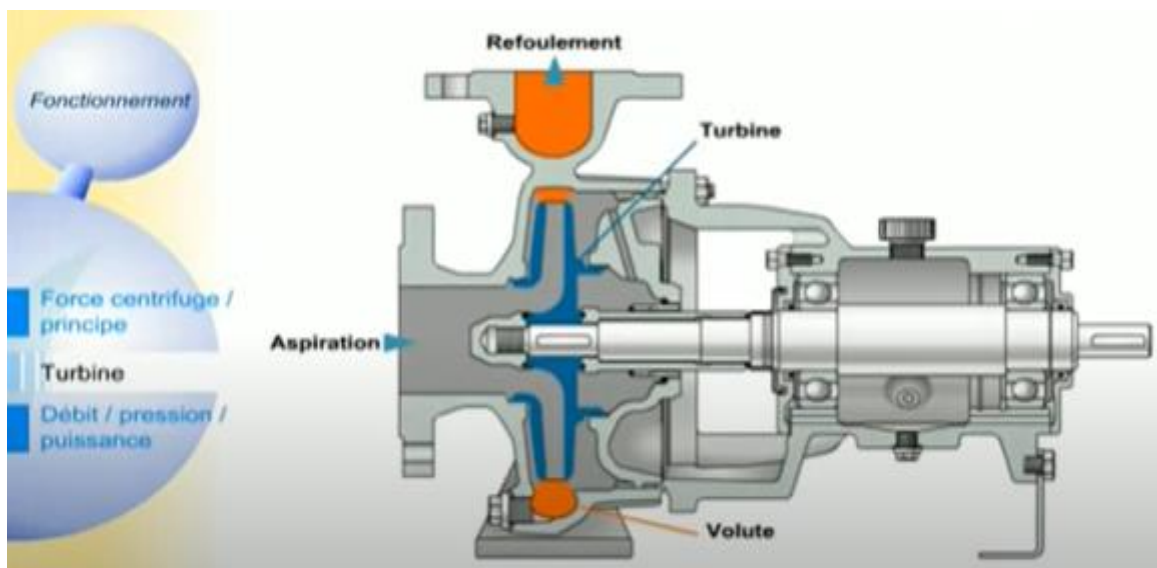


Figure V.2 : Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.

V.5- Principe de construction

La pompe centrifuge se constitue de divers organes, en exemple illustré dans la figure ci-dessous :

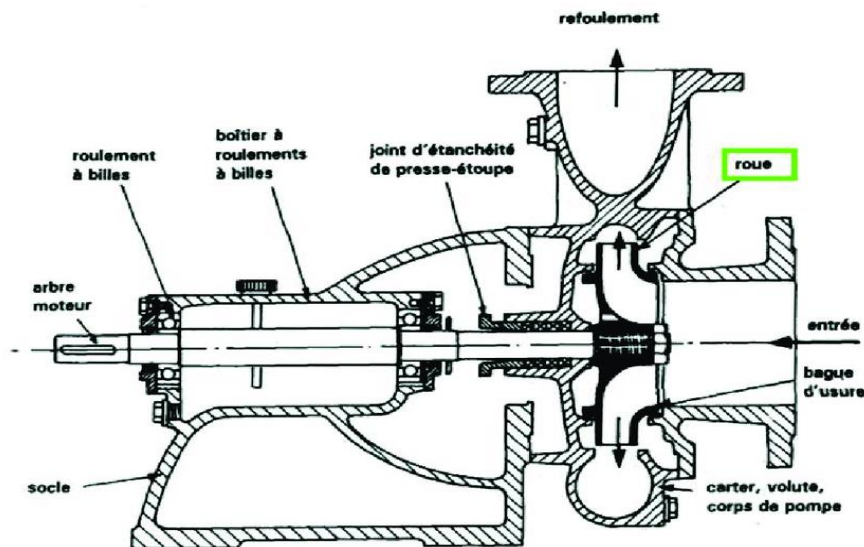


Figure V.3 : Eléments constitutifs d'une pompe centrifuge.

✚ Définition de certains constitutifs de pompe

- **Volute** : corps de la pompe, qui canalise le flux d'abord en aspiration puis en refoulement, il est conçu pour transformer une partie de l'énergie cinétique du liquide en pression
- **Arbre** : L'ensemble des organes de la pompe est monté sur un axe doté d'un mouvement de rotation.
C'est l'arbre d'entraînement de la pompe, sur lequel la roue est liée au moyen d'un organe dit clavette.
- **La tubulure d'aspiration** : est le conduit par lequel le liquide est aspiré de la source vers la pompe. Une pression plus basse à l'intérieur de la pompe qu'à l'extérieur facilite l'entrée du liquide par la tubulure d'aspiration.
- **La roue centrifuge** : composée de pales incurvées et en rotation, propulse le liquide vers l'extérieur en créant une force centrifuge. Cela élève la pression et confère de l'énergie cinétique au liquide.
- **La vis de remplissage** : prévient les dommages en remplissant la pompe de liquide avant de la démarrer, évitant ainsi un démarrage à sec.
- **Les flasques** : positionnés de chaque côté de la pompe, assurent la stabilité des composants internes et empêchent les fuites.

- **Le palier** : Les paliers sont des éléments de support qui permettent à l'arbre de tourner en douceur. Ils réduisent la friction et l'usure entre l'arbre et les parties fixes de la pompe.

V.6- Couplages des pompes

- **Couplage en série**

Dans ce type de couplage, les pompes sont connectées en série, ce qui signifie que le flux de liquide passe successivement à travers chaque pompe. Cela augmente la pression totale du système, mais le débit est limité à celui de la pompe la plus faible. Ce type de couplage est couramment utilisé lorsque de grands débits sont nécessaires.



Figure V.4 : Couplage en série.

- **Couplage en parallèle**

Les pompes sont connectées en parallèle, ce qui signifie que le flux de liquide est réparti entre les différentes pompes, cela permet d'augmenter le débit total du système tout en maintenant une pression constante. Le couplage en parallèle est couramment utilisé lorsque de grands débits sont nécessaires.

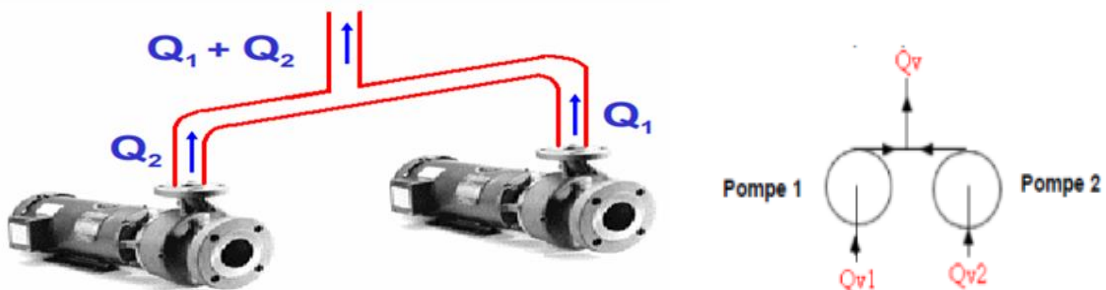


Figure V-5 : Couplage en parallèle.

V.7- Choix de la pompe

Les paramètres agissant sur le choix d'une pompe sont :

-Le débit refoulé

- La hauteur d'élévation de l'eau
- Le rendement de la pompe
- coût -Type de la pompe

V.8- Caractéristiques hydraulique de pompe centrifuge

Les caractéristiques hydrauliques sont essentielles pour comprendre leur fonctionnement et leur performance. Voici quelques caractéristiques hydrauliques importantes des pompes centrifuges :

V.8.1- Débit refoulé

C'est la quantité de liquide que la pompe peut déplacer par unité de temps. Il est mesuré en unités telles que (l/s), (m³/h). La capacité de débit d'une pompe centrifuge dépend de sa conception, de la taille du rotor et de la vitesse de rotation.

V.8.2- Hauteur manométrique totale

La HMT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.1)$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement (m)

A- La hauteur géométrique de refoulement :

C'est la mesure de l'énergie totale disponible pour déplacer le liquide à travers le Système.

B- La hauteur géométrique d'aspiration :

Fait référence à la différence de hauteur entre le niveau du liquide à pomper et centre de la pompe. Elle est également appelée élévation d'aspiration.

C- Les pertes de charges :

Les pertes de charge se réfèrent à l'énergie perdue lorsque l'eau circule dans les tuyaux, que ce soit lors de l'aspiration ou du refoulement. Cette perte d'énergie est mesurée en mètre de hauteur d'eau.

V.8.3- Les puissances

On distingue deux types de puissance :

V.8.3.1- Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance utile du moteur d'entraînement qui est transmise à la pompe notée par (P_a), unité de mesure (KW).

$$P_a = \frac{g \times HMT \times Q}{\eta} \quad (V.2)$$

V.8.3.2- Puissance hydraulique (utile)

C'est la quantité d'énergie nécessaire pour déplacer un fluide d'un point à un autre. Elle dépend du débit de fluide, de la hauteur de refoulement, de la densité du fluide et de l'efficacité mécanique de la pompe. Cette puissance se calcule avec la formule :

$$P_u = g Q H \quad (V.3)$$

V.8.4- Le rendement

Un rendement élevé indique une pompe plus efficace, ce qui signifie qu'elle Consomme moins d'énergie pour fournir le même débit et la même hauteur de refoulement. Il exprime le rapport de la puissance utile à la puissance absorbée :

$$N = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \times Q \times H}{P_a} \quad (V.4)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en (KW).
- P_u : Puissance utile.
- η : Rendement de la pompe.
- H : Hauteur d'élévation en (m).

V.8.5- La vitesse de rotation

C'est la mesure du nombre de rotations complètes effectuées par l'arbre de la pompe en une minute. Elle est généralement exprimée en rotations par minute (RPM).

V.8.6- NPSH (Net Positive Section Head)

NPSH est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

V.8.7- Les courbes caractéristiques de la pompe

La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge représente la relation entre le débit et la hauteur de refoulement. Elle est généralement graphique et permet de visualiser la

performance de la pompe dans différentes conditions de fonctionnement. La courbe caractéristique peut aider à sélectionner la pompe appropriée pour une application donnée.

On distingue trois types de courbe :

- ✓ **La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$** : elle exprime les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- ✓ **Courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$** : elle exprime les variations des débits en fonction des puissances.
- ✓ **La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$** : elle exprime les variations des débits en fonction du rendement.

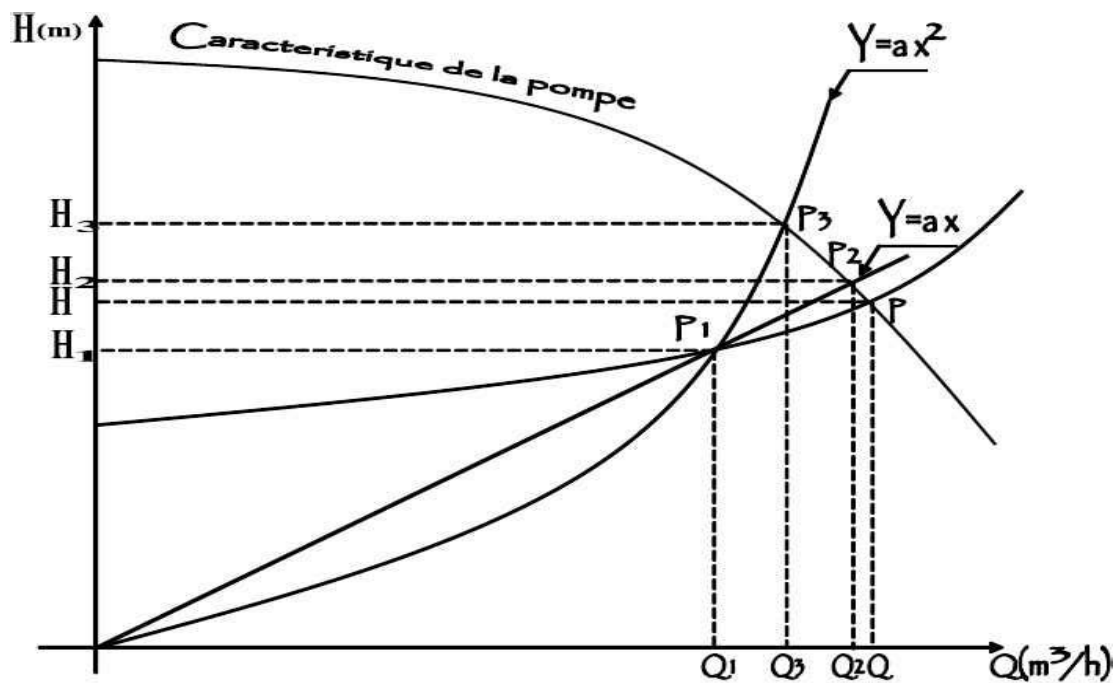
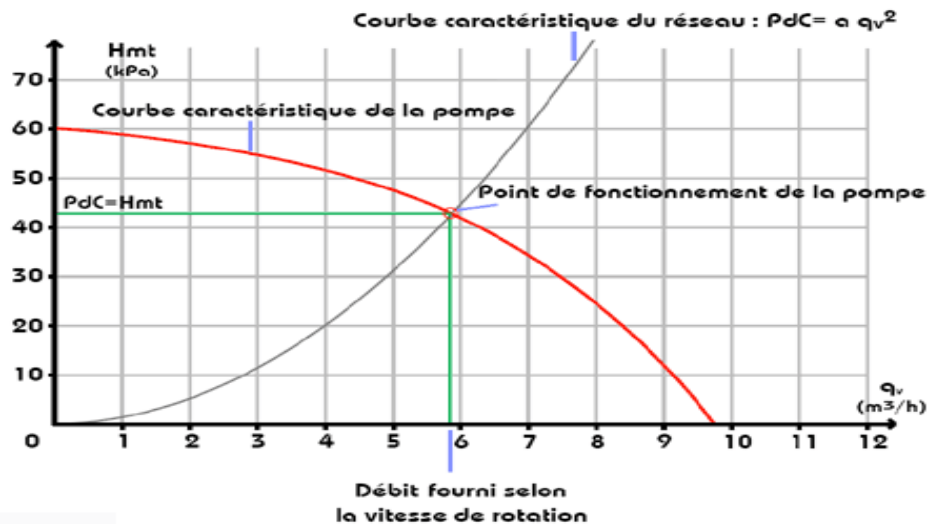


Figure (V-6) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

- Ces caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge sont essentielles pour comprendre son fonctionnement, choisir le bon modèle pour une application spécifique et optimiser son utilisation pour assurer des performances efficaces et fiables.

V.8.8- Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement de la pompe est déterminé par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe Q-H et la courbe caractéristique du circuit Hydraulique.



Figure(V-7) : Point de fonctionnement d'une pompe.

V.8.8.1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Si le lieu où la pompe fonctionne ne correspond pas à l'emplacement souhaité défini par les valeurs H (hauteur de refoulement) et Q (débit), il sera nécessaire d'apporter des ajustements pour que la pompe puisse fonctionner conformément aux conditions souhaitées. Pour atteindre le point de fonctionnement souhaité, il est possible de modifier l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe. C'est là que la loi de similitude devient utile. Pour y parvenir, il existe quatre cas possibles :

A- 1^{er} variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

Dans cette approche, nous maintenons le point de fonctionnement P constant et nous cherchons à déterminer la durée de fonctionnement de la pompe, pour obtenir le volume quotidien souhaité.

Pour un temps de fonctionnement de $T1 = 20$ heures

$$V = 20 \times Q1 \quad (V.5)$$

Dans cette variante, nous cherchons à obtenir le même volume quotidien en utilisant un débit différent, noté $Q2$, fourni par la pompe. Pour ce faire, nous devons calculer un nouveau temps de fonctionnement, $T2$:

$$T2 \times Q2 = T1 \times Q1 \quad (V.6)$$

La puissance absorbée dans cette configuration sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{V.7})$$

η : Rendement correspondant au point (Q, H).

B- 2^{ème} variante : Régulation par étouffement (vannage)

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

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{V.9})$$

- P : Puissance absorbée (KW)
- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H_1 : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- η : Le rendement correspondant au point de travail désiré $P_1 (Q_1 ; H_1)$.

C- 3^{ème} variante : rognage de la roue de la pompe

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

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- m : coefficient de rognage.
- Le pourcentage de rognage r sera : $r = 1 - m$ (V.11)

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{V.12})$$

D- 4^{ème} variante : variation de la vitesse de rotation :

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

On trace la parabole d'équation $H = a \times Q^2$ (courbe d'iso rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point

$P_3 (Q_3, H_3)$, on aura (grâce aux lois de similitude) la nouvelle vitesse de rotation :

$$N_1 = N \times Q_1/Q_3 \quad (V.13)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

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

V.9- Etude de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, Ce phénomène se produit dans les parties internes de la pompe où la pression absolue à l'entrée de la pompe descend en dessous de la tension vapeur du liquide pompé.

Il se forme de cavités remplies de vapeur de d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbation, bruit dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraine la détérioration des caractéristiques hydraulique et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Afin de remédier à ce problème, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$, (donner par l'utilisateur) qui sera supérieur à la charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donner par le constructeur).

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V.15)$$

Avec :

- $NPSH_d$: la charge nette d'aspiration disponible.

- $NPSH_R$: la charge nette d'aspiration requise.



Figure V.8 : Le phénomène de la cavitation.

Concrètement, la cavitation entraîne une série de dommages en cascade :

- Érosion des composants mécaniques en contact direct avec le fluide.
- Baisse du rendement, dû aux tourbillons qui se forment en raison de l'irrégularité de la surface.
- Vibrations excessives causées par le déséquilibre du poids et par la haute vitesse de rotation de la turbine.

V.9.1- Types de cavitation

- Cavitation à bulles séparées
- Cavitation à poches
- Cavitation à ogive
- Cavitation a tourbillon marginal

V.9.2 -Prévention de la cavitation

Ce phénomène est dû à la présence de certaines situations comme :

- Hauteur élevée
- Énormes pertes de charge sur le tronçon d'entrée de la pompe
- Différence de hauteur entre pompe et surface libre du fluide

a- Pour l'installation en charge (refoulement)

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{w} + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.16)$$

Pour ce type d'installation, la pompe est installée de sorte que la cote de son axe soit au-dessous du plan d'eau d'aspiration, d'une hauteur h_a , et de h_r au-dessous de celui du refoulement. La figure est montrée en un schéma simplifié ce type d'installation.

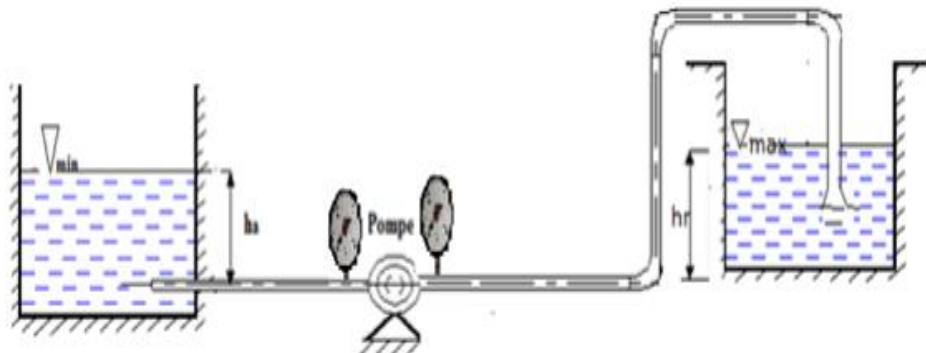


Figure V.9 : Installation en charge.

b- Installation en aspiration (en dépression):

$$NPSHr = \frac{p_0}{w} - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V.17)$$

Dans ce type d'installation, la pompe est installée de sorte que la cote de son axe soit au-dessus du plan d'eau d'aspiration, d'une hauteur h_a , et de h_r au-dessous de celui du Refoulement.

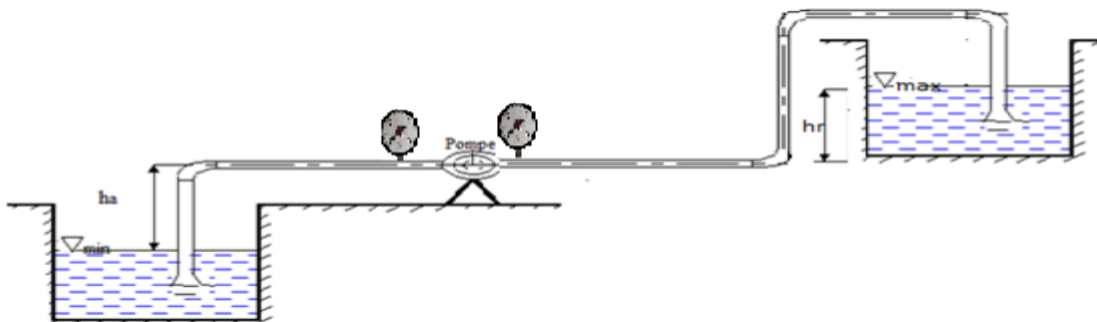


Figure V.10 : Installation en aspiration.

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- w : Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration ;
- T_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée.

Dans notre étude $T = 20^\circ\text{C}$

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

$T^\circ\text{C}$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

V.10 - Choix du type des pompes pour différentes stations

V.10.1- Tronçon SR – RT1

Tableau V.2 : caractéristiques de tronçon SR-RT2.

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
STR-R02	8,489	255	47,107	302,11

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte une pompe multicellulaire à axe horizontal (PM 65/ 12 D) dans les caractéristiques suivant :

- $N = 2900\text{tr/min}$
- $\eta = 65,7\%$

- Pa = 53,9 KW
- (NPSH_r)= 1,76 m
- Le point de fonctionnement (10,8 l/s ; 332 m).
- Le point désiré (8,489 ; 302,11 m)

Le point de fonctionnement (10,8 l/s ; 332m) ne coïncide pas avec le point désirer (8,489l/s ; 302,11m), Donc des modifications s'avèrent nécessaire pour adapter les pompes aux conditions de travail souhaitables. Figure (I-6)

La courbe caractéristique de la pompe (SR-RT1) est présentée dans la figure suivante :

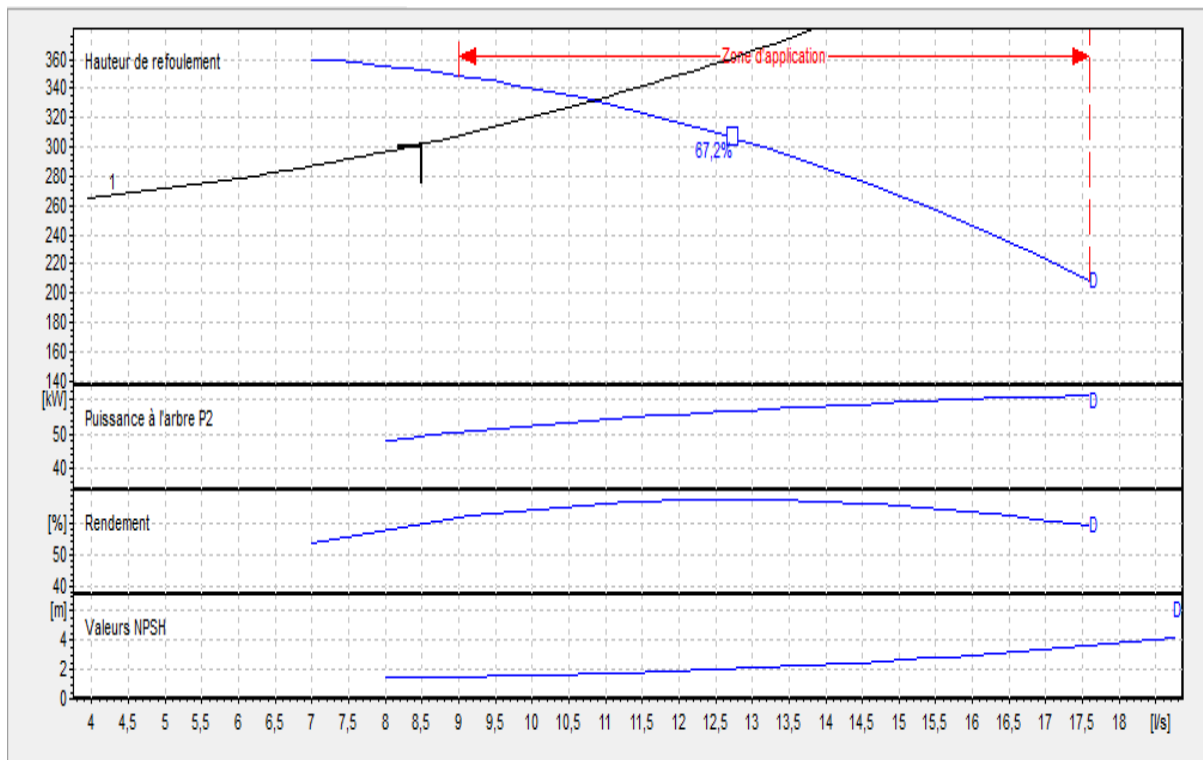


Figure V.11 : Courbe caractéristique de la pompe (SR-RT1).

➤ **Réalisation de point désiré :**

- La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$HP = a \times Q^2 + b \tag{V.18}$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire les deux points suivant :

- ✓ H = 332 m ; Q = 10,8 l/s
- ✓ H = 340 m ; Q = 10 l/s

Remplaçons ces coordonnées dans l'équation (V.17) on obtient :

$$\checkmark 332 = a \times (10,8)^2 + b \quad (1)$$

$$\checkmark 340 = a \times (10)^2 + b \quad (2)$$

$$b = 340 - 100a$$

Remplaçons b dans l'équation (2) on obtient $a = -0,48$

Ce qui donne :

$$H_p = -0,48 \times Q^2 + (340 - 100(-0,48))$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera :

$$H_p = -0,48 \times Q^2 + 388$$

Pour la réalisation du point désiré, nous entamons les calculs suivants :

✚ Réduction du temps de pompage :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

$$T_2 = \frac{T_1 \times Q_1}{Q_2} = \frac{20 \times 8,489}{10,8} = 15h43min$$

La puissance absorbée est :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 332 \times 0,0108}{0,657} = 53,54KW$$

✚ Le vannage :

$$H' = H_1 + h$$

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est :

$$h = H' - H_1$$

$$h = 332 - 302,11 = 29,89 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9,81 \times 332 \times 0,008489}{0,657} = 42,082KW$$

✚ Variation de vitesse de rotation :

Calcul de la courbe iso-rendement :

$$\frac{N1}{N} = \frac{Q1}{Q3} \longrightarrow N1 = \frac{N \times Q1}{Q3}$$

La courbe iso-rendement s'écrit comme suite :

$$H = a \times Q^2 \longrightarrow H = \frac{H1}{Q1^2} \times Q^2 = \frac{302,11}{8,489^2} \times Q^2$$

$$H = 4,19 \times Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \longrightarrow 4,19 \times Q^2 = -0,48 \times Q^2 + 388$$

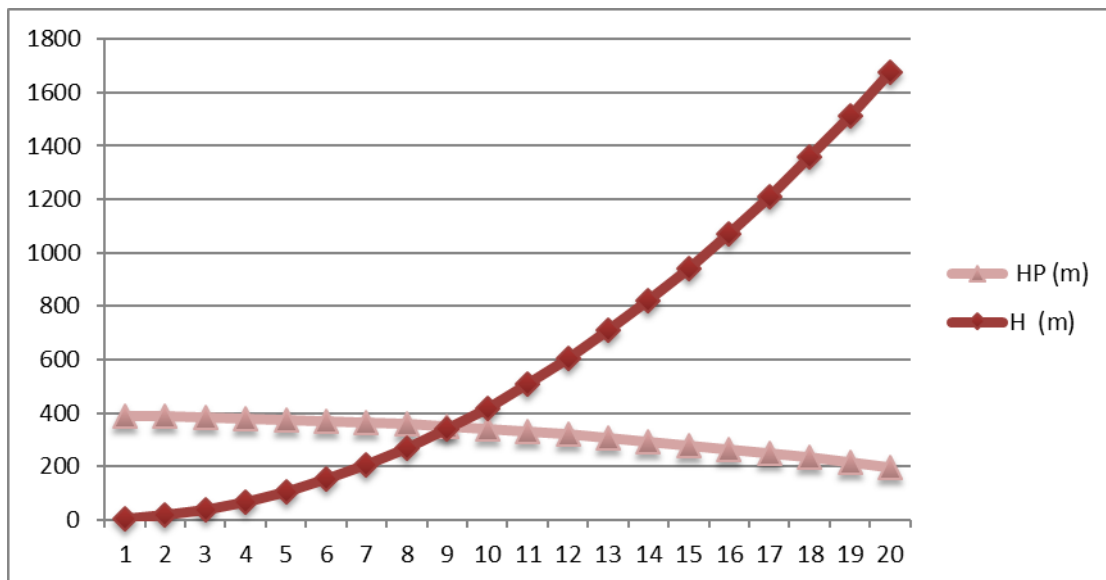


Figure V.12 : Détermination de point de fonctionnement de la pompe

Le point d'intersection de la courbe d'iso-rendement (H) et de la courbe caractéristique de la pompe (HP) est : P₃ (Q₃= 9,12 l/s ; H₃=348 m).

D'après les lois de similitude, la nouvelle vitesse de rotation correspondant au point désiré sera :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q3} = 2900 \times \frac{8,489}{9,12}$$

$$N' = 2699,35 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 348 \times 0,00912}{0,657} = 47,39 \text{ KW}$$

✚ Rognage de la roue :

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H1}{H2}\right)^{1/2}$$

Avec :

➤ m : Coefficient de rognage sera :

$$r = 1 - m = 1 - 0,786 = 0,211 (\%)$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00848 \times 302,11}{0,657} = 38,25 \text{ KW}$$

✚ Bilan énergétique :

$$E = P_a \times 20 \times 365 \quad (\text{V.19})$$

Tableau V.3 : le bilan énergétique.

Variantes	Rognage de la roue	Changement du temps de pompage	Le vannage	Variation de la vitesse de rotation
Bilan (da)	279225	390842	307198,6	345947

On opte pour la quatrième variante qui présente un bilan inférieurs à le bilan obtenue par les autres:

$$B = 279225 \text{ da}$$

✚ Etude de cavitation

-La cote du point d'aspiration : 408 m

-La cote du l'axe de la pompe : 408 m

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{W} + h_a - (J_a + T_v) \quad (\text{aspiration en charge}).$$

J_a : négligeable ;

$$h_a = 0 \text{ m}$$

$$\frac{P_0}{W} = 10,33 - 0,0012 \times \Delta h$$

$$\frac{P_0}{W} = 10,33 - 0,0012 \times 34,305$$

$$\frac{P_0}{W} = 10,29 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,29 + 0 - (0 + 0,24)$$

$$\text{NPSH}_d = 10,05 \text{ m} > \text{NPSH}_r = 1,76 \text{ m}$$

La pompe est hors domaine de cavitation.

V.10.2- Tronçon SR – RT2

Tableau V.4 : Les caractéristiques de tronçon SR-RT2

Caractéristiques	Débit (l/s)	Hg (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
STR-R01	10,267	223	34,305	257,305

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte une pompe Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type PM 65/ 8 C dans les caractéristiques suivant :

- N = 2900tr/min
- $\eta = 67 \%$
- Pa = 43,7 KW
- $(\text{NPSH}_r) = 1,8 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement (11,1 l/s ; 263m)
- Le point désiré PF (10,3 l/s ; 257m)

Le point de fonctionnement (Q= 11,1 l/s ; H= 263m) ne coïncide pas avec le point désiré (Q₁= 10,3 l/s ; H₁ =257l/s), Donc des modifications s'avèrent nécessaire pour adapter les pompes aux conditions de travail souhaitables. Figure (I-8)

La courbe caractéristique de la pompe (SR-RT1) est présentée dans la figure suivante :

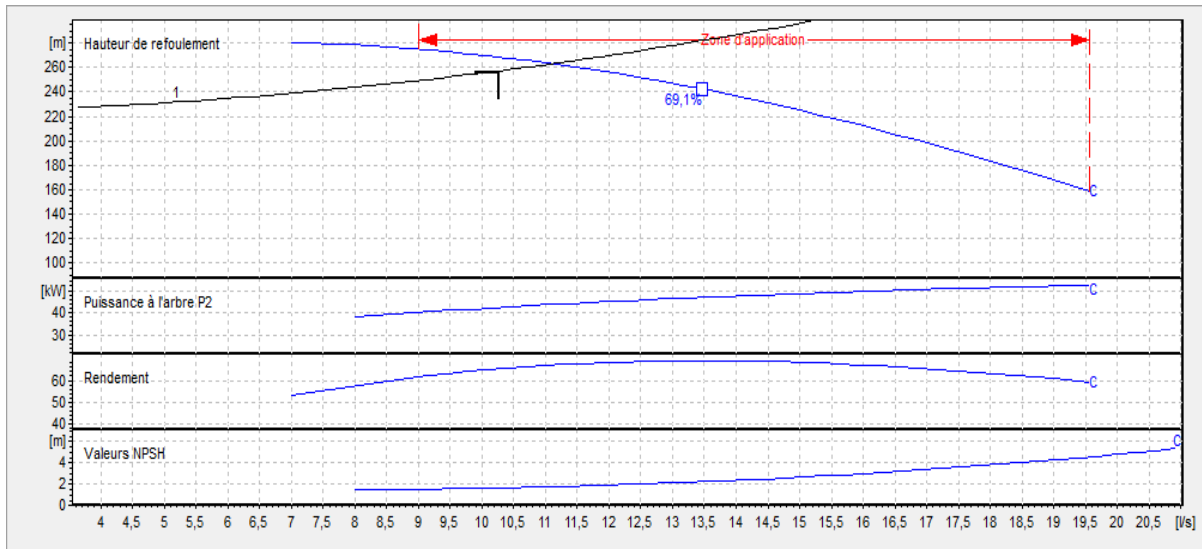


Figure V.13 : Courbe caractéristique de la pompe de SR-EL ARDJA

✚ Réalisation de point désiré :

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$HP = a \times Q^2 + b \quad (V.20)$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire les deux points suivant :

✓ $H = 257 \text{ m} ; Q = 10,3 \text{ l/s}$

✓ $H = 270 \text{ m} ; Q = 10 \text{ /s}$

Remplaçons ces coordonnées dans l'équation (18) on obtient :

✓ $257 = a \times (10,3)^2 + b \quad (1)$

✓ $270 = a \times (10)^2 + b \quad (2)$

$b = 270 - 100a$

Remplaçons b dans l'équation (1) on obtient $a = - 2,13$

Ce qui donne : $Hp = -0,13 \times Q^2 + (260 - 82,81(-2,13))$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera :

$$Hp = -2,13 \times Q^2 + 483$$

Pour la réalisation du point désiré, nous entamons les calculs suivants :

✚ Réduction du temps de pompage :

$$T1 \times Q1 = T2 \times Q2$$

$$T2 = \frac{T1 \times Q1}{Q2} = \frac{20 \times 10,3}{11,1} = 18h33min$$

La puissance absorbée est :

$$Pa = \frac{g \times H2 \times Q2}{\eta} = \frac{9,81 \times 263 \times 0,0111}{0,67} = 28,64KW$$

✚ Le vannage :

$$H' = H1 + h$$

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est :

$$h = H' - H1$$

$$h = 363 - 257 = 6 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q1}{\eta} = \frac{9,81 \times 263 \times 0,0103}{0,67} = 39,66KW$$

✚ Variation de vitesse de rotation :

Calcul de la courbe iso-rendement :

$$\frac{N1}{N} = \frac{Q1}{Q3} \longrightarrow N1 = \frac{N \times Q1}{Q3}$$

La courbe iso-rendement s'écrit comme suite :

$$H = a \times Q^2 \longrightarrow H = \frac{H1}{Q1^2} \times Q^2 = \frac{257}{10,3^2} \times Q^2$$

$$H = 2,42 \times Q^2$$

Pour :

$$H = Hp \longrightarrow 2,42 \times Q^2 = - 2,13 \times Q^2 + 483$$

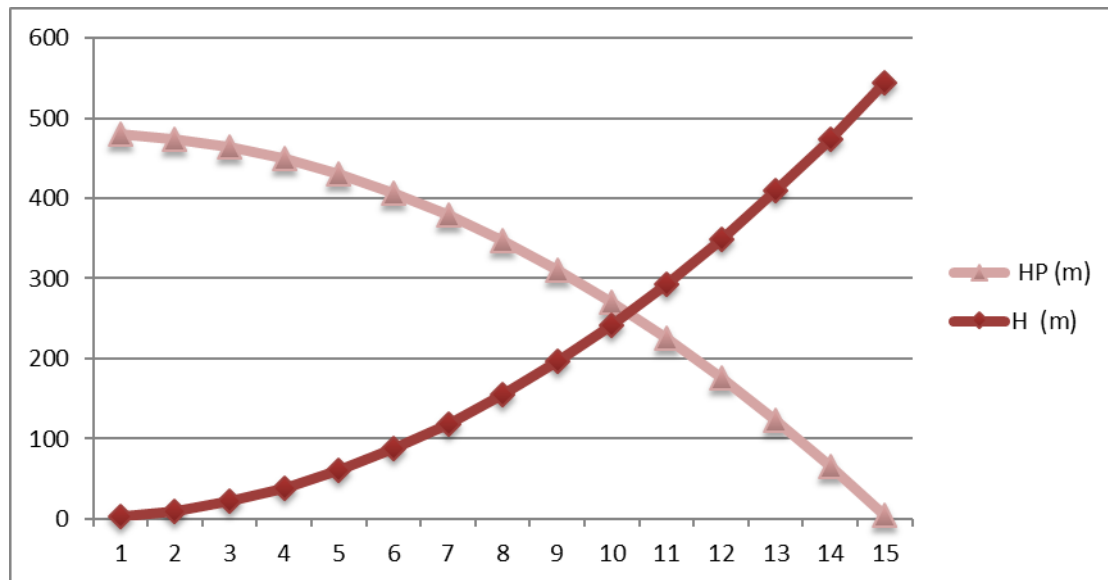


Figure V.14 : Détermination de point de fonctionnement de la pompe.

Le point d'intersection de la courbe d'iso-rendement (H) et de la courbe caractéristique de la pompe (HP) est : P₃ (Q₃= 10,3 l/s ; H₃=256,89m).

D'après les lois de similitude, la nouvelle vitesse de rotation correspondant au point désiré sera :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{10,3}{10,3}$$

$$N' = 2900 \text{ tr/min}$$

- Calcul de la puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 256,89 \times 0,0103}{0,67} = 38,74 \text{ KW}$$

✚ Rognage de la roue

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

Avec :

➤ m : Coefficient de rognage sera :

$$r = 1 - m = 1 - 0,786 = 0,07$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0103 \times 256}{0,67} = 38,60 \text{ KW}$$

✚ Bilan énergétique :

$$E = Pa \times 20 \times 365 \quad (V.19)$$

Tableau V.5 : le bilan énergétique.

Variantes	Changement du temps de pompage	Le vannage	Rognage de la roue	Variation de la vitesse de rotation
Bilan (da)	209072	289518	281780	282802

On opte pour le changement de temps de pompage la variante qui présente un bilan inférieurs à le bilan obtenue par les autres:

$$B = 209072 \text{ da.}$$

✚ Etude de cavitation :

-La cote du point d'aspiration : 367 m

-La cote du l'axe de la pompe : 367 m

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{W} + h_a - (J_a + T_v) \quad (\text{aspiration en charge}).$$

J_a : négligeable ;

$$h_a = C_a - C_p = 367 - 367 = 0 \text{ m}$$

$$\frac{P_0}{W} = 10,33 - 0,0012 \times \Delta h$$

$$\frac{P_0}{W} = 10,33 - 0,0012 \times 10,656$$

$$\frac{P_0}{W} = 10,31 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,31 + 0 - (0 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 10,07 \text{ m} > NPSH_r = 1,8 \text{ m}$$

La pompe est hors domaine de cavitation.

V.11- Conclusion

Au fil de ce chapitre, nous avons pu déterminer les caractéristiques essentielles des pompes adaptées à notre projet. Nous avons étudié le rôle central des pompes dans le processus d'alimentation en eau potable, en explorant les divers types de pompes, de centrifuges à volumétriques. Ce chapitre met en évidence l'importance cruciale des pompes au sein d'un système hydraulique efficace et fiable. De plus, grâce à l'utilisation du catalogue « CAPRARI PUMP TUTOR », nous avons pu sélectionner les pompes adéquates pour répondre aux exigences spécifiques de notre projet.

Chapitre VI : Distribution

VI.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. Au cours de ce chapitre, nous plongeons dans les mécanismes qui permettent à l'eau de quitter les installations de traitement pour atteindre les robinets de nos maisons. Notre objectif global est de fournir de l'eau propre et sûre aux utilisateurs finaux, tels que les résidences, les entreprises et les institutions. Pour ce faire, nous examinons les divers éléments liés à la circulation de l'eau vers les utilisateurs, en veillant à garantir des débits appropriés en termes de quantité et de qualité, tout en maintenant des pressions adéquates aux différents points du réseau. Cette approche vise à assurer la disponibilité constante d'une eau de qualité, répondant aux besoins quotidiens en eau potable, tout en préservant la santé publique et le bien-être des communautés desservies.

VI.2 -Structure des réseaux

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont : les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux : réseau ramifié et réseau maillé.

a) Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. C'est le système le plus ancien, l'écoulement des eaux s'effectue dans le même sens, c'est à dire pas d'alimentation en retour des canalisations ; c'est un système économique mais il présente un grand inconvénient en matière de sécurité et de souplesse lorsqu'un arrêt se produit en un point ; il nous oblige d'isoler toute ou une partie d'un réseau située en aval, il a comme avantage, la facilité de réalisation et de calcul.

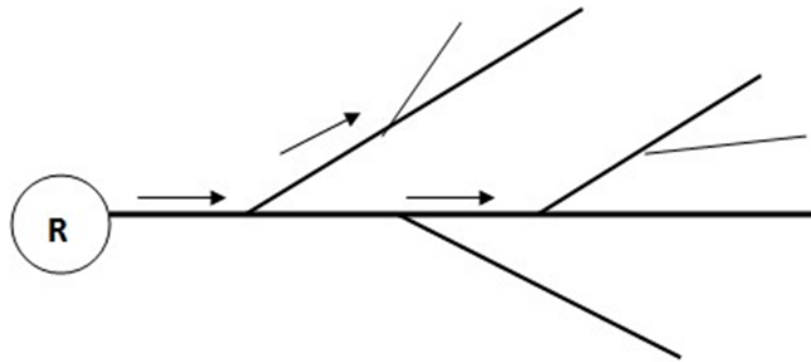


Figure VI.1 : Réseau ramifié

b) Réseau maillé

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (Généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseaux présente les avantages suivants :

- Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites).
- Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.

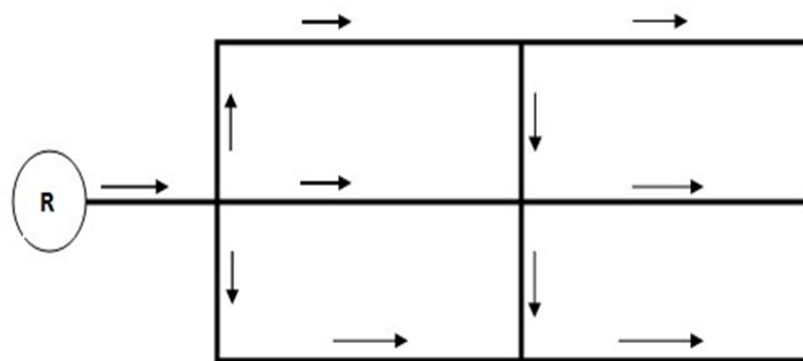


Figure VI.2 : Réseau maillé

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux :

c) Réseau mixte

Qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

d) Réseaux étagés

Dans le cas où la topographie est très tourmentée, la distribution peut se faire par paliers

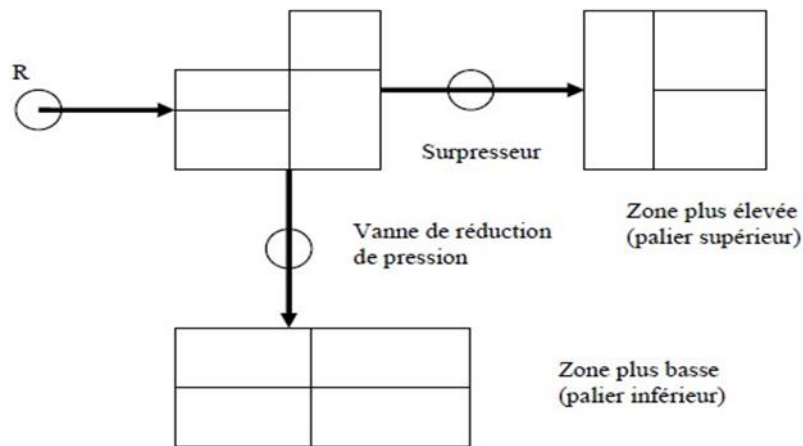


Figure VI.3 : Réseau étagé

e) Réseaux à alimentations distinctes

Il existe deux réseaux distincts, l'un pour l'eau potable et l'autre pour l'eau non potable. En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

VI.3- Le choix du matériau

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). On a choisi le PEHD.

VI.4- Dimensionnement d'un réseau de distribution

Le dimensionnement d'un réseau de distribution d'eau potable nécessite une analyse approfondie des données de demande en eau, l'utilisation de logiciels de modélisation hydraulique, la prise en compte de nombreux facteurs et le respect des normes et réglementations applicables. Il s'agit d'une étape essentielle pour assurer une distribution efficace et fiable de l'eau potable à la population.

VI.4.1 -Débit de point

L'un des paramètres clés à prendre en compte lors du dimensionnement du réseau est le débit de pointe est le débit maximal requis pendant les périodes de pic de consommation, comme les heures de pointe ou les jours de forte chaleur. Il est souvent basé sur des statistiques de consommation passées ou des estimations de consommation maximale.

$$Q_p = Q_{max} \cdot h \times \frac{1000}{3600} \quad (VI.1)$$

Avec:

- Q_p : débit en route en (l/s) ;
- $Q_{max} \cdot h$: débit maximale horaire en (m^3/h).

VI.4.2- Débit spécifique

Un autre paramètre important est le débit spécifique, qui représente la quantité d'eau nécessaire pour chaque utilisateur ou chaque point de connexion. Il dépend du nombre d'habitants ou d'unités de consommation dans une zone donnée.

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (VI.2)$$

Où :

- Q_{sp} : débit spécifique en (l/s.m) ;
- Q_p : débit de route en (l/s) ;
- L_i : somme totale des longueurs des conduites formant le réseau de distribution (m).

VI.4.3-Débit en route de chaque tronçon d'une conduite

Enfin, le débit de la route, qui correspond à la quantité d'eau nécessaire pour répondre aux besoins quotidiens des consommateurs. Ce débit est déterminé en fonction de plusieurs facteurs tels que la population desservie, la consommation moyenne par habitant, les activités économiques, etc. Il est généralement exprimé en litres par seconde (L/s) ou en mètres cubes par heure (m^3/h).

$$Q_{rt} = Q_{sp} \times L_i \quad (VI.3)$$

Avec :

- Q_{rt} : débit en route en (l/s) ;
- Q_{sp} : débit spécifique en (l/s.m) ;
- L_i : longueur de chaque tronçon en (m).

VI.4.4 - Débit aux nœuds (nodaux)

Les débits aux nœuds représentent la quantité d'eau fournie à chaque point de consommation. Ils sont déterminés en fonction des besoins spécifiques des utilisateurs finaux, des réglementations locales et des caractéristiques du système de distribution d'eau. Une conception adéquate des débits aux nœuds est essentielle pour garantir un approvisionnement en eau potable fiable et efficace. Ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concentré en (l/s).
- $\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i en (l/s).

VI.5-Dimensionnement du Réseau de distribution des villages Oued Larbaa et Haouch Cherif (Zone V)

VI.5.1-Réseau de distribution de la zone V

L'alimentation en eau potable de la zone V se fait depuis le réservoir R3 (250m³). L'eau est acheminée gravitairement dans un réseau de distribution mixte : composée de deux mailles et des ramifications. Ce dernier est conçu d'une manière à cerner toute la région dont les altitudes varient entre 99 et 177 mètres.

Les conduites sont en PEHD et le réservoir callé à la cote 190m pour permettre aux abonnés des pressions de service acceptables.

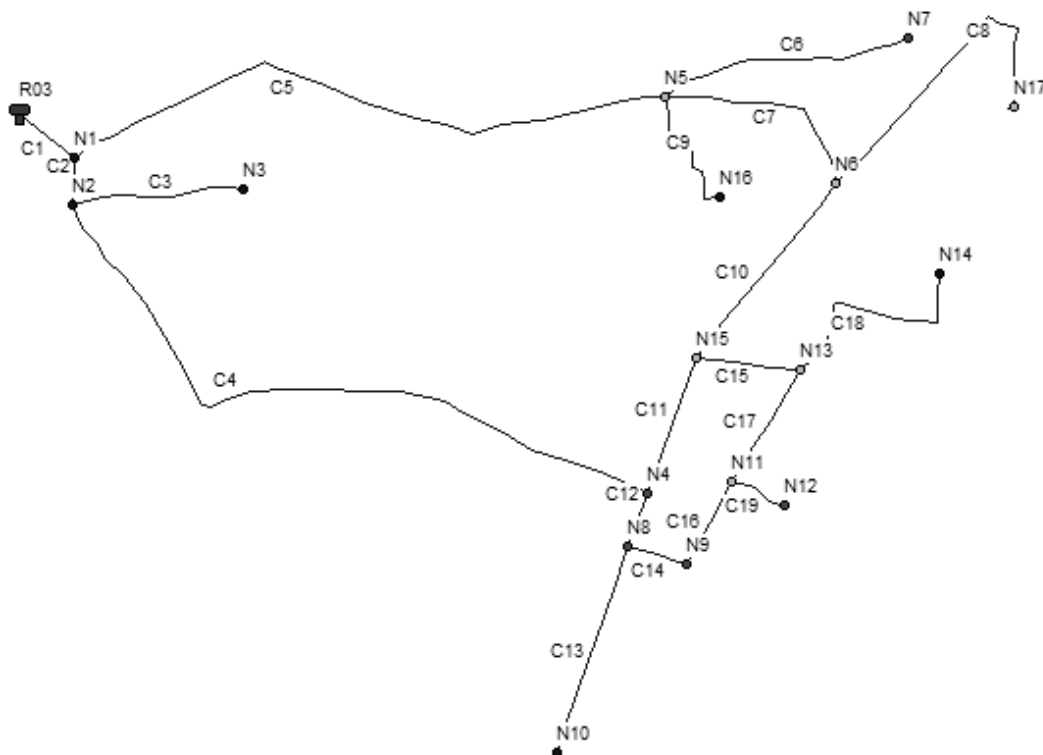


Figure VI.4 : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Cinq

Tableau VI.1 : Longueurs du réseau de distribution.

Nombre de tronçon	Longueur totale (m)	Longueur inutile (m)	Longueur utile (m)	Débit de pointe (l/s)	Débit spécifique Q_{sp} (l/s.m)
19	5261,40	94	5167,40	8,072	0,00156

VI.5.2- logiciel EPANET

EPANET est "un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux sous pression" [référence EPANET 2.0, Manuel de l'utilisateur, Générale des Eaux]. Ce logiciel permet de calculer différents paramètres comme le débit, la pression, la charge, la demande, la concentration en substances chimiques, les temps de séjour... Les simulations sont effectuées sur le laps de temps déterminé par l'utilisateur. Dans le cas où l'apport ou la demande en eau varient au cours du temps, des courbes de modulation peuvent être paramétrées afin d'en rendre compte.

IV.5.3- Préparation des données

Avant de lancer la simulation, il faut tout d'abord préparer les données relatives au réseau, notamment, les caractéristiques des nœuds et celles des conduites.

-Nœud : altitude, débit au nœud

-Conduites : nœud de départ, nœud d'arrivée, longueur, coefficient de perte de charge, diamètre initial.

-Réservoir : charge max, charge min, diamètre.

Tableau VI.2 : détermination des débits en nœuds.

Nœud	Altitude (m)	Tronçons partagés	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_{rti} (l/s)	$Q_{nœud}$ (l/s)
N1	180	N1-N2	64	0,00156	0,1000	0,7154422
		N1-N5	852	0,00156	1,3309	
N2	178	N1-N2	64	0,00156	0,1000	0,9716267
		N2-N3	228	0,00156	0,3562	
		N2-N4	952	0,00156	1,4871	
N3	156	N2-N3	228	0,00156	0,3562	0,1780795

N4	118	N2-N4	952	0,00156	1,4871	0,9532721
		N4-N15	197	0,00156	0,3077	
		N4-N8	71,5	0,00156	0,1117	
N5	129	N1-N5	852	0,00156	1,3309	1,3512172
		N5-N7	348	0,00156	0,5436	
		N5-N6	305,00	0,00156	0,4764	
		N5-N16	225	0,00156	0,3515	
N6	115	N5-N6	305,00	0,00156	0,4764	1,0872222
		N6-N17	441,00	0,00156	0,6889	
		N6-N15	298,00	0,00156	0,4655	
		N5-N7	348,00	0,00156	0,5436	
N7	110	N4-N8	71,50	0,00156	0,1117	0,0558451
N8	117	N8-N10	284,00	0,00156	0,4436	0,3497544
		N8-N9	81,9	0,00156	0,1279	
		N8-N9	81,9	0,00156	0,1279	
N9	114	N9-N11	129	0,00156	0,2015	0,3225738
		N8-N10	284	0,00156	0,4436	
N10	123	N11-N13	167	0,00156	0,2609	0,1304354
N11	114	N9-N11	129	0,00156	0,2015	0,1585532
		N11-N12	74	0,00156	0,1156	
N12	109	N11-N12	74	0,00156	0,1156	0,0577977
N13	113	N11-N13	167	0,00156	0,2609	0,4819081
		N13-N15	139	0,00156	0,2171	
		N13-N14	311	0,00156	0,4858	
N14	104	N13-N14	315	0,00156	0,4921	0,2460309
N15	117	N15-N4	197	0,00156	0,3077	0,495186
		N15-N13	139	0,00156	0,2171	
		N15-N6	298	0,00156	0,4655	
N16	121	N5-N16	225	0,00156	0,3515	0,1757363
N17	100	N6-N17	441	0,00156	0,6889	0,3444432

IV.5.4- Détermination des diamètres des conduites

Après simulation nous avons obtenu le débit transité par chaque tronçon du réseau. Cela nous permet de choisir, pour chaque conduite, un diamètre parmi la gamme des diamètres disponible sur le marché d'une manière à maintenir la vitesse d'écoulement, dans la mesure du possible, comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Tableau VI.3 : Etat des conduites après simulation

Conduite	Débit (l/s)	Dmax (mm)	Dmin (mm)	D-choisi (mm)	Vitesse (m/s)	D nominal
C1	8,08	143,44	82,82	87,80	1,33	110
C2	4,26	104,15	60,13	71,60	1,06	90
C3	0,18	21,41	12,36	14,60	1,08	20
C4	3,11	88,99	51,38	56,20	1,25	75
C5	3,10	88,85	51,30	56,20	1,25	75
C6	0,06	12,36	7,14	14,60	0,36	20
C7	1,52	62,21	35,92	37,40	1,38	50
C8	0,34	29,42	16,99	23,80	0,76	32
C9	0,18	21,41	12,36	14,60	1,08	20
C10	0,08	14,27	8,24	18,20	0,31	25
C11	1,01	50,71	29,28	29,80	1,45	40
C12	1,15	54,12	31,24	37,40	1,05	50
C13	0,13	18,19	10,50	14,60	0,78	20
C14	0,67	41,31	23,85	29,80	0,96	40
C15	0,60	39,09	22,57	29,80	0,86	40
C16	0,35	29,85	17,24	23,80	0,79	32
C17	0,13	18,19	10,50	14,60	0,78	20
C18	0,25	25,23	14,57	18,20	0,96	25
C19	0,06	12,36	7,14	14,60	0,36	20

La figure ci-dessous représente les résultats de la simulation.

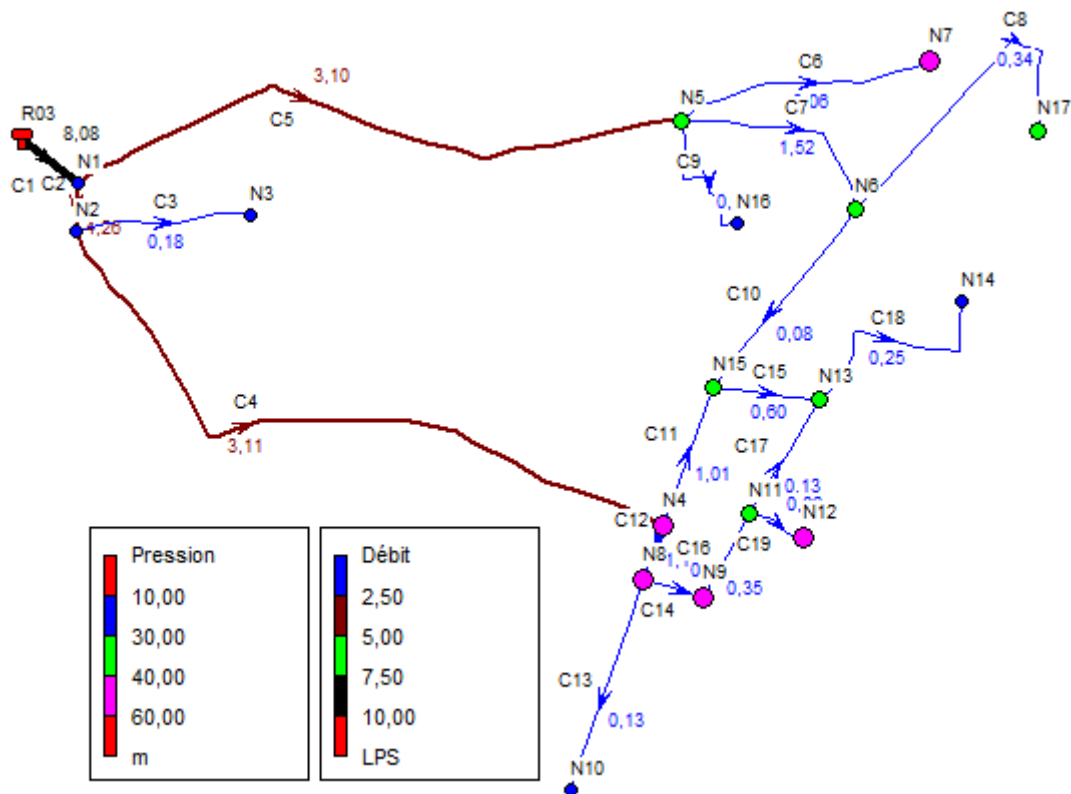


Figure VI.5 : État du réseau après la simulation.

IV.5.5- Calcul des pressions de service du réseau (au sol)

Pour que l'eau arrive au consommateur, on doit concevoir un système d'alimentation qui assure des pressions suffisante sans pour autant risquer de compromettre l'intégrité du réseau. En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 4 bars.

Connaissant les cotes géodésiques des différentes nœuds de notre réseau ainsi que leurs cotes piézométriques, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \quad (VI.5)$$

Avec :

- P_{Si} = Pression au sol au point (i) ;
- C_{Pi} = Cote piézométrique au point (i) ;
- C_{Ti} = Cote géodésiques au point (i) ;

La simulation a donné les résultats des pressions au niveau des nœuds, qui sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.4 : Etat des nœuds après simulation

Nœud	Cote géodésique (m)	Cote Piézométrique (m)	Pression au sol (m)
N1	180	190,26	10,26
N2	178	189,28	11,28
N3	156	166,71	10,71
N4	118	162,76	44,76
N5	129	166,70	37,70
N6	115	150,39	35,39
N7	110	162,68	52,68
N8	117	160,47	43,47
N9	114	157,54	43,54
N10	123	144,68	21,68
N11	114	153,43	39,43
N12	109	152,52	43,52
N13	113	143,88	30,88
N14	104	124,73	20,73
N15	117	147,86	30,86
N16	121	144,97	23,97
N17	100	136,69	36,69
R03	190	192,00	2,00

VI.6- Conclusion

Dans ce chapitre consacré au dimensionnement du réseau de distribution des villages Oued Larbaa et Haouch Cherif dont le réseau est de type mixte, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres de vitesse et pression au niveau de ces tuyaux, et cela a été effectué à l'aide du logiciel EPANET. Les diamètres des conduites varient entre 20mm et 110mm (PEHD PN16).

Les résultats de calculs ont montrés que le réseau de distribution fonctionne avec des pressions aux sols varient entre 10.26m et 52.68m, et des vitesses d'écoulement admissibles comprises dans l'intervalle 0.3-1.5 m/s.

Conclusion générale

Dans Le cadre de ce travail, l'urgence d'améliorer l'approvisionnement en eau potable du commun de Djinet est indiscutable, pour cela nous avons examiné en détail les diverses étapes d'un projet d'alimentation en eau potable (AEP), malgré les limitations rencontrées dans les données de base, en particulier pour l'estimation des besoins, afin d'obtenir des résultats précis.

Pour évaluer la population prévue d'ici 2053 nous avons utilisé le concept des intérêts composés, en supposant un taux de croissance de 2,8%. Les calculs ont indiqué une population estimée à 5571 habitants. En analysant les besoins en eau à long terme, nous avons identifié un besoin de 18,657 m³/jour, soit 0,21 l/s.

Après avoir évalué les besoins en eau à différents horizons, totalisant 18,657 m³/jour, différents ouvrages de stockage ont été planifiés pour couvrir les besoins de tout la région d'étude. Une station de reprise alimentée gravitairement par un réservoir de capacité 40.000 m³, cette dernière alimente par refoulement deux réservoir tampon Touara et El Ardja.

Afin de dimensionner les conduites d'adduction, nous avons sélectionné des diamètres économiques compatibles avec des vitesses acceptables. La partie gravitaire est composée de quatre tançons en PEHD d'une longueur totale égale à 10062m. Pour la partie refoulement, composée de deux conduits une en fonte ductile de 2890m de long et de 100 mm de diamètre, et une autre en acier de 1717 m de long et de 125mm de diamètre.

Le choix des pompes appropriées pour acheminer l'eau jusqu'aux consommateurs a été effectué avec l'aide de catalogue « Caprari Pump Tutor ».

Nous avons effectué une vérification minutieuse de risque de coup de bélier afin de protéger le réseau d'adduction.

Quant à la distribution, notre étude s'est limitée sur la zone 5 (Haouch Cherif et Oued Larbaa). En effet, la distribution est assurée par un réseau d'une ossature mixte totalisant une longueur de 5261,40m. La répartition des débits sur le réseau nous a conduit à des diamètres compris entre 20 et 1100mm afin d'avoir des vitesses d'écoulement comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. Cela été effectué en moyennant le logiciel EPANET. Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD vu les avantages qu'il présente. Le calcul des pressions au sol a montré que le réseau assure des pressions de service comprise entre 1 et 6 bars.

Néanmoins, la réalisation d'une telle étude ne suffit pas pour résoudre définitivement les problèmes d'alimentation en eau potable, mais cela dépend aussi de la surveillance du réseau et son entretien.

Enfin, nous estimons que notre étude a été menée correctement et qu'elle puisse servir de guide pour les promotions à venir.

[1] : Source des données population et équipements existants : plans directeurs d'aménagements et d'urbanisme de la commune Djinet daïra Bordj menaiel wilaya de BOUMERDES.

[2] : Source des données topographiques : Bureau d'études techniques et de consulting en Hydraulique, Wilaya de BLIDA.

[3] : Source des données géologique et climatique : Direction des ressources en eau de la wilaya de BOUMERDES.

[4] : BONNIN, J "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance", Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

[5] : Dupont, A : « Hydraulique urbaine » Tome II : Ouvrage de transport- élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, 484 pages, 1979

[6] : Henri Goursau : les pompes centrifuge.

Annexe 01 : Régime de consommation des agglomérations.

Heure du jour	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (Kmax.h)												
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,3	2,5
0-1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,95	0,75	0,66	0,6
1-2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1,00	0,9	0,95	0,75	0,66	0,6
2-3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,95	1	1,12	1,2
3-4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	1,60	2
4-5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,30	3,5
5-6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	4,30	3,5
6-7	4	3,85	4,15	4,5	4,50	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,90	4,5
7-8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,1	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	8,32	10,2
8-9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,50	5,5	4,5	3,5	6,68	8,8
9-10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	5,30	6,5
10-11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,86	4,1
11-12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	5,86	4,1
12-13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	5,50	3,5
13-14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	4,50	3,5
14-15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,82	4,7
15-16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	5,72	6,2
16-17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	7,64	10,4
17-18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	7,04	9,4
18-19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,85	5	6,5	6,3	6,2	6	6,78	7,3
19-20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	3,36	1,6
20-21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	3,36	1,6
21-22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1,80	1
22-23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	1,16	0,6
23-24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,76	0,6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe 02 : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile.

Désignation	DN	PFA (bar)	Tarif tuyaux
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	60	40	2 313,00
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	80	40	2 757,00
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	100	40	3 404,00
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	125	40	4 179,00
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	150	40	4 854,00
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	200	30	6 653,00
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	250	30	8 477,00

Annexe 03 : Prix des diamètres des conduites en acier.

Diamètre (mm)	Prix Acier(DA)
80	10000
100	12000
125	14000
150	16000
200	18000
250	22000
300	25000

Annexe 04 : Les diamètres nominaux des conduites en PEHD.

<i>Diamètre Intérieur</i>						
D_{ext}	PN 10			PN 16		
	e_{Min}	e_{Max}	D_{int}	e_{Min}	e_{Max}	D_{int}
20	2	2,3	15,4	2,3	2,7	14,6
25	2	2,3	20,4	3	3,4	18,2
32	2,4	2,8	26,4	3,6	4,1	23,8
40	3	3,5	33	4,5	5,1	29,8
50	3,7	4,2	41,6	5,6	6,3	37,4
63	4,7	5,3	52,4	7,1	8	47
75	5,6	6,3	62,4	8,4	9,4	56,2
90	5,4	6,1	77,8	8,2	9,2	71,6
110	6,6	7,4	95,2	10	11,1	87,8
125	7,4	8,3	108,4	11,4	12,7	99,6
160	9,5	10,6	138,8	14,6	16,2	127,6
200	11,9	13,2	173,6	18,2	20,2	159,6
250	14,8	16,4	217,2	22,7	25,1	199,8
315	18,7	20,7	273,6	28,6	31,6	251,8
400	23,7	26,2	347,6	36,3	40,1	319,8
500	29,7	32,8	434,4	45,4	50,1	399,8

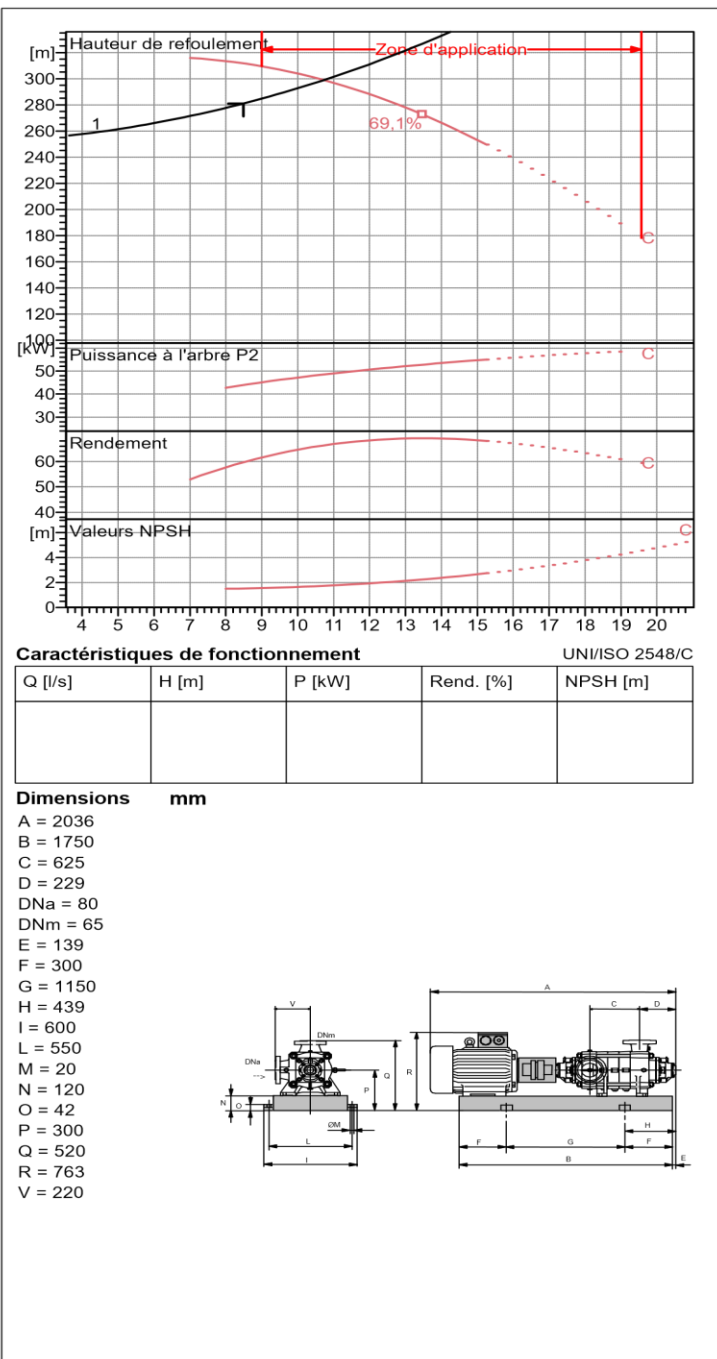
Annexe 05 : Les caractéristiques des pompes selon le catalogue CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 65/ 9 C	
Caractéristiques requises	
Débit	8,49 l/s
Hauteur de refoulement	281 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,7 l/s
Hauteur de refoulement	299 m
Puissance absorbée	48,5 kW
Rendement	66,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	294 m
Orif. de refoulement	65 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	624 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



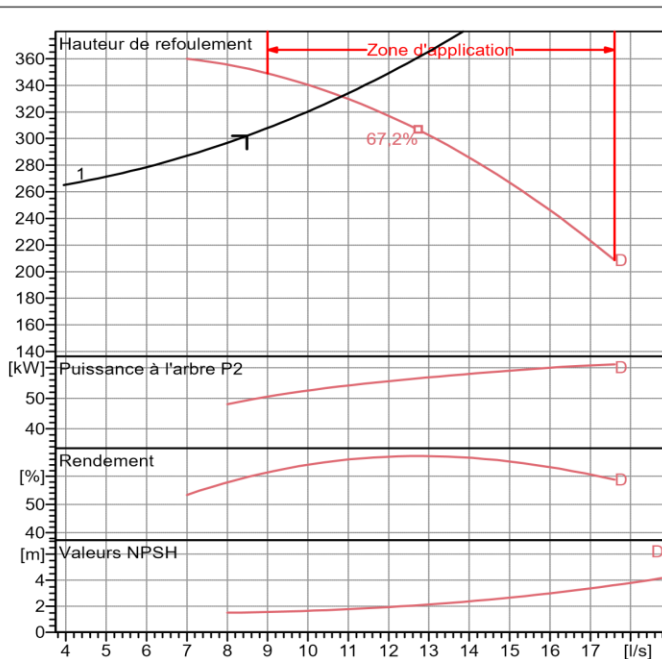


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 65/ 12 D	
Caractéristiques requises	
Débit	8,49 l/s
Hauteur de refoulement	302 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	10,8 l/s
Hauteur de refoulement	332 m
Puissance absorbée	53,9 kW
Rendement	65,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	334 m
Orif. de refoulement	65 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	820 kg

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



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2267
- B = 1986
- C = 820
- D = 229
- DNa = 80
- DNm = 65
- E = 149
- F = 300
- G = 1386
- H = 449
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 42
- P = 320
- Q = 540
- R = 836
- V = 220

