

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
de Génie Civil**



Mémoire de fin d'étude

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

Option : *Ouvrages Hydrauliques*

Thème :

***Renforcement en eau potable des villages de la
commune de Chaabet El Aneur wilaya de Boumerdès***

Soutenu publiquement le 15/12/2022 par :

- Mr. BOURICHA Massinissa
- Mr. ZENNOUCHE Nabil

Devant le jury composé de :

- | | |
|----------------------|-----------|
| -Mr. ZAMMOUM Said | Président |
| -Mr. BOUHALI Soufian | Examineur |
| -Mr. AMOUR Abdallh | Encadreur |

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Avant tout, nous Remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que de bonne volonté pour achever ce modeste travail.

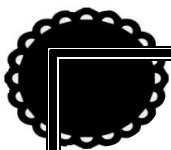
Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à sa juste valeur notre reconnaissance à l'égard de notre promoteur Monsieur A. AMOUR et notre co-promoteur Monsieur S. ZAMOUM pour l'aide qu'ils nous ont offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus leurs confiances et leurs encouragements.

On remercie également madame BAKHOUKHE.H, et monsieur IDIR de nous avoir accueillis au sein de la direction des ressources en eau de la wilaya de BOUMERDES et de nous avoir fournis tous les données nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.

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

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près au de loin a la réalisation d ce travail.

MASSINISSA et NABIL

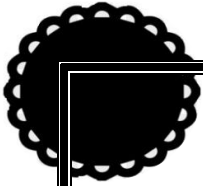


Dédicaces

MASSINISSA

Je dédie ce travail :

- ❖ *A la mémoire de mon père* : Ce travail est dédié à mon défunt père, décédé le 31 janvier 2022, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études, son affection inépuisable et ses précieux conseils. Il n'a jamais cessé de prier pour moi. Qu'il repose en paix et que le bon dieu, le tout puissant l'accueille dans son vaste paradis.
- ❖ *A toi Maman* : Pour son soutien, sa patience, ses encouragements et ses conseils, pour tout ce que vous avez fait pour m'amener jusqu'ici. Que dieu vous procure une longue vie.
- ❖ *A mes trois sœurs* : LYNDIA, SONIA et KAHINA.
- ❖ *A mes trois frères* : ESSAID, HACSEN et MOHAMED.
- ❖ *A ma grand-mère* : KHEDOUDJA.
- ❖ *A mon oncle et sa femme* : AHMED et HAYET.
- ❖ *A ma chère bien aimée* : ASSIREM qui m'a portée tant de soutien et de réconfort.
- ❖ *A mon très cher ami et binôme* : NABIL et sa famille.
- ❖ Et à l'ensemble des étudiants de la promotion master ouvrages hydrauliques 2021/2022 et à toutes mes amis (es) en particulier : ALCIA, DIHA, SABRINA, RABAH, AHMED, SMAIL, AZIZ, MOHAMED, GHANI, DJAAFER, AMINE, WALID, HAKIM, KOUSSAILA, HAMZA et à toutes les personnes chères à mon cœur.



Dédicaces
NABIL

Je dédie ce travail :

- ❖ *A la mémoire de mon père : Ce travail est dédié à mon défunt père, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études, son affection inépuisable et ses précieux conseils. Il n'a jamais cessé de prier pour moi. Qu'il repose en paix et que le bon dieu, le tout puissant l'accueille dans son vaste paradis.*

- ❖ *A toi Maman : Pour son soutien, sa patience, ses encouragements et ses conseils, pour tout ce que vous avez fait pour m'amener jusqu'ici. Que dieu vous procure une longue vie.*

- ❖ *A mes cinq sœurs : ZINA, SAMIRA, FAHIMA, SABRINA et HASSINA.*

- ❖ *A mes quatre frères : DJAMEL, SADEK, LAMINE, et ABDOU.*

- ❖ *A mon très cher ami et binôme : MASSINISSA et sa famille.*

- ❖ *A ma chère bien amie : KATIA.*

- ❖ *A toutes mes amis en particulier : MOHAMED, AHMED, MAHDI, FARID, ANIS, SOFIANE, SAID et LA FAMILLE CRBC.*

ملخص

في هذا العمل، قمنا بإجراء دراسة إمدادات مياه الشرب لستة قرى لبلدية شعبية العامر ولاية بومرداس، و سيتم تزويد هذه القرى عن طريق الجاذبية من الخزان الرئيسي. بعد تقديم منطقة الدراسة و تقدير احتياجاتها المائية بحلول عام 2052، شرعنا في تحديد حجم خزانات المياه و كذلك أنابيب إمدادات المياه، ثم نقل المياه من الأماكن المنخفضة نحو الأماكن العالية و هذا أدى بنا إلى اختيار المضخات المناسبة لمحطتي الضخ. من أجل حماية الأنابيب قمنا بالتحقق من احتمال حدوث ظاهرة المطرقة المائية. وفي المرحلة الأخيرة، قمنا بتصميم شبكة توزيع المياه الخاصة بقريّة عزوزة مع احترام الضغوط و السرعات المناسبة داخل الأنابيب.

الكلمات المفتاحية : الخزان، إمدادات، المضخة، شبكة التوزيع.

Résumé

Dans ce présent travail, nous avons réalisé une étude d'alimentation en eau potable des six villages de la commune Chaabet El Almeur wilaya de Boumerdes, cet ensemble de villages sera alimenté gravitairement à partir d'un réservoir tampon. Après avoir présenté la zone d'étude et estimer ses besoins en eau à l'horizon 2052, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction. Par la suite le transfert de l'eau des points bas vers des points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates concernant les deux stations de reprise. A fin de protéger les conduites, nous avons vérifié l'éventuelle apparition du phénomène du coup de bélier. En dernier lieu, nous avons dimensionné un réseau de distribution, on a pris comme exemple le village Azzouza pour lui dimensionner son réseau de distribution, tout en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clés : réservoir, adduction, pompe, réseau de distribution.

Abstract

In this present work, we have carried out a drinking water supply study of the six villages of Chaabet El Almeur wilaya of Boumerdes, this set of villages will be fed gravitationally from the buffer tank. After presenting the study area and estimating its water needs for 2052, we proceeded to the sizing of the water reservoirs as well as the water supply pipes. Then the transfer of the water from the low points to high points led us to choose the appropriate pumps for the two pumping stations. In order to protect the pipes, we checked the possible occurrence of water hammer phenomenon. Finally, we dimensioned the distribution network of the AZOUZA village while respecting the appropriate pressures and speeds.

Key words: reservoir, adduction, pump, distribution network.

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale.....01

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1- Introduction02

I.2- présentation du site02

I.2.1- situation géographique.....02

I.2.2- Situation topographique.....04

I.2.3- Structure géologique.....04

I.2.4- Situation climatologique.....04

I.2.4.1- Climat04

I.2.4.2- Température.....05

I.2.4.3- Pluviométrie.....05

I.2.5- Situation hydrographique06

I.2.6- Situation démographique06

I.2.7- Situation hydraulique actuelle06

I.3 Conclusion07

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1- Introduction08

II.2- Evolution de la population08

II.3- Estimation des besoins en eau potable09

II.3.1- Besoins domestiques09

II.3.2- Besoins des équipements et cheptels.....10

II.3.2.1- Les besoins scolaires10

II.3.2.2- les besoins sanitaires11

II.3.2.3- Les besoins socioculturels11

II.3.2.4- Les besoins des cheptels.....11

*Récapitulatif des besoins en eau des équipements et cheptels12

*Récapitulatif des besoins totaux12

II.3.2.5- Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.....12

II.3.3- Etude des variations de la consommation13

SOMMAIRE

II.3.3.1- Variation journalière de la consommation	13
A- Débit maximal journalier	13
B- Débit minimal journalier	14
II.3.3.2 Variations horaire de la consommation	15
A- Débit maximal horaire.....	15
B- Débit minimal horaire	15
II.4 Bilan ressources-besoins.....	17
II.5 Conclusion	17

Chapitre III : Les réservoirs

III.1- Introduction.....	18
III.2- Fonction générales des réservoirs	18
III.3- Emplacement des réservoirs	18
III.4 - Choix des réservoirs.....	19
III.5 -Classification des réservoirs.....	19
III.6- Equipements des réservoirs.....	19
A- Conduite d'arrivée ou d'alimentation	20
B- Conduite de distribution	20
C- Conduite de vidange.....	20
D- Conduite de trop plein.....	21
E- Matérialisation de la réserve d'incendie.....	21
F- Conduite de by-pass.....	21
III.7 - Entretien des réservoirs.....	22
III.8- Détermination de la capacité d'un réservoir de distribution.....	22
III.8.1- Réservoir de distribution.....	22
III.8.1.1- Principe de calcul	22
III.8.1.2- Méthode analytique.....	23
III.8.1.3- Calcul du résidu Pmax	23
III.8.1.4- Le volume total du réservoir.....	23
III.8.1.5- Calcul du diamètre.....	24
III.8.1.6- Calcul de la hauteur d'incendie	24
III.8.1.7- Calcul de la hauteur d'eau disponible.....	24
III.8.2- La station de reprise.....	24

SOMMAIRE

III.9- Description du schéma d'AEP de la région d'étude	25
III.10- Détermination des capacités des réservoirs.....	27
III.10.1- Dimensionnement du réservoir R01 (Ouled Said)	27
III.10.2- Dimensionnement du réservoir R02 (Azzouza).....	28
III.10.3- Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled El Hadj).....	29
III.10.4- Dimensionnement du réservoir R04 (Ouled Abdallah et Chelout).....	30
III.10.5- Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet)	32
III.11- Conclusion	33

Chapitre IV : Adduction

IV.1- Introduction	34
IV.2- Types d'adduction	34
IV.2.1- Adduction Gravitaire.....	34
IV.2.2- Adduction par refoulement.....	34
IV.2.3- Adduction mixte	35
IV.3- Quelques notions simples sur l'adduction.....	35
IV.3.1- Choix du tracé.....	35
IV.3.2- Choix du type des conduites.....	35
IV.3.2.1- Partie refoulement.....	36
IV.3.2.2- Partie gravitaire	36
IV.3.3- Profil en long d'une adduction	37
IV.3.4- La ligne piézométrique	37
IV.4- Les équipements de l'adduction.....	37
IV.4.1- Les vannes de sectionnement.....	37
IV.4.1.1- Les robinet-vannes à opercule	37
IV.4.1.2- Les vannes à papillons.....	38
IV.4.1.3- La vidange	38
IV.4.2- Ventouse	39
IV.4.3- Les clapets anti-retour.....	39
IV.4.4- Crépine.....	39
IV.5- description du schéma d'adduction	39
IV.6- Etude technico-économique des conduites.....	40
IV.6.1- Calcul du diamètre économique	40

SOMMAIRE

IV.6.1.1- Dimensionnement de la conduite.....	40
IV.6.1.2- Méthode de calcul.....	40
IV.6.1.3- Calcul des pertes de charge.....	41
IV.6.1.3.1- Pertes de charge linéaires.....	41
IV.6.1.3.2- Pertes de charges singulières	43
IV.6.1.3.3- Pertes de charge Totales	44
IV.6.1.4- Calcul de la hauteur manométrique Totale (Hmt)	44
IV.6.1.5- Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	44
IV.6.1.6- Calcul de l'énergie consommée par la pompe	44
IV.6.1.7- Coût d'énergie et frais d'exploitation	45
IV.6.1.8- Evaluation des frais d'amortissement	45
IV.6.1.9- Calcul du bilan	45
IV.6.2- Dimensionnement des différents tronçons d'adduction.....	46
IV.6.2.1- Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)	46
a-Tronçon STR01 – R01.....	46
b- Tronçon STR01-R02.....	47
c-Tronçon STR02- R03	48
IV.6.2.2- Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire).....	50
a. Tronçon R03 – R04	50
b-Tronçon R04 – R05.....	51
IV.7- Récapitulatif sur le réseau d'adduction.....	52
IV.8- Conclusion.....	53

Chapitre V : Etude de pompage

V.1- Introduction.....	54
V.2- Couplage des pompes.....	54
V.3- Classification des pompes	54
V.3.1- Pompes volumétriques	54
V.3.2- Les turbos-pompes	54
V.4- Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	55
V.4.1- Vitesse de rotation.....	55
V.4.2- Le débit d'une pompe.....	55
V.4.3- Hauteur manométrique.....	55

SOMMAIRE

V.4.3 .1- La hauteur géométrique de refoulement (Hr).....	56
V.4.3 .2- La hauteur géométrique d'aspiration (Ha)	56
V.4.3.3-Pertes de charges	56
V.4.3.3-Pertes de charges	56
V.5- Les puissances	56
V.5.1- Puissance absorbée par la pompe	56
V.5.2- Puissance hydraulique (utile)	56
VI.6- Le rendement de la pompe.....	56
V.7- Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	57
V.7.1- La courbe hauteur-débit $H= f(Q)$	57
V.7.2- Courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$	57
V.7.3- La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$	57
V.8- Point de fonctionnement de la pompe	57
V.8.1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	57
1ère variante : réduction ou augmentation du temps de pompage	58
2ème variante : régulation par étouffement (vannage).....	58
3ème variante : le rognage de la roue de la pompe	58
4ème variante : Variation de la vitesse de rotation.....	59
V.9- Etude de la cavitation	59
V.10- Choix du type des pompes pour les différentes stations de pompage	62
V.10.1- Tronçon STR01 - R01	62
V.10.2-Tronçon STR01 – R02	65
V.10. 3- Tronçon STR02 – R03	67
V.11- Conclusion	69

Chapitre VI : Distribution

VI.1-Introduction.....	70
VI.2- Classification des réseaux de distribution	70
VI.2.1- Le réseau ramifié	70
VI.2.2- Le réseau maillé	70
VI.2.3- Le réseau mixte.....	71
VI.3- Exigences fondamentales du réseau	71
VI.4- Conception du réseau de l'agglomération	71
VI.5-Choix du matériau des conduites	71

SOMMAIRE

VI.5.1-Tuyaux en P.E.....	72
VI.5.1.1- <i>Les avantages</i>	72
VI.5.1.2- <i>Les inconvénients</i>	72
VI.5.2-Tuyaux en PVC.....	72
VI.6- Dimensionnement du réseau de distribution.....	72
VI.6.1- Présentation du logiciel EPANET	73
VI.6.2- Débit en route.....	73
VI.6.3- Débit spécifique	73
VI.6.4- Débits en route de chaque tronçon d'une conduite.....	74
VI.6.5-Débit aux nœuds (nœuds).....	74
VI.6.6- Calcul des différents débits du réseau.....	74
VI.6.7- Détermination des diamètres des conduites.....	77
VI.6.8- Calcul des pressions de service du réseau (au sol)	80
VI.7- Conclusion	81
Conclusion générale	03
Bibliographie	

Annexe

Annexe 01 : Régime de consommation des agglomérations	I
Annexe 02 : Les diamètres nominaux des conduites en PEHD (PN16)	II
Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile	II
Annexe 04 : Les caractéristiques des pompes selon le catalogue CAPRARI	III

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau(I.1) : La répartition mensuelle de la température en (°c).....</i>	<i>05</i>
<i>Tableau(I.2) : La répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)</i>	<i>05</i>
<i>Tableau(I.3) : Tableau de répartition de la population en 2008.....</i>	<i>06</i>
<i>Tableau (I.4) : Ouvrages de stockage de la zone d'étude</i>	<i>07</i>
<i>Tableau(II.1): Variation du nombre d'habitants</i>	<i>09</i>
<i>Tableau (II.2) : Tableau récapitulatif des consommations journalières</i>	<i>10</i>
<i>Tableau (II.3) : Détermination des besoins scolaires.....</i>	<i>10</i>
<i>Tableau (II.4) : Détermination des besoins sanitaires.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau (II.6) : Détermination des besoins des cheptels</i>	<i>11</i>
<i>Tableau(II.7): Récapitulatif des besoins en eau des équipements et cheptels</i>	<i>12</i>
<i>Tableau (II.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale</i>	<i>12</i>
<i>Tableau (II.9) : Besoins en eau en tenant compte des pertes.....</i>	<i>13</i>
<i>Tableau (II.10) : Débit maximal journalier</i>	<i>14</i>
<i>Tableau (II.11) : Débit minimal journalier.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau (II.12) : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau (II.13) : Valeurs de $K_{max}h$ de chaque village.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau (II.14) : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau (II.15) : Valeurs de $K_{min}.h$ de chaque village</i>	<i>16</i>
<i>Tableau (II.16) : Les débits maxima et minima horaires à l'horizon 2052</i>	<i>16</i>
<i>Tableau (II.17) : Bilan ressources – besoins</i>	<i>17</i>
<i>Tableau (III.1) : Détermination de la capacité du réservoir R01 (Ouled Said).....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir R02 (Azzouza).....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled El hadj)</i>	<i>29</i>
<i>Tableau (III.4) : Dimensionnement du réservoir R04 (Ouled Abdellah).....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau (III.5) : Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet).....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau (III.6) : Les caractéristiques des réservoirs.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01 – R01</i>	<i>46</i>
<i>Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R01</i>	<i>46</i>
<i>Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R01</i>	<i>47</i>
<i>Tableau (IV.4) : calcul du bilan du tronçon STR01-R01</i>	<i>47</i>
<i>Tableau (IV.5) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-R02.....</i>	<i>47</i>

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R02</i>	<i>48</i>
<i>Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R02</i>	<i>48</i>
<i>Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon STR01- R02</i>	<i>48</i>
<i>Tableau (IV.9) : Calcul de la Hmt du tronçon STR02-R03.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR02-R03</i>	<i>49</i>
<i>Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR02-R03</i>	<i>49</i>
<i>Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon STR02- R03</i>	<i>49</i>
<i>Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R03 - R04</i>	<i>50</i>
<i>Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R04 - R05</i>	<i>52</i>
<i>Tableau (IV.15) : Récapitulatif sur le réseau d'adduction.....</i>	<i>52</i>
<i>Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température</i>	<i>61</i>
<i>Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R01</i>	<i>62</i>
<i>Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R02</i>	<i>65</i>
<i>Tableau (V.4) : Les caractéristiques du tronçon STR02-R03</i>	<i>67</i>
<i>Tableau(VI.1): Longueurs du réseau de distribution (Azzouza).....</i>	<i>74</i>
<i>Tableau (VI .2) : détermination des débits en nœuds.....</i>	<i>75</i>
<i>Tableau (VI.3) : Etat des conduites après simulation.....</i>	<i>78</i>
<i>Tableau (VI.4) : Etat des nœuds après simulation.....</i>	<i>80</i>

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1) : Situation Géographique de la commune de Chaabet El Aneur	03
Figure (I.2) : Situation des villages concernés par l'étude par rapport au chef-lieu de la commune	03
Figure (I.3) : Diagramme climatique de la zone d'étude	05
Figure(II.1) : Evolution et répartition des habitants par villages	09
Figure (III.1) : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	20
Figure (III.2) : Système d'incendie à deux prises	21
Figure (III.3) : Conduite de by-pass	22
Figure(III.4) : Schéma général des réservoirs.....	26
Figure(III.4) : Schéma général des réservoirs.....	36
Figure (IV.2) : Vanne à opercule.....	38
Figure (IV.3) : vanne à papillon.....	38
Figure (IV.4) : Ventouse	39
Figure (IV.5) : Clapet anti-retour	39
Figure (IV.6) : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture	51
Figure (V.1) : Les déférents éléments constitutifs d'une pompe centrifuge	55
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	57
Figure (V.4) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.....	60
Figure (V.5) : Cas d'aspiration en charge	60
Figure (V.6) : Cas d'aspiration en dépression.....	61
Figure (V.7) : Courbe caractéristique de $(NPSH)_r$ et $(NPSH)_d$	62
Figure (V.8) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R01)	63
Figure (V.9) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R02)	65
Figure (V.10) : Courbe caractéristique de la pompe (STR02-R03)	68
Figure (VI.1) : Réseau ramifié.....	70
Figure (VI.2) : Réseau maillé	71
Figure (VI.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Azzouza	75
Figure (VI.4) : État du réseau après la simulation.....	79

LISTE DES SYMBOLES

<i>a</i> : Célérité de l'onde en (m/s) ;	<i>H_d</i> : Hauteur de dépression en (m) ;
<i>A.P.C</i> : Assemblée Populaire Communale ;	<i>H_g</i> : La hauteur géométrique en (m) ;
<i>AEP</i> : Alimentation en eau potable ;	<i>H_{inc}</i> : hauteur d'eau d'incendie (m) ;
<i>B</i> : Valeur du coup de bélier en (m) ;	<i>H_{mt}</i> : La hauteur manométrique totale en (m) ;
<i>B_L</i> : Bilan (DA) ;	<i>H_s</i> : La hauteur de surpression en (m) ;
<i>Ca</i> : La cote de plan d'aspiration en (m) ;	<i>h_v</i> : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température ;
<i>C_p</i> : Cote de l'axe de la pompe en (m) ;	<i>i</i> : Taux d'annuité =8% ;
<i>C_R</i> : Cote du radier en (m) ;	<i>J_{asp}</i> : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
<i>C_{R01}</i> : Cote du trop-plein du réservoir 01 ;	<i>J_i</i> : Pertes de charge du tronçon i en (m) ;
<i>C_{R02}</i> : Cote du trop-plein du réservoir 02 ;	<i>J_j</i> : Perte de charge linéaire en (m/m) ;
<i>C_{R03}</i> : Cote du réservoir 03 ;	<i>J_{ref}</i> : Pertes de charge au refoulement en (m) ;
<i>C_{R04}</i> : Cote du réservoir 04 ;	<i>J_s</i> : Pertes de charge singulière en (m) ;
<i>C_{R05}</i> : Cote du trop-plein du réservoir 05 ;	<i>J_t</i> : Pertes de charge totale en (m) ;
<i>C_{RT}</i> : Cote de radier du réservoir tampon (m) ;	<i>K</i> : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
<i>C_{STR01}</i> : Cote de la station de reprise 01 ;	<i>K_{max.h}</i> : Coefficient de consommation maximale horaire ;
<i>C_{STR02}</i> : Cote de la station de reprise 02 ;	<i>K_{max.j}</i> : Coefficient de variation journalière maximale ;
<i>C_{TP}</i> : Cote du trop plein en (m) ;	<i>L</i> : Longueur de la conduite en (m) ;
<i>D</i> : Diamètre de la conduite (m) ;	<i>L_i</i> : Longueur du tronçon concerné en (m) ;
<i>D_{BONNIN}</i> : Diamètre de Bonnin en (mm) ;	<i>n</i> : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ;
<i>D_{BRESS}</i> : Diamètre de Bresse en (mm) ;	<i>N</i> : Vitesse de rotation en (tr/min) ;
<i>D_{ext}</i> : Diamètre extérieur de la conduite (mm) ;	<i>η</i> : Rendement de la pompe en (%) ;
<i>D_{int}</i> : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;	<i>N_i</i> : Nombre de consommateur ;
<i>D_{max}</i> : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;	<i>NPSH_d</i> : Charge nette d'aspiration disponible en (m) ;
<i>D_{min}</i> : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;	<i>NPSH_r</i> : Charge nette d'aspiration requise en (m) ;
<i>dot</i> : Dotation de consommation en (l/j.hab) ;	<i>P</i> : Pourcentage horaire en (%) ;
<i>E</i> : Energie consommée par la pompe en (kwh) ;	<i>P₀</i> : Nombre d'habitants actuel ;
<i>e</i> : Epaisseur de la conduite en (mm) ;	<i>Pa</i> : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
<i>e</i> : Coefficient d'ouverture de la vanne ;	<i>P_{max}</i> : Résidu maximum (%) ;
<i>e'</i> : Prix unitaire du Kwh. Fixé par la SONELGAZ (4.67DA) ;	<i>P_n</i> : Nombre d'habitants dans n années ;
<i>F_{am}</i> : Frais d'amortissement (DA) ;	<i>Pu</i> : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
<i>F_{exp}</i> : Frais d'exploitation (DA) ;	<i>Q</i> : Débit refoulé par la pompe (m ³ /s) ;
<i>g</i> : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s ²) ;	<i>Q_{ci}</i> : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s) ;
<i>H</i> : Hauteur utile optimale d'eau (m) ;	<i>Q_i</i> : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s) ;
<i>h</i> : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;	<i>Q_{max.j}</i> : Consommation maximale journalière (m ³ /j) ;
<i>H'</i> : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale ;	
<i>H₀</i> : Pression absolue de la conduite ;	
<i>H_a</i> : Hauteur d'aspiration en (m) ;	

LISTE DES SYMBOLES

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire en (m^3/j) ;
 $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
 $Q_{moy.maj.j}$: Débit moyen journalier majoré en (m^3/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 (%) ;
 $R01$: Réservoir d'Ouled Said ;
 $R02$: Réservoir d'Azouza ;
 $R03$: Réservoir de Ouled El Hadj ;
 $R04$: Réservoir de Chlout et Ouled abedellah ;
 R_e : Nombre de Reynolds ;
 R_{max}^- : Résidu maximum négatif en (%) ;
 S : Surface du planché de l'équipement en (m^2) ;
 S_e : Section du réservoir en (m^2) ;
 $SPET$: Station de production des eaux de taksebt ;
 ST : station de reprise ;
 T : Température en degré ($^{\circ}C$) ;
 t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h) ;
 T_{max} : Température maximale en $^{\circ}C$;
 T_{min} : Température minimale en $^{\circ}C$;
 T_{moy} : Température moyenne en $^{\circ}C$;
 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'eau est indispensable à l'existence, au développement et à la vie de l'homme. Elle est devenue ces dernières années le sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Etant l'élément essentiel pour toutes les civilisations que l'humanité a connues, il est donc indispensable qu'elle soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique.

L'approvisionnement en eau potable a été toujours la préoccupation majeure de la plus part des communautés rurales et suburbaines, il est devenu un service public important, qui ne cesse de s'étendre dans les villes et les agglomérations en parallèle avec la croissance démographique et l'évolution du mode de vie.

La commune de Chaabet El Aneur a connu ces dernières années un accroissement démographique important. Cette situation a provoqué un manque accru en terme d'eau potable, et c'est dans cette optique que s'inscrit notre projet de fin d'étude, qui consiste à étudier l'alimentation en eau potable des villages : Ouled Said, Azouza, Ouled El Hadj, Chlout, Ouled Abdellah et Bentafet. de la commune Chaabet El Aneur, wilaya de Boumerdes, sur un horizon de 30ans à partir du du champ de captage (Oued Adjan), et du point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger.

Notre étude s'articule sur sept chapitres et se présente comme suit :

- 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 domestiques et d'équipements 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;
- En ce qui concerne le sixième chapitre,; nous allons dimensionner le réseau de distribution du village d'Azzouza ceci en exploitant le logiciel Epanet.
- Quant au dernier chapitre, nous allons étudier le phénomène du coup de bélier et utiliser les moyens de protection qui s'imposent si c'est nécessaire.

En fin on terminera notre travail avec une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1- Introduction

Pour les besoins de notre projet d'étude d'alimentation en eau potable de la commune de Chaabet El Aneur, il est intéressant tout d'abord de faire une présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, climatique, géologique et sa situation hydraulique.

I.2- présentation du site

I.2.1- situation géographique

La commune de Chabet El-Aneur dont le territoire s'étend sur une superficie de 72,28km² est rattachée administrativement à la Daïra d'Isser qui fait partie de la Wilaya de Boumerdès, elle se situe à environ 40 km au Sud-est du chef-lieu de la Wilaya et distante de 15km du chef-lieu de la Daïra. Elle est limitrophe avec la Wilaya de Tizi-Ouzou et la Wilaya de Bouira. Située à 187 mètres d'altitude, la dite commune enregistre son point le plus culminant au mont Tagrimount, qui s'élève à 1028 mètres.

La ville de Chabet El Aneur a pour coordonnées géographiques 36° 37' de Latitude Nord et 3° 42' de Longitude Est. Elle est limitée administrativement, comme suit :

- Au Nord, par la commune d'Isser ;
- Au Nord-est, par la commune de Timezrit ;
- Au Nord-ouest, par la commune de Béni Amrane ;
- Au Sud, par la commune de Kadiria (Wilaya de Bouira) ;
- Au Sud-est, par la commune de M'Kira (Wilaya de Tizi Ouzou) ;
- Au Sud-ouest par la commune de Lakhdaria (Wilaya de Bouira) ;
- A l'Est, par la commune de Tizi Gheniff (Wilaya de Tizi Ouzou) ;
- A l'Ouest, par la communes Ammal.



Figure (I.1) : Situation Géographique de la commune de Chaabet El Ameur.

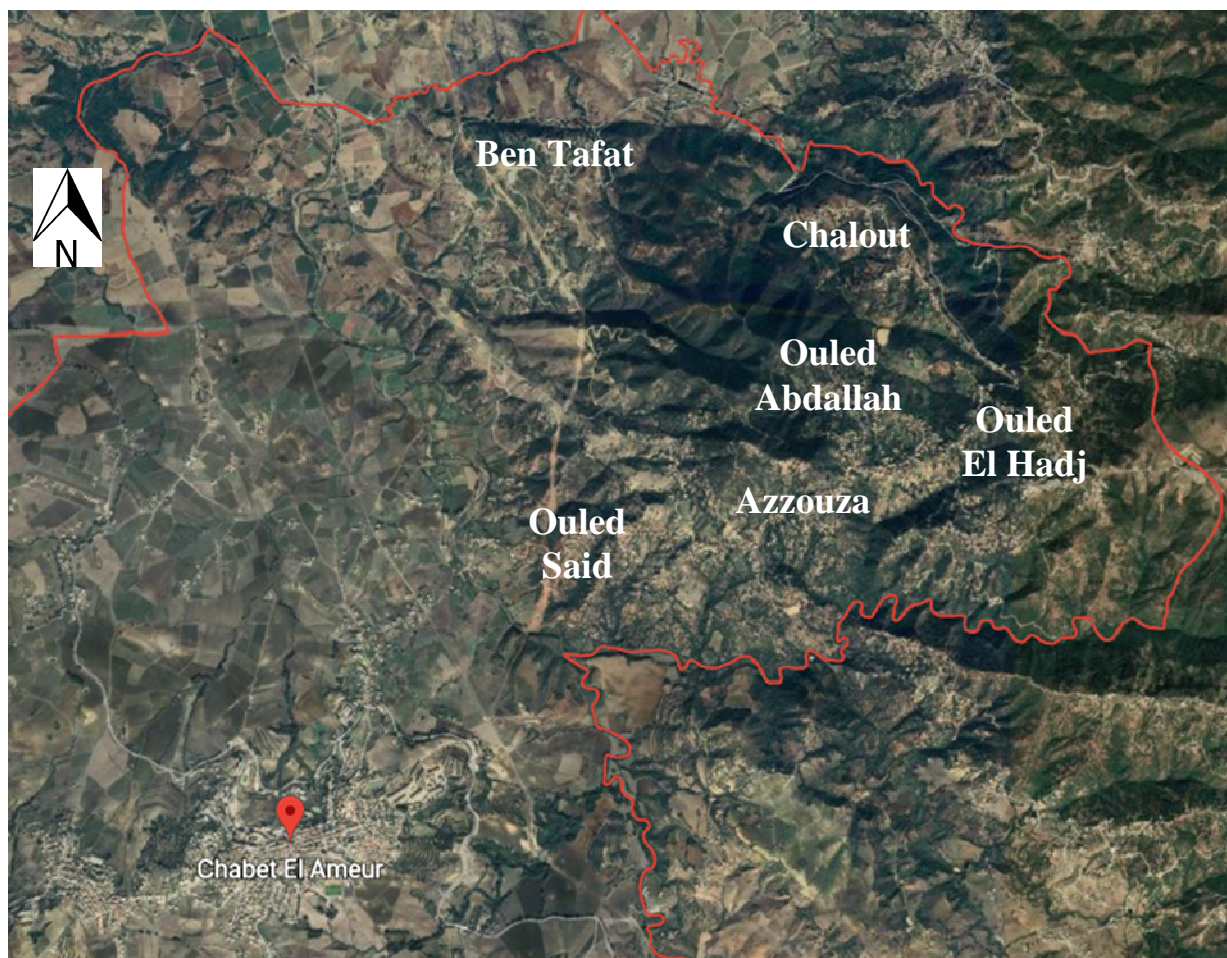


Figure (I.2) : Situation des villages concernés par l'étude par rapport au chef-lieu de la commune.

La zone concernée par notre étude englobe les villages suivants : Azzouza ; Ouled El Hadj ; Ouled Abdellah ; Ouled Said ; Chellout et Bentafet. Ces villages sont situés dans la partie Nord-est du chef lieu de la commune, le long du chemin de wilaya CW 151 reliant la ville d'Isser au chef lieu de la commune de Timezrit (voir figure I.2).

I.2.2- Situation topographique

La zone d'étude est montagneuse. En effet, 80 % du site est constitué de pentes supérieures à 10 %. Le chemin des villages est une ascension continue le long du CW 151 à partir du village Bentafet d'une cote de 160 m jusqu'au point le plus culminant à Ouled El Hadj d'une cote de 550 m sur un couloir de 5,5 km de longueur, soit une pente moyenne de plus de 07 %. Les villages de Azzouza et Ouled Said se situent sur le chemin reliant le CW 151 à l'ACL de Chaabet El Aneur, le site est limité par Oued Bouiri du côté Ouest à une cote de 78 m et le CW 151 du côté Est avec une cote de 425 m soit une dénivelée de 347 m sur un linéaire de 4,50 km ce qui donne une pente moyenne de 7,80 % [2].

I.2.3- Structure géologique

Sur le plan de la structure géologique, on distingue trois ensembles [3] :

- Le premier ensemble situé au Sud, présente des terrains récents formés essentiellement de calcaire d'où la présence des sols très pauvres.
- Le deuxième ensemble est constitué de terrains d'âge récent, et issus d'une période de sédimentation marine intense.
- Le troisième ensemble situé au Nord-Est, appartient au socle Kabyle constitué de terrains anciens représentés par des roches métamorphiques (schisto - cristallins). Une partie de cet ensemble, enclavée sur la rive droite de l'Oued Bouiri est constituée essentiellement de grès-calcaire fait d'un mélange de sols caillouteux et de graviers comportant une croûte calcaire.

I.2.4- Situation climatologique

I.2.4.1- Climat

Le climat est chaud et tempéré. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Chaabet El Aneur qu'elles ne le sont en été. Le diagramme climatique ci-dessous montre que le climat de la région est caractérisé par deux saisons : l'une sèche commence de mi-mai jusqu'à la mi-juin et l'autre s'étale sur le reste de l'année.

I.2.4.2- Température

Chaabet El Ameer affiche une température annuelle moyenne de 17.5 °C. Au mois d'Aout, la température moyenne est de 26.8 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 9.9 °C [3].

Tableau(I.1) : La répartition mensuelle de la température en (°c).

Mois	Jan	Fev	Mar	Av	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T (°c)	9,9	10,6	12,7	14,9	18,5	22,4	26	26,8	24	19	14,3	10,7
T _{max} (°c)	14,1	14,9	17,2	19,7	23,4	27,5	31,6	32,5	28,7	23	18,4	15
T _{min} (°c)	5,7	6,3	8,2	10,1	13,6	17,4	20,5	21,2	19,3	14	10,2	6,5

Source : Service de l'urbanisme de Chaabet El Ameer

I.2.4.3- Pluviométrie

Les précipitations annuelles à Chaabet El Ameer sont en moyenne de 794 mm. Le mois le plus sec est celui de Juillet avec seulement 2 mm. Les précipitations record sont enregistrées en Décembre, elles sont de 138 mm en moyenne [3].

Tableau(I.2) : La répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)

Mois	Jan	Fev	Mar	Av	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
pmoy	132	96	78	66	45	20	2	4	37	70	106	138

Source : Service de l'urbanisme de Chaabet El Ameer

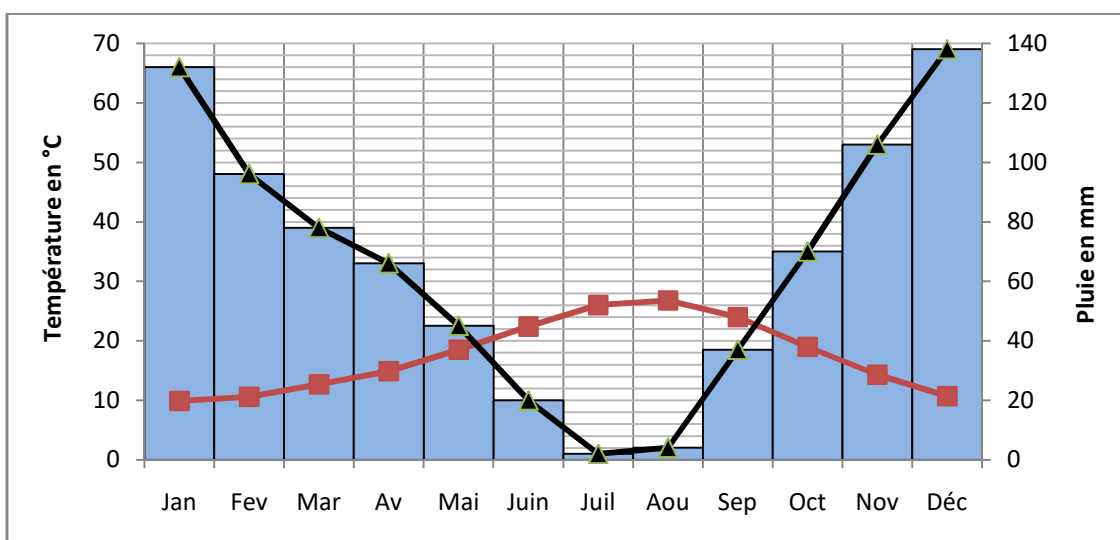


Figure (I.3) : Diagramme climatique de la zone d'étude.

I.2.5- Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la zone d'étude est très dense. On constate plusieurs oueds, et ces oueds sont des affluents d'oued Isser. Les importants oueds sont Oued Boudaoui au sud de Chaabet El Aneur et Oued Tikherbine du côté Est, ces deux oueds se rencontrent à la limite sud du village d'Ouled Said pour donner naissance à Oued Bouiri [3].

Du côté Nord de l'ACL les oueds de Boumessel, Oued Tezza, et Oued Halaouane se rencontrent pour former Oued Djemaa qui se déverse à Oued Isser.

I.2.6- Situation démographique

Lors du dernier recensement de 2008, la population totale des six villages de la zone d'étude atteignait les 6963 habitants (d'après l'APC de Chaabet El Aneur) [1].

La répartition de la population est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau(I.3) : Tableau de répartition de la population en 2008

N°	Villages	Nombre d'habitants
01	Ouled El hadj	1371
02	Azouza	811
03	Ouled Said	2261
04	Ouled Abdellah	842
05	Chellout	730
06	Bentafat	948
Total		6963

Source : Service de l'urbanisme de Chaabet El Aneur

I.2.7- Situation hydraulique actuelle

Actuellement la commune de Chaabet El Aneur est alimentée en eau potable à partir d'un réservoir tampon qui se situe sur une cote de 415 m, et qui reçoit les eaux du champ de captage situé au lieu-dit Oued Adjenan. Ce réservoir nous permet d'avoir un débit de 60 l/s, ce dernier est acheminé vers la bache existante au lieu-dit Tizi El Bir d'une capacité de 1000 m³. A partir de cette bache, un débit de 25 l/s est réservé à l'alimentation du chef-lieu de la commune et les deux villages à savoir Amara Sefla et Beni Brahim, tandis que les 35 l/s restants sont destinés à l'alimentation des villages Ouled Said, Azouza, Ouled El Hadj, Ouled Abdellah, Chlout et Bentafet.

La zone d'étude dispose d'autres sources d'où s'approvisionnent les habitants, les plus importantes sont : Ain Zenzla, Ain Zaouia et une dans les hauteurs du village Chlout. Vu l'importance du nombre d'habitants ces sources s'avèrent incapables de satisfaire

l'ensemble des besoins en eau de ces derniers.

Les ouvrages de stockage de la zone sont représentés dans le tableau (I.4) suivant :

Tableau (I.4) : Ouvrages de stockage de la zone d'étude.

Localité	Type	Capacité (m³)	Etat
Tizi El Bir	Sur terre	1000	Bon
Azouza	Sur terre	500	Bon
Ouled El Hadj	Semi enterré	1000	Bon
Ouled abdellah	Semi enterré	150	Endommagé

I.3- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait une brève présentation de la zone d'étude, nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, hydrographique, climatique... Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration de notre projet d'AEP.

Il a été constaté que la zone d'étude est constituée de plusieurs villages éparpillés dans une région montagneuse. En effet, environ 80 % du site est constitué de pentes supérieures à 10 %. Cela nous oriente vers l'idée de réaliser plusieurs réservoirs de distribution et d'alimenter les villages par des réseaux ramifiés distincts. Il a été aussi constaté l'absence de données par rapport aux équipements publics projetés.

CHAPITRE II :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1- Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de tous les types de consommateur existants au niveau d'une agglomération, et d'avoir des normes de consommation unitaire, établies sur la base de plusieurs types de critères tels que socioéconomiques, sanitaires, administratifs et culturels...etc. l'objectif de ce chapitre est l'évaluation des besoins en eau potable de quelques villages de la commune de Chaabet El Aneur ; à savoir : OuledSaid, Azouza, Ouled El Hadj, Chlout, Ouled Abdellah et Bentafet.

Pour subvenir au besoin des habitants, la démarche consiste à prendre en compte certains critères, dont les principaux sont :

- L'accroissement démographique (jusqu'à l'horizon 2052) ;
- L'urbanisation de la ville ;
- Les ressources existantes.

II.2- Evolution de la population

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit une période de 30 ans, qui est une moyenne de durée de vie des canalisations. En 2008, la population des villages (OuledSaid, Azouza, OuledElHajd, OuledAbdelah, Chellout et Bentafet) a été estimée à **6963** habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2052, pour un taux d'accroissement de 2,8 %. [2]

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par l'application de la loi des accroissements géométriques, donnée par la relation des intérêts composés suivante :

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

Avec:

P_n : population à l'horizon d'étude.

p_0 : population de l'année de référence.

τ : taux d'accroissement de la population en (%).

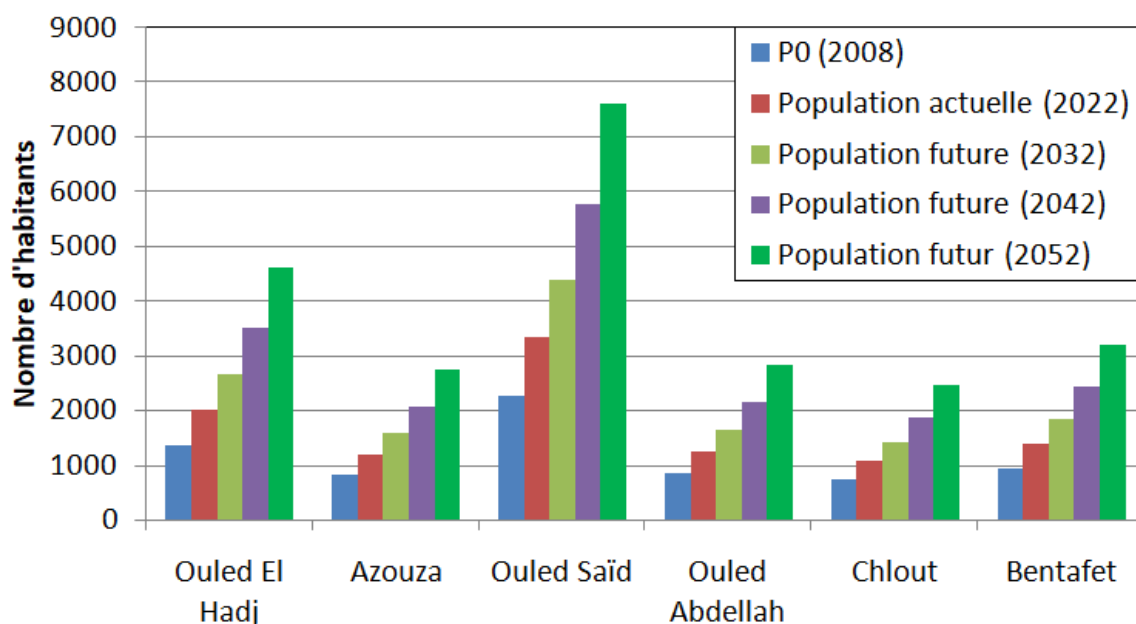
n : nombre d'années à l'horizon considéré.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.1) suivant:

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

Villages	P ₀ (2008)	Population actuelle(2022)	Population future(2032)	Population future(2042)	Population futur(2052)
Ouled El Hadj	1371	2 018	2 660	3 506	4 621
Azouza	811	1 194	1 573	2 074	2 733
Ouled Saïd	2261	3 328	4 387	5 782	7 621
Ouled Abdellah	842	1 239	1 634	2 153	2 838
Chlout	730	1 075	1 416	1 867	2 460
Bentafet	948	1 395	1 839	2 424	3 195
Total	6963	10 249	13 509	17 806	23 469

L'évolution de la population et sa répartition par village est représentée dans la figure (II.1).

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

II.3- Estimation des besoins en eau potable

II.3.1- Besoins domestiques

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération. Pour notre projet et comme nos agglomérations varient d'une commune à autre, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab, Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} \text{ dot} \times N \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier
- dot : dotation moyenne (150 l/j/hab) ;
- N : nombre d'habitants.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Tableau récapitulatif des consommations journalières.

Villages	Besoin actuel (2022), m ³ /j	Besoin futur (2032), m ³ /j	Besoin futur (2042), m ³ /j	Besoin futur (2052), m ³ /j
Ouled El Hadj	302,714	398,991	525,890	693,148
Azouza	179,067	236,019	311,084	410,024
Ouled Saïd	499,224	658,001	867,277	1 143,112
Ouled Abdellah	185,912	245,041	322,975	425,697
Chlout	161,182	212,446	280,014	369,072
Bentafet	209,316	275,889	363,635	479,288
Total	1 537,416	2 026,387	2 670,875	3 520,341

II.3.2- Besoins des équipements et cheptels

II.3.2.1- Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau (II.3) ci-dessous. :

Tableau (II.3) : Détermination des besoins scolaires.

Villages	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Ouled El Hadj	Ecole primaire	1	480	10	4,8
Azouza	/	/	/	/	/
Ouled said	Ecole primaire	1	480	10	4,8
	CEM	1	360	20	7,2
Ouled Abdellah	/	/	/	/	/
Chlout	Ecole primaire	1	480	10	4,8
Bentafet	Ecole primaire	1	480	10	4,8
Total	/	/	2280	/	26,4

II.3.2.2- les besoins sanitaires

Notre zone d'étude est équipée de deux salles de soins avec une dotation de 5 litres/jour/lit. [2]

Les besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau (II.4) :

Tableau (II.4) : Détermination des besoins sanitaires.

Villages	Désignation	Nombre de patient	Dotation (l/j/lit)	Besoins (m ³ /j)
Ouled Said	01 salle de soins	300	5	1,5
Bentafet	01 salle de soins	300	5	1,5
Total	03	600	/	3

II.3.2.3- Les besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels.

Villages	Désignation	Effectifs	Dotation (l/j/effectif)	Besoins (m ³ /j)
Ouled El Hadj	01 stade de Football	50	50	2,5
Azouza	01 mosquée	300	5	1,5
Ouled Said	01 mosquée 01 stade de football	300 50	5 50	1,5 2,5
Ouled Abdellah	01 mosquée	300	5	1,5
Chlout	/	/	/	/
Bentafet	01 mosquée	300	5	1,5
Total	/	1300	/	11

II.3.2.4- Les besoins des cheptels

Les différents besoins des cheptels sont représentés dans le tableau (II.6) suivant :

Tableau (II.6) : Détermination des besoins des cheptels.

Villages	Espèce	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoin(m ³ /j)
Ouled El Hadj	Bovins	150	50	7,5
Azouza	Bovins	150	50	7,5
Ouled Said	Bovins	200	50	10
Ouled Abdellah	Bovins	150	50	7,5
Chlout	Bovins	200	50	10
Bentafet	Bovins	150	50	7,5
Total	/	850	/	50

❖ **Récapitulatif des besoins en eau des équipements et cheptels**

L'évaluation des besoins en eau des équipements et cheptels par village sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau(II.7): Récapitulatif des besoins en eau des équipements et cheptels

Villages	Besoins Scolaires (m ³ /j)	Besoins Sanitaires (m ³ /j)	Besoins Socioculturels (m ³ /j)	Besoins Cheptels (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Ouled El Hadj	4,8	/	2,5	7,5	14,8
Azouza	/	/	1,5	7,5	9
Ouled Saïd	12	1,5	4	10	27,5
Ouled Abdellah	/	/	1,5	7,5	9
Chlout	4,8	/	/	10	14,8
Bentafet	4,8	1,5	1,5	7,5	15,3

❖ **Récapitulatif des besoins totaux**

Les besoins en eau actuel et futur des différents consommateurs calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (II.8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale.

Villages	Besoin actuel 2022 (m ³ /j)			Besoin total futur (m ³ /j)		
	Equipements et cheptels	Domestique	Total	2032	2042	2052
Ouled El Hadj	14,800	302,714	317,514	413,791	540,690	707,948
Azouza	9,000	179,067	188,067	245,019	320,084	419,024
Ouled Saïd	27,500	499,224	526,724	685,501	894,777	1 170,612
Ouled Abdellah	9,000	185,912	194,912	254,041	331,975	434,697
Chlout	14,800	161,182	175,982	227,246	294,814	383,872
Bentafet	15,300	209,316	224,616	291,189	378,935	494,588
Total	90,400	1 537,416	1627,816	2116,787	2 761,275	3 610,741

II.3.2.5- 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.9) : Besoins en eau en tenant compte des pertes.

Villages	Débit moyen majoré, $Q_{moy.j}$ en m^3/j			
	2022	2032	2042	2052
Ouled El Hadj	381,017	496,550	648,828	849,537
Azouza	225,680	294,023	384,101	502,829
Ouled Saïd	632,069	822,601	1073,732	1404,735
Ouled Abdellah	233,894	304,849	398,370	521,636
Chlout	211,179	272,695	353,777	460,646
Bentafet	269,540	349,427	454,722	593,506
Total	1953,379	2540,144	3313,530	4332,889

II.3.3- Etude des variations de la consommation

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement. [10]

II.3.3.1- Variation journalière de la consommation

Durant l'année la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{max.j}$, $K_{min.j}$.

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

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

Avec

$Q_{max.j}$: Débit maximal journalier

$Q_{min.j}$: Débit minimal journalier

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier

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

$K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal journalier

A- Débit maximal journalier

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

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

$K_{max.j} \in [1, 1,3]$. Comme la zone d'étude est une agglomération de faible importance on

peut prendre $K_{max.j} = 1,3$. [10]

Tableau (II.10) : Débit maximal journalier.

Villages	Q _{max.j} en m ³ /j			
	2022	2032	2042	2052
Ouled El Hadj	495,322	645,514	843,476	1104,398
Azouza	293,385	382,230	499,331	653,677
Ouled Saïd	821,689	1069,382	1395,852	1826,155
Ouled Abdellah	304,062	396,303	517,881	678,127
Chlout	274,533	354,504	459,910	598,840
Bentafet	350,402	454,255	591,138	771,557
Total	2539,392	3302,188	4307,589	5632,756

B- Débit minimal journalier

Ce débit représente la consommation du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

$K_{min.j} \in [0,7-0,9]$. Dans notre cas on prend $K_{min.j}=0,8$.

Les résultats des consommations maximales et minimales journalières sont représentés dans le tableau (II.10).

Tableau (II.11) : Débit minimal journalier

Villages	Q _{min.j} en m ³ /j			
	2022	2032	2042	2052
Ouled El Hadj	304,813	397,240	519,062	679,630
Azouza	180,544	235,218	307,281	402,263
Ouled Saïd	505,655	658,081	858,986	1123,788
Ouled Abdellah	187,115	243,879	318,696	417,309
Chlout	168,943	218,156	283,022	368,517
Bentafet	215,632	279,541	363,777	474,805
Total	1562,703	2032,116	2650,824	3466,311

II.3.3.2 Variations horaire de la consommation

La consommation en eau au cours de la journée varie d'une heure à l'autre, cette variation dépend de plusieurs facteurs notamment la taille de la population. Elle est caractérisée par la valeur maximale et la valeur minimale du débit horaire.

A- Débit maximal horaire

Il est caractérisé par le coefficient maximal horaire, qui représente l'augmentation de la consommation horaire pendant la journée. Il tient compte de la croissance démographique ainsi que des niveaux de confort et des habitudes de travail dans l'industrie. De manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max\ h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. [10]

Pour notre cas, on prend $\alpha_{max} = 1,4$.

β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, le tableau (II.12) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.12) : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Les valeurs de $K_{max\ h}$ de chaque localité sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau (II.13) : Valeurs de $K_{max\ h}$ de chaque village.

Villages	Population futur (2052)	α_{max}	β_{max}	$k_{max\ h}$
Ouled El Hadj	4 621	1,4	1,47	2,06
Azouza	2 733	1,4	1,58	2,21
Ouled Saïd	7 621	1,4	1,36	1,90
Ouled Abdellah	2 838	1,4	1,58	2,21
Chlout	2 460	1,4	1,60	2,24
Bentafet	3 195	1,4	1,55	2,18

B- Débit minimal horaire

Il est caractérisé par le coefficient minimal horaire ($K_{min\ h}$), qui permet de déterminer le débit minimal horaire envisageant une sous consommation avec :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \beta_{\min} \quad (\text{II.8})$$

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. Le tableau (II.14) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.14) : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

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

Les valeurs de $K_{\min,h}$ de chaque localité sont présentées dans le tableau (II.15) ci-dessous.

Tableau (II.15) : Valeurs de $K_{\min,h}$ de chaque village.

Villages	Population futur (2052)	α_{\min}	β_{\min}	$k_{\min,h}$
Ouled El Hadj	4 621	0,5	0,23	0,12
Azouza	2 733	0,5	0,18	0,09
Ouled Saïd	7 621	0,5	0,34	0,17
Ouled Abdellah	2 838	0,5	0,18	0,09
Chlout	2 460	0,5	0,10	0,05
Bentafet	3 195	0,5	0,15	0,08

Les résultats des consommations maximales et minimales horaires sont consignées dans le tableau (II.16).

Tableau (II.16) : Les débits maxima et minima horaires à l'horizon 2052.

Villages	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ (m^3/h)
Ouled El Hadj	1104,4	2,06	94,79	679,63	0,12	3,40
Azouza	653,67	2,21	60,19	402,26	0,09	1,51
Ouled Saïd	1826,15	1,9	144,57	1123,78	0,17	7,96
Ouled Abdellah	678,13	2,21	62,44	417,31	0,09	1,56
Chlout	598,83	2,24	55,89	368,51	0,05	0,77
Bentafet	771,56	2,18	70,08	474,81	0,08	1,58
Total	5632,76	/	487,98	3466,31	/	16,78

II.4 Bilan ressources-besoins

L'évaluation du débit affecté aux villages concernés par notre étude ce fait sur la base des informations fournies par la subdivision des services hydrauliques de la daïra de Isser, il est de 2160 m³/j, soit 25 l/s.

Le bilan représente la différence entre la ressource disponible et le débit maximal journalier calculé. Si le bilan est positif, cela veut dire qu'on a un surplus d'eau. S'il est négatif, dans ce cas, on est dans une situation déficitaire.

$$\text{Bilan} = \text{Ressource disponible} - \text{Besoins.}$$

Le résultat du bilan (ressources – besoins) est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau (II.17) : Bilan ressources – besoins.

Année	2022	2032	2043	2052
Ressources (m ³ /j)	2160	2160	2160	2160
Besoins (m ³ /j)	2539,392	3302,188	4307,589	5632,756
Bilan (m ³ /j)	-379,392	-1142,188	-2147,589	-3472,756

II.5 Conclusion

La consommation maximale journalière en eau potable de la zone d'étude s'élèvera en 2052 à 5632,76m³/j, soit 65.20 l/s. ce débit servira pour le dimensionnement de la conduite d'adduction ainsi que la détermination du volume de stockage des réservoirs. Cependant, la ressource moyenne journalière mobilisée est de 2160 m³/j. Ce débit est insuffisant pour satisfaire les besoins actuels et futures en eau potable de la population. Pour cela, un renforcement à partir d'un point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger est nécessaire pour combler ce déficit.

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

Chapitre III : Les réservoirs

III.1- Introduction

Un réseau d'alimentation en eau potable doit comporter plusieurs éléments lui permettant le bon fonctionnement de l'adduction et de la distribution de l'eau, en l'occurrence, les ouvrages de stockage, appareils de pompage et d'amener d'eau.

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques de grande importance, dont le but est de stocker de l'eau. Ils permettent d'assurer la jonction entre le réseau d'adduction et celui de distribution et permettent aussi d'assurer la distribution en continue pour les consommateurs pendant les heures de la journée.

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner les ouvrages de stockage nécessaire pour, satisfaire les besoins futurs de notre zone.

III.2- Fonction générales des réservoirs [6]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

Fonctions Techniques

- Régulation des débits
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l'exploitation
- Réacteur participant au traitement

Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

III.3- Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs est souvent un défi pour un certain nombre de raisons, nous devons donc tenir compte de certains facteurs techniques et économiques [5] :

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer a un point bas par rapport a la prise d'eau.

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implantés de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.4 - Choix des réservoirs

Vu le relief du terrain et les emplacements disponibles, nous optons pour des réservoirs circulaires semi enterrés pour lesquels :

- L'étanchéité est assurée.
- L'étude architecturale est simplifiée.
- L'économie sur les frais de construction.
- La conservation de l'eau emmagasinée est à une température constante.

III.5 -Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés comme suit [5] :

- D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi enterrés.
- Surélevés sur tours

-Selon leurs formes :

- Circulaires.
Rectangulaires.
- Forme quelconque.

III.6- Equipements des réservoirs[6]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;

- du système de matérialisation d'incendie ;
- d'une conduite by-pass.

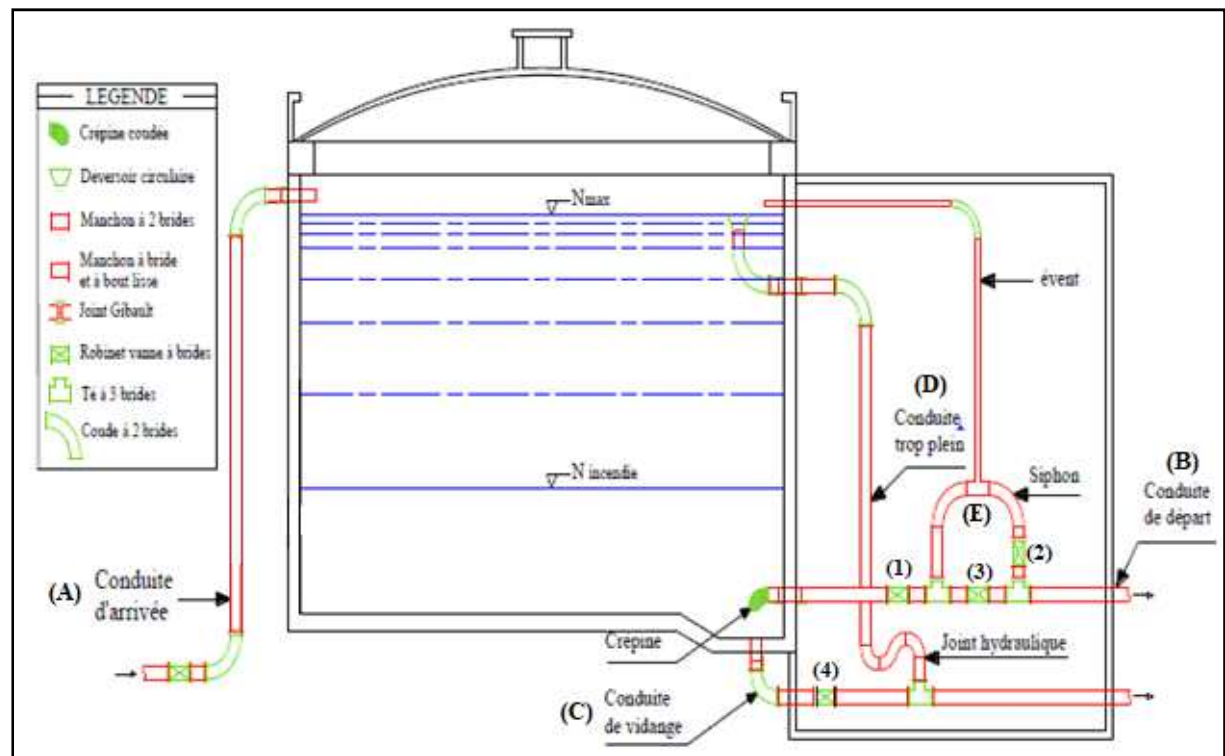


Figure (III.1) : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

A- Conduite d'arrivée ou d'alimentation

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permettre son oxygénation. L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur.

B- Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposés sur le radier. Un robinet vanne serra aménagé sur le départ de la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite maîtresse de distribution.

C- Conduite de vidange

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuels nettoyages ou réparation dans le réservoir.

D- Conduite de trop plein

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

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

E- Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution en prévoit soit:

- Le système à siphon (voir figure III.1)

En service normal les vannes 1 et 2 sont ouvertes et 3 fermée. 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 3.

- Le système à deux prises (voir figure III.2)

En service normal la vannes 1 ouverte et 2 fermée. En cas d'incendie on ouvre la vanne 2. Dans le système à deux prises, la réserve d'incendie constitue une tranche d'eau morte, on optera alors pour le système à siphon car l'eau ne stagne pas au fond du réservoir.

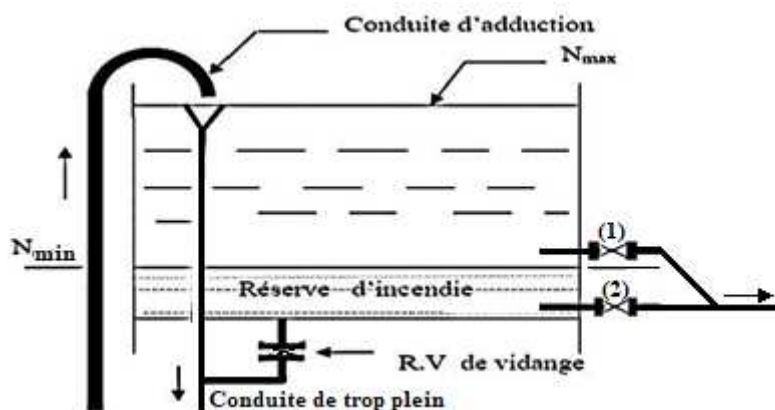


Figure (III.2) : Système d'incendie à deux prises

F- Conduite de by-pass (voir figure III.3)

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonctionne qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

- En temps normal les vannes 1 et 2 sont ouvertes par contre la vanne 3 reste fermée.
- En by-pass, on ferme 1 et 2 et on ouvre 3.

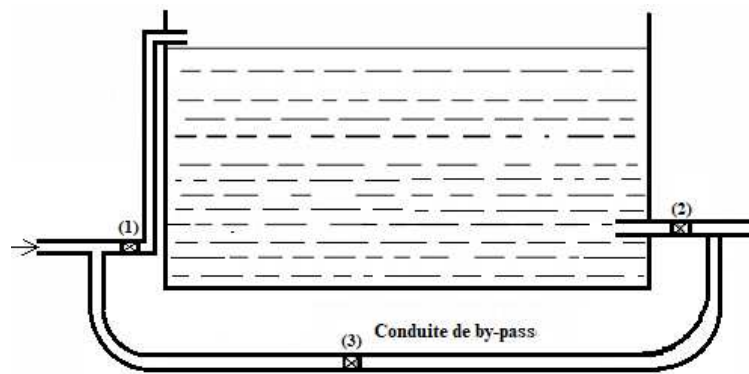


Figure (III.3) : Conduite de by-pass.

III.7 - Entretien des réservoirs

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne. Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Réparation éventuelles des parois ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.

III.8- Détermination de la capacité d'un réservoir de distribution

III.8.1- Réservoir de distribution

Pour remplir le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière estimation doit prendre en compte l'évolution des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire d'une part le mode de fonctionnement de l'ouvrage situé en amont, et d'autre part l'évolution de la demande. Dans la plupart des cas, les calculs de capacité tiennent compte des variations quotidiennes, des dates de consommation maximale et des réserves d'eau pour les incendies. [5].

III.8.1.1- Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder [4]:

- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir ;
- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variation horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé

III.8.1.2- Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (p_{\max}) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution, ce qui nous donnera la valeur max du résidu p_{\max} et V_r seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique .

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

Où:

- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
- P_{\max} : Résidu maximum (%) ;
- Q_{\max} : Débit maximum journalier (m^3/j).

III.8.1.3- Calcul du résidu P_{\max}

On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ pour chaque localité de distribution.

Le régime de consommation journalière pour chaque village est pris du tableau du régime de distribution du débit journalier (Annexe 1).

- On fait une répartition de 20 heures de pompage ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée en P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}|$$

Où:

- R^+_{\max} : Résidu maximum positif (%) ;
- R^-_{\max} : Résidu maximum négatif (%) .

III.8.1.4- Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égal à 120 m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de $60 \text{ m}^3/\text{h}$).

Le volume total est donc :

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

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m^3).
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{inc}=120 m^3$).

III.8.1.5- Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [3 : 6] m \rightarrow$ on prend $H = 4 m$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 , et $H = 6 m$ pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3 .

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

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3);
- S_e : Section du réservoir en (m^2) ;
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

III.8.1.6- Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$V_{inc} = 120 m^3 \rightarrow H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} \quad (III.5)$$

III.8.1.7- Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

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

III.8.2- La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, son dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Pour des stations circulaires, ce temps est compris entre 10 et 20 minutes. Et pour notre cas on a choisi un temps de 15 min pour maintenir la crépine en charge $t = 1/4h$.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max,j} \times t \quad (III.7)$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier.

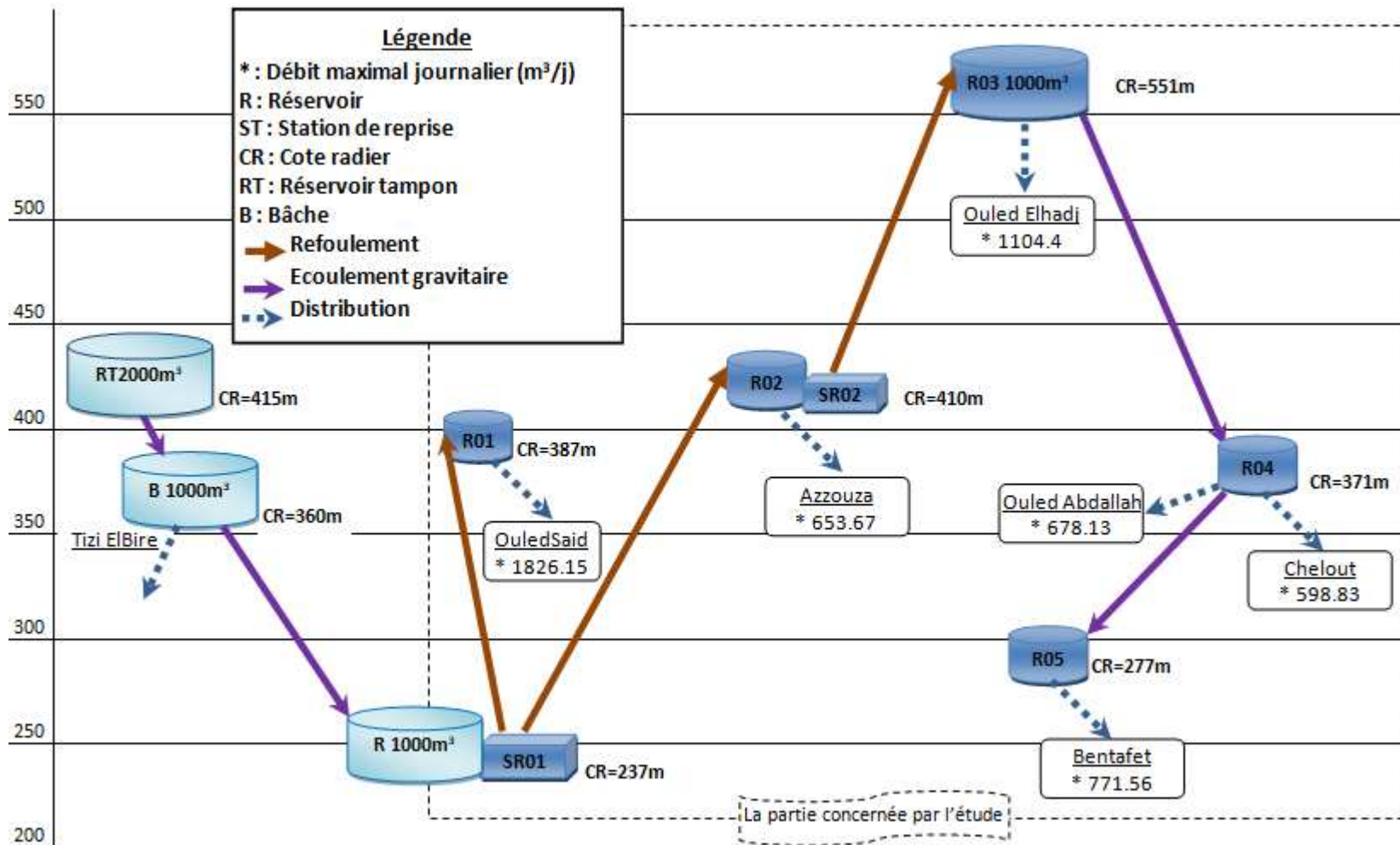
III.9- Description du schéma d'AEP de la région d'étude

A l'instar de tous les villages de la commune de Chaabet El Aneur, la région concernée par cette étude est alimentée en eau potable à partir d'un réservoir tampon de 2000m³ qui se situe sur une cote de 415 m, et qui reçoit les eaux du champ de captage situé à Oued Adjenan, ainsi les eaux du point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger.

Par l'intermédiaire d'une conduite d'adduction gravitaire en fonte de Ø 300 mm sur un linéaire de 5656 en passant par la bache (2×500 m³) existantes à Tizi El Bire qui assure aussi la desserte d'une partie de la commune, l'eau est acheminée jusqu'au village de Ouled Said où un réservoir (R) et une station de pompage (SR1) sont implantés. À partir de cette station de pompage deux conduites de refoulement sont issues pour alimenter les autres six villages de la commune (Ouled Said, Azouza, Ouled El Hadj, Chlout, Ouled Abdellah et Bentafet) :

- L'une alimente le réservoir de distribution (R1) du village Ouled Said.
- L'autre alimente le réservoir (R02) d'Azzouza où une deuxième station de reprise (SR2) est implantée pour refouler à son tour l'eau vers le réservoir (R03) à Ouled El Hadj.

En fin pour couvrir la totalité de la région en matière de besoin en eau potable deux autres réservoirs R4 et R5 sont callés respectivement à la cote 371m et 277m. Le premier (R04) est alimenté par le réservoir (R3) pour assurer la distribution en eau des villages Ouled Abdallah et Chelout, et le deuxième (R05) est alimenté par R04 pour assurer la desserte du village Bentafet.



Figure(III.4) : Schéma général des réservoirs

III.10- Détermination des capacités des réservoirs

III.10.1- Dimensionnement du réservoir R01 (Ouled Said)

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution du village d'Ouled Said dont le débit est de 1826,15 m³/j. Le coefficient Kmax horaire est de l'ordre de 1,9 (annexe (1)). Les variations des débits à l'entré et à la sortie du réservoir ainsi que les résidus sont exprimés en terme de pourcentage dans le tableau suivant :

Tableau (III.1) : Détermination de la capacité du réservoir R01 (Ouled Said).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	5	0,75	4,25	4,25
1-2	5	0,75	4,25	8,5
2-3	5	1	4	12,5
3-4	5	1	4	16,5
4-5	5	3	2	18,5
5-6	5	5,5	-0,5	18
6-7	5	5,5	-0,5	17,5
7-8	5	5,5	-0,5	17
8-9	5	3,5	1,5	18,5
9-10	5	3,5	1,5	20
10-11	5	6	-1	19
11-12	5	8,5	-3,5	15,5
12-13	5	8,5	-3,5	12
13-14	5	6	-1	11
14-15	5	5	0	11
15-16	5	5	0	11
16-17	5	3,5	1,5	12,5
17-18	0	3,5	-3,5	9
18-19	0	6	-6	3
19-20	0	6	-6	-3
20-21	0	6	-6	-9
21-22	5	3	2	-7
22-23	5	2	3	-4
23-24	5	1	4	0
Total	100	100	0	

➤ **Calcul du volume de stockage de R01:**

D'après le tableau (III.1) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |20| + |-9| = 29 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{29 * 1826,15}{100} = 529,5835 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 529,5835 \text{ m}^3$$

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

$$V_{\text{total}} = 529,5835 + 120 = 649,5835 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 649,5835 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir qu'on va implanter à Ouled Said est de 650 m³, avec :

-Volume total : $V_t = 650 \text{ m}^3$.

-Hauteur : $H = 4 \text{ m}$.

-Diamètre : $D = 14,40 \text{ m}$.

-Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 1,6 \text{ m}$.

III.10.2- Dimensionnement du réservoir R02 (Azzouza)

Ce réservoir reçoit un débit de 3806,59 m³/j, il assure l'alimentation du village Azouza et l'alimentation du réservoir R03 par refoulement.

Soit un débit réparti sur : $Q(\text{Azouza}) = 653,67 \text{ m}^3/\text{j}$, et $Q(\text{transit}) = 3152,92 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau suivant donne le calcul du volume de régulation du réservoir R02.

Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir R02 (Azzouza)

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Débit transite (%)	Résidu (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	5	0,13	4,14	0,73	0,73
1-2	5	0,13	4,14	0,73	1,46
2-3	5	0,17	4,14	0,69	2,15
3-4	5	0,17	4,14	0,69	2,84
4-5	5	0,52	4,14	0,34	3,18
5-6	5	0,94	4,14	-0,08	3,10
6-7	5	0,94	4,14	-0,08	3,01
7-8	5	0,94	4,14	-0,08	2,93
8-9	5	0,60	4,14	0,26	3,19
9-10	5	0,60	4,14	0,26	3,45
10-11	5	1,03	4,14	-0,17	3,28
11-12	5	1,46	4,14	-0,60	2,68
12-13	5	1,46	4,14	-0,60	2,08
13-14	5	1,03	4,14	-0,17	1,91
14-15	5	0,86	4,14	0,00	1,91

15-16	5	0,86	4,14	0,00	1,91
16-17	5	0,60	4,14	0,26	2,17
17-18	0	0,60	0,00	-0,60	1,57
18-19	0	1,03	0,00	-1,03	0,54
19-20	0	1,03	0,00	-1,03	-0,49
20-21	0	1,03	0,00	-1,03	-1,52
21-22	5	0,52	4,15	0,33	-1,19
22-23	5	0,34	4,15	0,51	-0,68
23-24	5	0,17	4,15	0,68	0,00
Total	100	17,17	82,83	0,00	

➤ **Calcul du volume de stockage de R02 (AZOUZA) :**

D'après le tableau (III.1) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |3,45| + |-1,52| = 4,97 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{4,97 * 3806,59}{100} = 189,188 \text{m}^3$$

$$V_{\max} = 189,188 \text{m}^3$$

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

$$V_{\text{total}} = 189,188 + 120 = 309,188 \text{m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 309,188 \text{m}^3$$

On retient le réservoir existant avec une capacité de stockage égale à 500m^3 .

III.10.3-Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled El Hadj)

Ce réservoir reçoit un débit de $3152,92 \text{m}^3/\text{j}$, il assure l'alimentation du village Ouled El Hadj et l'alimentation du réservoir R04 par gravitation. Soit un débit réparti sur :

$$Q (\text{Ouled El Hadj}) = 1104,4 \text{m}^3/\text{j} \text{ et } Q (\text{transit}) = 2048,52 \text{m}^3/\text{j}.$$

Le tableau (III.3) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir R03.

Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled El hadj).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	débit transite (%)	Résidus (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	5	0,30	2,71	1,99	1,99
0-2	5	0,30	2,71	1,99	3,98
0-3	5	0,30	2,71	1,99	5,98
0-4	5	0,35	2,71	1,94	7,92
0-5	5	0,95	2,71	1,35	9,26
0-6	5	1,65	2,71	0,65	9,91

0-7	5	1,87	2,71	0,42	10,32
0-8	5	2,05	2,71	0,24	10,57
0-9	5	1,58	2,71	0,72	11,28
0-10	5	1,47	2,71	0,82	12,10
0-11	5	1,93	2,71	0,37	12,47
0-12	5	2,63	2,71	-0,34	12,13
0-13	5	2,77	2,71	-0,48	11,66
13-14	5	2,22	2,71	0,07	11,72
14-15	5	1,82	2,71	0,47	12,19
15-16	5	1,68	2,71	0,61	12,80
16-17	5	1,40	2,71	0,89	13,69
17-18	0	1,58	2,70	-4,28	9,42
18-19	0	2,17	2,70	-4,87	4,55
19-20	0	2,00	2,70	-4,70	-0,15
20-21	0	1,93	2,70	-4,63	-4,77
21-22	5	1,06	2,70	1,24	-3,53
22-23	5	0,71	2,70	1,59	-1,94
23-24	5	0,36	2,70	1,94	0,00
Total	100	35,03	64,97	0,00	

➤ **Calcul du volume de stockage de R03 (Ouled El Hadje)**

D'après le tableau (III.3) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13,69| + |-4,77| = \mathbf{18,47\%}$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{18,47 * 3152,92}{100} = 582,19\text{m}^3$$

$$V_{\max} = \mathbf{582,19\text{m}^3}$$

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

$$V_{\text{total}} = 582,19 + 120 = 702,20 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = \mathbf{702,20 \text{ m}^3}$$

La capacité du réservoir existant qui est de 1000 m³ est donc suffisante.

III.10.4- Dimensionnement du réservoir R04 (Ouled Abdallah et Chelout)

Ce réservoir assure la distribution des deux villages à savoir : Chlout avec un débit de 598,83 m³/j, et celui d'Ouled Abdallah avec un débit de 678,13 m³/j. Aussi alimentera par gravité le réservoir de Bentafet, dont le débit journalier de ce dernier est de 771,56 m³/j.

Les calculs de la capacité de régulation de ce réservoir sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (III.4) : Dimensionnement du réservoir R04 (Ouled Abdellah).

Heures	Apport (%)	Transit (%)	Dist. 01 (%)	Dist. 02 (%)	Résidus (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	4,16	1,57	0,25	0,22	2,13	2,13
1-2	4,16	1,57	0,25	0,22	2,13	4,26
2-3	4,16	1,57	0,33	0,29	1,97	6,23
3-4	4,16	1,57	0,33	0,29	1,97	8,20
4-5	4,16	1,57	0,99	0,88	0,72	8,92
5-6	4,16	1,57	1,82	1,61	-0,84	8,08
6-7	4,16	1,57	1,82	1,61	-0,84	7,25
7-8	4,16	1,57	1,82	1,61	-0,84	6,41
8-9	4,17	1,57	1,16	1,02	0,42	6,83
9-10	4,17	1,57	1,16	1,02	0,42	7,25
10-11	4,17	1,57	1,99	1,75	-1,14	6,11
11-12	4,17	1,57	2,81	2,48	-2,70	3,41
12-13	4,17	1,57	2,81	2,48	-2,70	0,71
13-14	4,17	1,57	1,99	1,75	-1,14	-0,43
14-15	4,17	1,57	1,66	1,46	-0,52	-0,95
15-16	4,17	1,57	1,66	1,46	-0,52	-1,47
16-17	4,17	1,57	1,16	1,02	0,42	-1,05
17-18	4,17	1,57	1,16	1,02	0,42	-0,63
18-19	4,17	1,57	1,99	1,75	-1,14	-1,77
19-20	4,17	1,57	1,99	1,75	-1,14	-2,91
20-21	4,17	1,57	1,99	1,75	-1,14	-4,05
21-22	4,17	1,57	0,99	0,88	0,73	-3,32
22-23	4,17	1,57	0,66	0,58	1,35	-1,97
23-24	4,17	1,57	0,33	0,29	1,98	0,00
Total	100	37,66	33,11	29,23	0,00	

➤ Calcul du volume de stockage de R04

D'après le tableau (III.3) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |8,92| + |-4,05| = 12,97 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{12,97 * 2048,52}{100} = 265,69 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 265,69 \text{ m}^3$$

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

$$V_{\text{total}} = 265,69 + 120 = 385,69 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 385,69 \text{ m}^3$$

Donc la capacité normalisée du réservoir implanté est de 400 m³

Dont :

-Volume total : $V_t = 400 \text{ m}^3$.

-Hauteur : $H = 4 \text{ m}$.

-Diamètre : $D = 11,30 \text{ m}$.

-Hauteur d'incendie : $H_{inc} = 1,44 \text{ m}$.

III.10.5- Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet)

Le réservoir que nous voulons projeter est celui qui assure la distribution du village Bentafet, dont le débit est de $771,56 \text{ m}^3/\text{j}$. Le coefficient K_{max} horaire est de l'ordre de 2,18, pour les calculs on prendra $K_{max,h} = 2$ (annexe (1)), le dimensionnement du réservoir de Bentafet est donné dans le tableau (III.5) ci-dessous :

Tableau (III.5) : Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Résidus (%)	Résidus cumulés (%)
0-1	4,16	0,75	3,41	3,41
1-2	4,16	0,75	3,41	6,82
2-3	4,16	1	3,16	9,98
3-4	4,16	1	3,16	13,14
4-5	4,16	3	1,16	14,3
5-6	4,16	5,5	-1,34	12,96
6-7	4,16	5,5	-1,34	11,62
7-8	4,16	5,5	-1,34	10,28
8-9	4,17	3,5	0,67	10,95
9-10	4,17	3,5	0,67	11,62
10-11	4,17	6	-1,83	9,79
11-12	4,17	8,5	-4,33	5,46
12-13	4,17	8,5	-4,33	1,13
13-14	4,17	6	-1,83	-0,7
14-15	4,17	5	-0,83	-1,53
15-16	4,17	5	-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,5	0,67	-1,69
17-18	4,17	3,5	0,67	-1,02
18-19	4,17	6	-1,83	-2,85
19-20	4,17	6	-1,83	-4,68
20-21	4,17	6	-1,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	0
Total	100	100		

➤ Calcul du volume de stockage de R05 (Bentafet)

D'après le tableau (III.3) on a :

$$P_{max} = |R_{max}^+| + |R_{max}^-| = |14,3| + |-6,51| = 20,81 \%$$

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{20,81 * 771,56}{100} = 160,56 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 160,56 \text{ m}^3$$

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

$$V_{\text{total}} = 160,56 + 120 = 280,56 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 280,56 \text{ m}^3$$

Donc la capacité normalisée du réservoir implanté à Bentafet est de 300m³.

-Volume total : $V_t = 300 \text{ m}^3$.

-Hauteur : $H = 4 \text{ m}$.

-Diamètre : $D = 9,77 \text{ m}$.

-Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 1,6 \text{ m}$.

III.11- Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vérifié la capacité des réservoirs existants et déterminé celle des réservoirs projetés. Trois nouveaux réservoirs sont à projetés pour alimenter les différents villages par des réseaux ramifier distincts.

Les caractéristiques de chacun de ces réservoirs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (III.6) : Les caractéristiques des réservoirs

Réservoir	R01	R02	R03	R04	R05
Existant ou projeté	Projeté	Existant	Existant	Projeté	Projeté
Capacité (m ³)	650	500	1000	400	300
Hauteur d'eau (m)	4	/	/	4	4
Diamètre (m)	14,40	/	/	11,30	9,77
Fonctions	Distribution Ouled Said	-Distribution Azzouza -Alimentation R03	-Distribution Ouled El Hadj -Alimentation R04	-Distribution Ouled Abdallat et Chalout -Alimentation R05	Distribution Bentafat

Pour que ces réservoirs assurent convenablement leurs fonctions, ils doivent être alimentés par un réseau d'adduction soigneusement dimensionné. Tel est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
ADDUCTION

Chapitre IV : Adduction

IV.1- Introduction

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

L'adduction c'est le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement, qu'est une source, un forage, un captage ou une retenue jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation. Les conduites d'adduction doivent satisfaire pendant leurs durées d'utilisation aux besoins de la population et être en mesure de véhiculer un débit maximal journalier. [11]

IV.2- Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

IV.2.1- Adduction Gravitaire

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

IV.2.2- Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

Dans notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

IV.2.3- Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

IV.3- Quelques notions simples sur l'adduction

Pour faire le dimensionnement des conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivants :

IV.3.1- Choix du tracé

Les conduites d'adduction seront posées selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [8] :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes et les voies ferrées autant que possible.

Pour notre cas, nous étudions les tracés des conduites d'adduction qui s'étendent sur différentes longueurs, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de coup de bélier qui peut endommager la conduite.

IV.3.2- Choix du type des conduites

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [8] :

- Le diamètre.
- Les pressions exigées.
- Les conditions d'installation.
- Les prix unitaires de pose de l'adduction.
- La disponibilité sur le marché (production locale).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).

- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polythène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

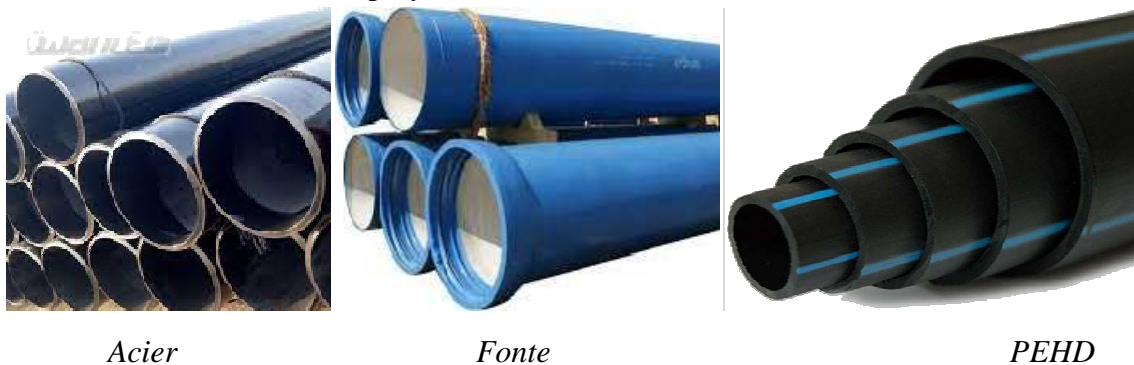


Figure (IV.1) : Types de matériaux utilisés en AEP

IV.3.2.1- Partie refoulement

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile** pour la partie refoulement, vu les avantages qu'elle présente :

- Résistance à la pression élevée, très rigide et solide ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm de diamètre, et 45 bars pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm, et 30 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur à 600 mm ;
- Bonne résistance à la force intérieure ;
- Assure une longévité, à condition qu'elle soit bien entretenue ;
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;
- Disponible sur le marché national.

Les diamètres normalisés des conduites en fonte ductile avec des pressions de service sont joint en Annexe (3).

IV.3.2.2- Partie gravitaire

Pour la partie gravitaire, on a opté pour des conduites en **PEHD** qui répond aux objectifs recherchés, les raisons d'utilisation de polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;

- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;

Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;

- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilités.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD avec des pressions de service sont joint en Annexe (4).

IV.3.3- Profil en long d'une adduction

Le profil en long de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

IV.3.4- La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.4- Les équipements de l'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants :

IV.3.1- Les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

IV.4.1.1- Les robinet-vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire.

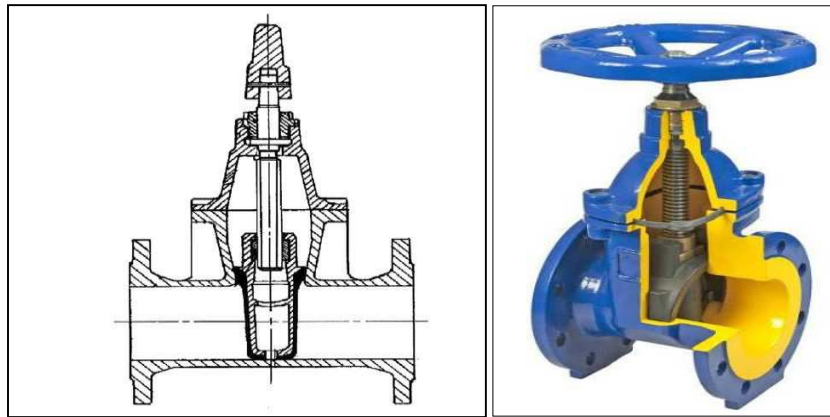


Figure (IV.2) : Vanne à opercule.

IV.4.1.2- Les vannes à papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture (figure (IV.3)).

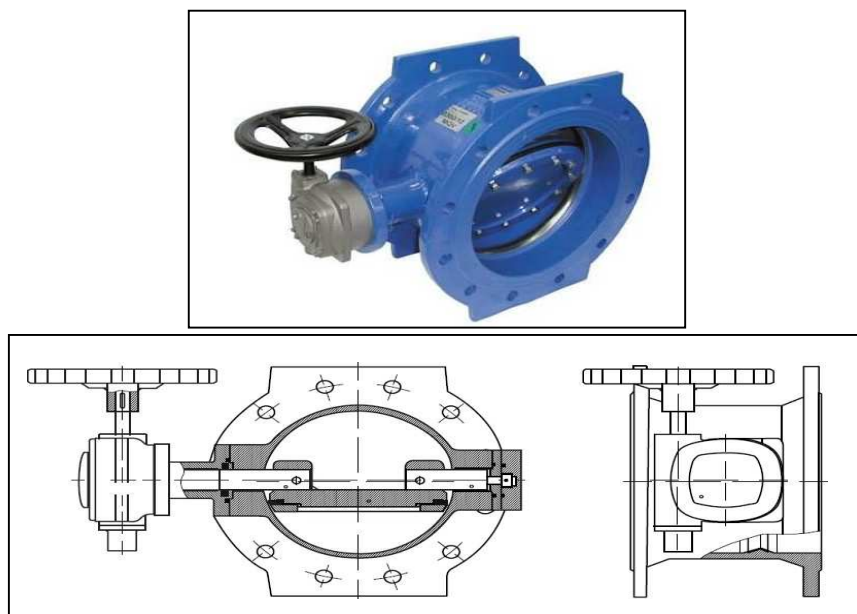


Figure (IV.3) : vanne à papillon.

IV.4.1.3- La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau. Une vidange est constituée :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

IV.4.2-Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le Déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants et d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites (figure (IV.4)).



Figure (IV.4) : Ventouse.

IV.4.3- Les clapets anti-retour

Les clapets de non-retour permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont installés au palier de pression sur les réseaux et sur les conduites de refoulement, après les pompes (figure ((IV.5)).



Figure (IV.5) : Clapet anti-retour.

IV.4.4- Crépine

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans les pompe.

IV.5- description du schéma d'adduction

Le point de démarrage du système d'adduction est le réservoir tampon (RT) situé à une cote de 415 m, l'eau s'écoulera gravitairement vers la bache sur un linéaire de 1723m, ensuite acheminée vers le réservoir de la station de reprise (STR01) sur un itinéraire de 3806m.

La reprise est assurée encore par refoulement vers le réservoir R01 situé à une cote de

387 m, et vers le réservoir R02 situé à une cote de 410 m. A partir de la STR02, le R02 desservira par refoulement le réservoir R03 qui est sur une cote de 551 m.

Par la suite, l'adduction vers le réservoir R04 est assurée gravitairement par le réservoir R03, à son tour (R04) assure l'alimentation de réservoir R05.

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 [9] :

- 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.6.1- Calcul du diamètre économique

IV.6.1.1- Dimensionnement de la conduite

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

IV.6.1.2- Méthode de calcul

*Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes : Ces formules sont données comme suit [5] :

La formule de **BONNIN**

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

La formule de **BRESS**

$$D = 1,5 * \sqrt{\bar{Q}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec, D : Diamètre de la conduite en mètre ; Q : Débit véhiculé en m³/s.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux; et cela par rapport à une fourchette de vitesse qui est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s à respecter.

*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} :

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

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

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 (m^3/s).

- **Calcul de la vitesse**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m)

IV.6.1.3- Calcul des pertes de charge

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

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

IV.6.1.3.1- Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, elles sont déterminées par la formule de **Darcy-Weisbach** :

$$J_L = \frac{\lambda L V^2}{2gD} \quad (IV.5)$$

Avec :

- J_L : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- λ : Coefficient de pertes de charge.

- Calcul du coefficient de pertes de charge (λ)

Le coefficient de frottement λ , dépend du régime d'écoulement qui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds, en se référant au diagramme de Moody et ayant

ces deux derniers paramètres on pourra déterminer le coefficient de frottement λ .

A. En régime laminaire :

λ est indépendant de la rugosité relative, il est uniquement fonction du nombre Reynolds, il est donnée par l'expression de **POISEUILLE** :

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

B. En régime turbulent rugueux :

λ sera calculé avec la formule de **NIKURADZE** :

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

Avec :

λ : coefficient de frottement absolu des tuyaux ;

ε : la rugosité absolue ;

D : Diamètre de la conduite ;

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

C. En régime transitoire :

λ sera calculé avec la formule de **COLEBROOK-WHITE** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (IV.8)$$

Cette formule se base sur des approximations successives :

En première approximation λ est déterminé par la formule de **NIKURADZE**, la valeur sera remplacée dans le second membre de la relation de **COLEBROOK-WHITE**, d'où on aura une valeur de λ . On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression mathématique soient égaux.

- Détermination de 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.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha * T \quad (IV.9)$$

Avec :

ε : Rugosité de service ($\varepsilon_0=10^{-4}$ m pour l'acier) ;

ε_0 : Rugosité à l'état neuf ;

α : Coefficient de vieillissement ; $\alpha =3*10^{-5}$ m/ans ;

T : la durée d'utilisation de la conduite (**T=30ans**).

Dans la pratique, ε est pris égale :

- **10⁻³m** pour l'acier ;
- Pour la fonte ductile $\varepsilon= 0.03$ mm ;
- Pour le **PEHD** :
- Si $D \leq 200$ mm on a $\varepsilon=0.01$ mm ;
- Si $D > 200$ mm on a $\varepsilon= 0.02$ mm

-Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds exprime l'action des forces de viscosité est une valeur adimensionnelle donnant une idée sur la nature de l'écoulement, elle est donnée par la Formule :

$$Re = \frac{(V \times D)}{\nu} \quad \text{Ou bien} \quad Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ; D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10^{-6} m²/s à 20°C.

ρ : Masse volumique (kg/m³) ; μ : viscosité dynamique.

En fonction de la valeur de nombre de **Re**, nous avons la classification suivante :

- Re < 2 320** : correspond au régime laminaire ;
- 2 320 < Re < 4 000** : correspond au régime transitoire ;
- Re > 4 000** : correspond au régime turbulent.

IV.6.1.3.2- Pertes de charges singulières

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charges accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissement brusques ou progressifs, les branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées (**JS**), représentent **15%** des pertes de charges linéaires. Soit :

$$JS = 0,15 \times JL \quad (\text{IV.10})$$

IV.6.1.3.3- Pertes de charge Totales

La perte de charge totale "**Jt**" le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$Jt = J_l + J_s = J_l + 15\% J_l = 1,15 J_l \quad (IV.11)$$

Finalemment on aura :

$$Jt = 1,15 \cdot \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V_m^2}{2g} \quad (IV.12)$$

IV.6.1.4- Calcul de la hauteur manométrique Totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (**Hg**) et la perte de charge (**Jt**) le long de la conduite [2].

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Hmt = Hg + Jt \quad (IV.13)$$

Avec :

Htm : Hauteur manométrique Totale (m) ;

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

Jt : perte de charge totale (m).

IV.6.1.5- Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La puissance « P » représente le travail effectuée par la pompe élever un débit « Q » a la hauteur manométrique totale (Hmt) pendant une unité de temps. Elle est donnée par la formule suivant :

$$P_{abs} = \frac{g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \quad (IV.14)$$

Avec :

-Pabs : Puissance total en KWh ;

-g : accélération de la pesanteur ;

-Q : débit refoulé par la pompe en m³/s ;

-Hmt : hauteur manométrique totale ;

-η: Rendement de la pompe.

IV.6.1.6- Calcul de l'énergie consommée par la pompe

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 (dans notre projet d'étude t=21heures).

IV.6.1.7- Coût d'énergie et frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times \acute{e} \quad (IV.16)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- \acute{e} : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4,67DA)
-

IV.6.1.8- Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (F_{am}) sont égaux au prix de revient total de la conduite (P) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (A).

$$F_{am} = Puc. L. A \quad (IV.17)$$

Avec :

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

L : longueur de la conduite ;

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

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

Ou :

i : taux d'annuité adopté égale à **8%** ;

n : nombre d'années d'amortissement.

Donc : $A = \frac{0,08}{[(0,08+1)^{30}] - 1} + 0,08 = 0,0937$

IV.6.1.9- Calcul du bilan

C'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement :

$$BL = F_{EXP} + F_{am}$$

IV.6.2- Dimensionnement des différents tronçons d'adduction

IV.6.2.1- Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)

a-Tronçon STR01 – R01

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

-Débit : $Q = 0,02113 \text{ m}^3/\text{s}$.

-Longueur : $L = 946 \text{ m}$.

-Cote du radier STR01 : $C_{\text{STR01}} = 237 \text{ m}$ (départ)

-Cote du trop-plein de R01 : $C_{\text{réservoir}} = 391 \text{ m}$.

-La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{\text{réservoir}} - C_{\text{STR01}} = 154 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre :**

- $D_{\text{BONNIN}} = 0,138 \text{ m}$.

- $D_{\text{BRESS}} = 0,207 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 150, 200 et 250 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.1) ci-après :

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01 – R01.

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0,15	0,140	0,02113	1,3733	19226,2	946	0,08612	64,3275	154	218,3275
0,2	0,1892	0,02113	0,7519	14225,95	946	0,0743	12,3106	154	166,3106
0,25	0,2384	0,02113	0,4736	11290,62	946	0,09345	4,87513	154	158,8751

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

➤ Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.2) ci-après :

Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R01.

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P(KW)	E(Kwh)	F _{exp} (DA/KWh)
0,15	0,140	0,02113	218,3275	45,2561	330369,53	1542825,705
0,2	0,1892	0,02113	166,3106	45,9649	335543,77	1566989,406
0,25	0,2384	0,02113	158,8751	43,9099	320542,27	1496932,401

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.3) ci-dessous :

Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R01.

Dext (m)	Dint (m)	Prix (DA/MI)	L (m)	A	Famo (DA)
0,15	0,140	3300	946	0,089	277840,2
0,2	0,1892	3800	946	0,089	319937,2
0,25	0,2384	5750	946	0,089	484115,5

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.4) ci-dessous :

Tableau (IV.4) : calcul du bilan du tronçon STR01-R01.

Dext (m)	V (m/s)	Fexp (DA/K.W.h)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,15	1,3733	1542825,705	277840,2	1820665,905
0,2	0,7519	1566989,406	319937,2	1886926,606
0,25	0,4736	1496932,401	484115,5	1981047,901

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est

D = 150 mm avec une vitesse favorable **V = 1,3733 m/s**.

b- Tronçon STR01-R02

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit : $Q = 0,04406 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 2076 \text{ m}$.
- Cote de la STR01 : $CSTR01 = 237 \text{ m}$.
- Cote du trop-plein R02 : $CR02 = 414 \text{ m}$.
- La hauteur disponible : $H_g = CR02 - CSTR01 = 414 - 237 = 177 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

- $D_{\text{BONNIN}} = 0,20989 \text{ m}$.
- $D_{\text{BRESSE}} = 0,31484 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 200, 250 et 300 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.5) suivant :

Tableau (IV.5) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-R02.

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
0,2	0,1892	0,04406	1,5679	296646,68	2076	0,07430	117,47	177	294,47
0,25	0,2384	0,04406	0,9876	235443,84	2076	0,09345	46,52	177	223,52
0,3	0,2876	0,04406	0,6786	195165,36	2076	0,08487	16,54	177	193,54

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.6) suivant :

Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R02.

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P(KW)	E(Kwh)	F _{exp} (DA/KWh)
0,20	0,1892	0,04406	294,47	169,704	1238839,2	5785379,064
0,25	0,2384	0,04406	223,52	128,815	940349,5	4391432,165
0,30	0,2876	0,04406	193,54	111,538	814227,626	3802443,013

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R02.

Dext (m)	Dint (m)	Prix (DA/Ml)	L(m)	A	Famo (DA)
0,2	0,1892	3800	2076	0,089	702103,2
0,25	0,2384	5750	2076	0,089	1062393
0,3	0,2876	6500	2076	0,089	1200387,5

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.8) ci-dessous :

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon STR01- R02.

Dext(m)	V (m/s)	Fexp(DA/K.W.h)	Famo(DA)	Bilan (DA)
0,2	1,5679	5785379,064	702103,2	6487482,264
0,25	0,9876	4391432,165	1062393	5453825,165
0,3	0,6786	3802443,013	1200387,5	5002830,513

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.3m** et une vitesse acceptable **V=0,6786**

c-Tronçon STR02- R03

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : Q = 0,03649 m³/s.
- Longueur : L = 1008 m.
- Cote du radier STR02 : CSTR02 = 410 m.
- Cote du trop-plein R03 : CR03 = 557 m.
- Hauteur disponible : Hg = CR03 - CSTR02 = 147 m.

➤ **Calcul du diamètre**

$$\text{DBONNIN} = 0,19102 \text{ m}$$

$$\text{DBRESS} = 0,28653 \text{ m}$$

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 200, 250 et 300 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.9) suivant :

Tableau (IV.9) : Calcul de la Hmt du tronçon STR02-R03.

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0,2	0,1892	0,03649	1,29856	245687,552	1008	0,07430	39,12	147	186,12
0,25	0,2384	0,03649	0,81788	194982,592	1008	0,09345	15,49	147	162,49
0,3	0,2876	0,03649	0,56198	161625,448	1008	0,08487	5,51	147	152,51

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont représentés dans le tableau (IV.10) suivant :

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR02-R03.

Dext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P(KW)	E(Kwh)	F _{exp} (DA/KWh)
0,2	0,1892	0,03649	186,12	88,833	648480,9	3028405,803
0,25	0,2384	0,03649	162,49	77,555	566151,5	2643927,505
0,3	0,2876	0,03649	152,51	72,791	531374,3	2481517,981

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR02-R03.

Dext(m)	Dint (m)	Prix (DA/MI)	L (m)	A	Famo (DA)
0,2	0,1892	3800	1008	0,089	340905,6
0,25	0,2384	5750	1008	0,089	515844
0,3	0,2876	6500	1008	0,089	583128

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.12) ci-après :

Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon STR02- R03.

Dext(m)	V(m/s)	Fexp (DA/K.W.h)	Famo(DA)	Bilan (DA)
0,2	1,29856	3028405,803	340905,6	3369311,403
0,25	0,81788	2643927,505	515844	3159771,505
0,3	0,56198	2481517,981	583128	3064645,981

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.300 m** avec une vitesse acceptable **V=0,56198 m/s**.

IV.6.2.2- Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)

a. Tronçon R03 – R04

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit : $Q = 0,0237 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - Longueur : $L = 1681 \text{ m}$.
 - Cote du radier R03 : $C_{R03} = 551 \text{ m}$.
 - Cote trop-plein R04 : $C_{R04} = 375 \text{ m}$.
 - Hauteur disponible : $H_g = C_{R03} - C_{R04} = 176 \text{ m}$.

➤ calcul du diamètre

En utilisant les formules (VI.3) et (VI.4), on trouve : $D_{\min} = 0,116 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,233 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN20) sont : 125, 160, 200 et 250 mm.

➤ Calcul des pertes de charge totales Δht (m)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.16) suivant :

Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales Δht (m) du tronçon R03 - R04.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δht (m)	H_g (m)
0,125	0,097	0,0237	3,2087	311243,9	1681	0,0156	156,053	176
0,16	0,1242	0,0237	1,9572	243084,24	1681	0,0160	46,508	176
0,2	0,1552	0,0237	1,2534	194527,68	1681	0,0165	15,741	176
0,25	0,1942	0,0237	0,8005	155457,1	1681	0,0171	5,318	176

- On optera pour un diamètre de **160mm** avec une perte de charge $\Delta ht(\text{m}) = 46,508 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 176 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,9572 m/s**.

- Sachant que $\Delta hv = H_g - \Delta ht$

Avec :

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

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 160 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ Calcul des pertes de charges créent par la vanne

$$\Delta hv = H_g - \Delta ht$$

$$\Delta hv = 176 - 46,508 = 129,492 \text{ m}.$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

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

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2} = 129,492 \times \frac{2 \times 9,81}{1,9572^2} = 663,24.$$

D'après la figure ci-dessous, on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 68,5^\circ$.

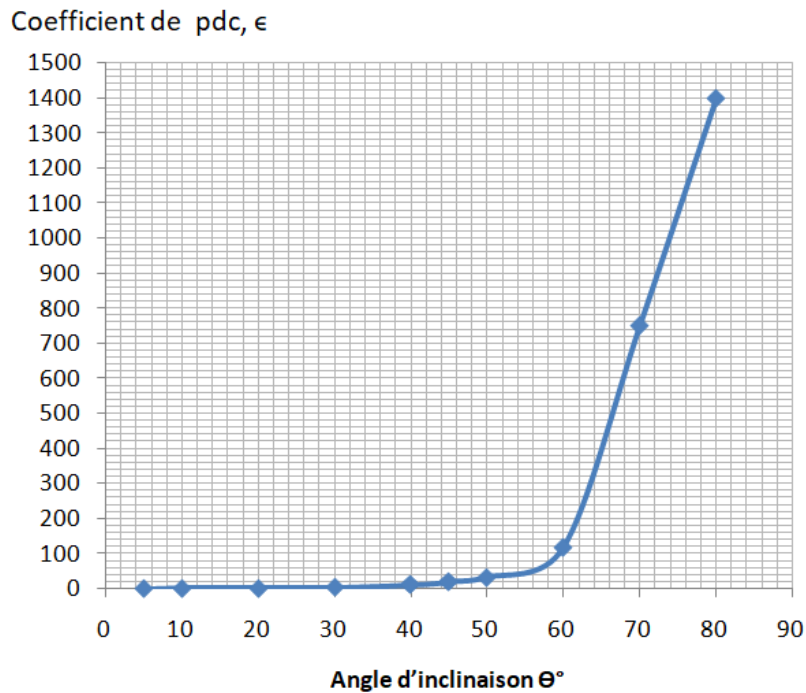


Figure (IV.6) : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

b-Tronçon R04 – R05

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit : $Q = 0,00893 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 4795 \text{ m}$.
- Cote du radier R04 : $C_{R04} = 371 \text{ m}$.
- Cote trop-plein R05 : $C_{R05} = 281 \text{ m}$.
- Hauteur disponible : $H_g = C_{R04} - C_{R05} = 90 \text{ m}$.

➤ calcul du diamètre

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,0944 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,142 \text{ m}$. Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) sont : 90, 110, 125 et 160 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.17) suivant :

Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R04 - R05.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hg (m)
0,09	0,0792	0,00893	1,8136	143637,12	4795	0,01781	198,84	90
0,11	0,0968	0,00893	1,2140	117515,2	4795	0,01834	75,066	90
0,125	0,1102	0,00893	0,9367	103224,34	4795	0,01872	40,069	90
0,16	0,141	0,00893	0,5722	80680,2	4795	0,01956	12,210	90

➤ On optera pour un diamètre de **110mm** avec une perte de charge Δh_t (m)=**75,066 m** qui est inférieure à **Hg = 90 m**, avec une vitesse acceptable de **1,2140 m/s**.

➤ Sachant que $\Delta h_v = Hg - \Delta h_t$.

Avec :

➤ Δh_t : pertes de charge totales ;

➤ Δh_v : pertes de charge créées par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 110 mm on utilise une vanne à papillon.

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

$$\Delta h_v = Hg - \Delta h_t = 90 - 75,066 = 14,934 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

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

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2} = 14,934 \times \frac{2 \times 9,81}{1,2140^2} = 198,809.$$

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

$$\Theta = 61,3^\circ.$$

IV.7- Récapitulatif sur le réseau d'adduction

Les principales caractéristiques du réseau d'adduction sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.15) : Récapitulatif sur le réseau d'adduction

Tronçon	SR01-R01	STR01-R02	STR02-R03	R03-R04	R04-R05
Débit (m ³ /j)	1826.15	3806.59	3152.92	2048.52	771.56
Longueur (m)	946	2076	1008	1681	4795
Diamètre (mm)	150	300	300	160	110
Matériau	Fonte	Fonte	Fonte	PEHD	PEHD
Type d'adduction	Refoulement	Refoulement	Refoulement	Gravitaire	Gravitaire

IV.8- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des conduites d'adduction, en optant pour le PEHD et la fonte ductile :

- L'adduction par refoulement constituée de trois conduites, la première conduite a une longueur de 946 m et un diamètre de 150 mm, la deuxième conduite a une longueur de 2076m et un diamètre de 300mm, la troisième a une longueur de 1008m et un diamètre de 300mm.
- L'adduction gravitaire a une longueur totale des conduites de 6476 m et des diamètres 160 et 110 mm.

CHAPITRE V :
ETUDE DE POMPAGE

Chapitre V : Etude de pompage

V.1- Introduction

Dans ce présent projet, on considère les pompes centrifuges et cela à cause de leur développement qui a été rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique. Accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement. Elles sont à axes horizontaux ou verticaux, monocellulaires ou multicellulaire.

V.2- Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.3- Classification des pompes

Toutes les pompes sont divisées en deux classes principales et cela selon le mode de fonctionnement [11] :

- Les pompes volumétriques ;
- Les turbos-pompes.

V.3.1- Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

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

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'aviations ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour de faibles débits à des pressions élevées.

V.3.2- Les turbos-pompes

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Ce sont les plus employées. On distingue :

- **Les pompes centrifuges** : hauteur d'élévation très importante.
- **Les pompes hélices** : débit important et hauteur d'élévation faible.
- **Les pompes hélico-centrifuges** : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25-30m.

V.4- Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Avant de donner ces caractéristiques hydrauliques, on présente sur le schéma suivant les différents éléments constitutifs d'une pompe centrifuge.

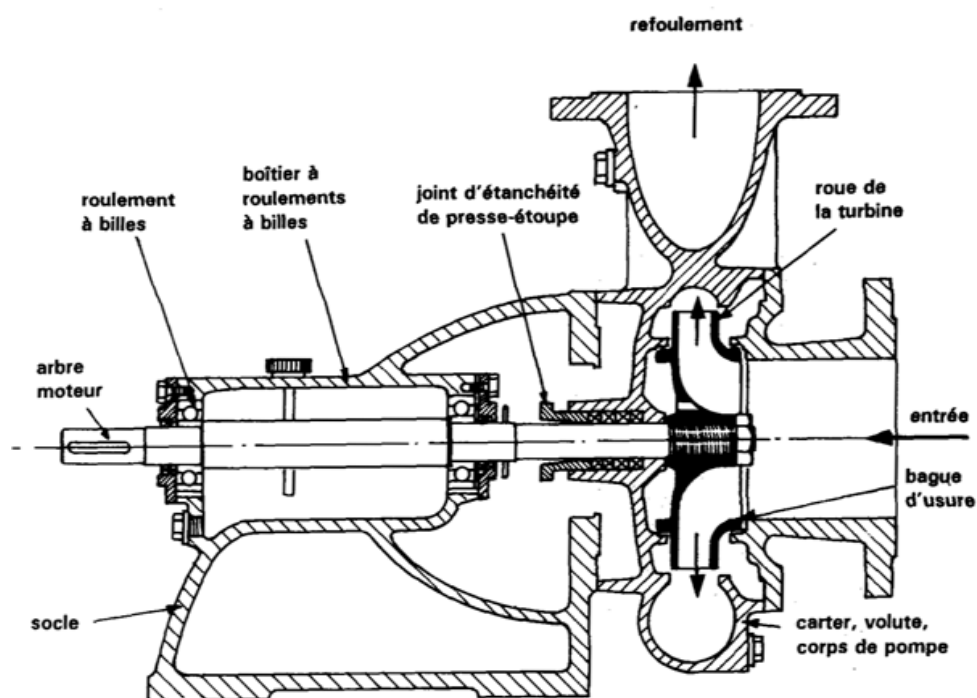


Figure (V.1) : Les différents éléments constitutifs d'une pompe centrifuge

V.4.1- Vitesse de rotation

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

V.4.2- Le débit d'une pompe

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

V.4.3- Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [5] :

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

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;

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

V.4.3 .1- La hauteur géométrique de refoulement (H_r)

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

V.4.3 .2- La hauteur géométrique d'aspiration (H_a)

C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe électropompe horizontal, pour un groupe vertical elle représente la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage.

Elle est négative pour une aspiration en dépression et positive pour une aspiration en charge.

V.4.3.3- Pertes de charges

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

V.5- Les puissances

On distingue deux types de puissance :

V.5.1- Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{gH_{mt}Q}{\eta} \quad (V.2)$$

V.5.2- Puissance hydraulique (utile)

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

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

VI.6- Le rendement de la pompe

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{gQH}{Pa} \quad (V.4)$$

avec :

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

V.7- Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (Figure (V. 2)) [5] :

V.7.1- La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$:

C'est la variation des hauteurs en fonction du débit.

V.7.2- Courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$:

C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit ;

V.7.3- La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$:

Elle représente la valeur du rendement en fonction du débit.

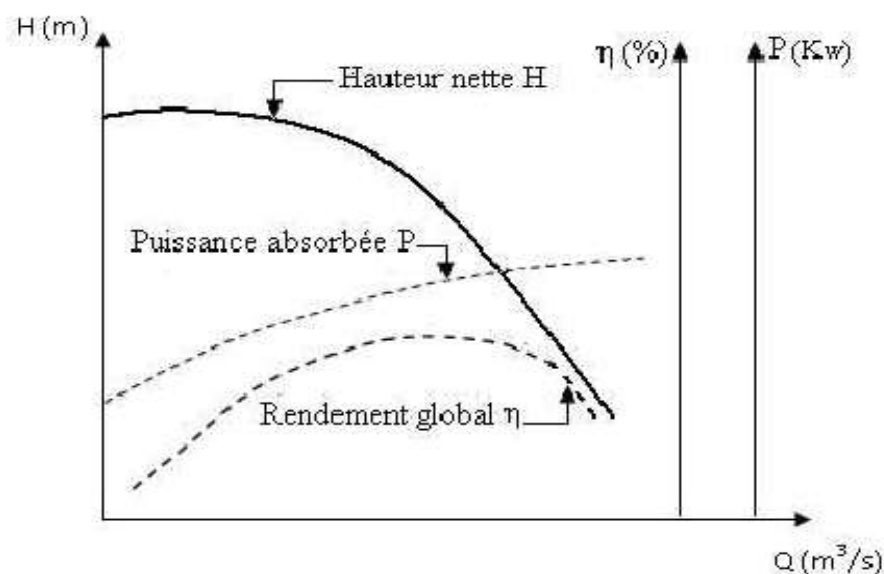


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.8- Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $Q=f(H)$ et la caractéristique de la conduite $Q=f(\Delta H)$. [5]

V.8.1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Il est rare ou l'on trouve que les caractéristiques de la pompe coïncident avec les Caractéristiques hydraulique du projet, c'est pourquoi il est parfois nécessaire d'adapter la pompe au projet par les différentes méthodes tel que ; la réduction du temps de pompage, régulation par étouffement (vannage), le rognage de la roue de la pompe ou bien en appropriant la vitesse de rotation.

$$H_g = H_g \times R \times Q^2 \quad (V.5)$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m ;

- H_g : La hauteur géométrique en m ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

❖ **1ère variante : réduction ou augmentation du temps de pompage**

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times Q_1 \quad (m^3) \quad (V.6)$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe. Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T^1 Q^1 = T^2 Q^2 \quad (V.7)$$

La puissance absorbée dans ce cas sera :

$$P = \frac{gQH}{\eta} \quad (V.8)$$

❖ **2ème variante : régulation par étouffement (vannage)**

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré [11]. Les inconvénients de cette variante c'est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaire ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

$$P = \frac{gQ_1 H}{\eta} \quad (V.9)$$

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

Avec :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- η : Le rendement ;
- H_1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

❖ **3ème variante : le 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 P1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point

P2 (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5} \quad (\text{V.11})$$

avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D1 : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D2 : Diamètre de la roue après rognage.

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

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

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{gQ_1H}{\eta_1} \quad (\text{V.13})$$

Inconvénient :

- Très difficile à réaliser le rognage de la roue, elle demande une très grande précision.

❖ 4ème variante : Variation de la vitesse de rotation

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q_2$ passant par l'origine et par le point P_1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue $P_3 (Q_3, H_3)$.

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)} \quad (\text{V.14})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{gQ_1H_1}{\eta_1} \quad (\text{V.15})$$

V.9- Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé. Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de tension de vapeur d'eau est atteinte. Des impulsions se produisent alors à des fréquences très élevées et créent des surpressions localestrès élevées (jusqu'à des centaines de bars) [9].

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe ;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la Hmt, du

débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée [9] :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

- $NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible ;
- $NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise.



Figure (V.4) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

➤ **Pour l'aspiration en charge**

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

Le schéma de la figure (V.5) ci-après représente une installation d'une pompe en charge, c'est à dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

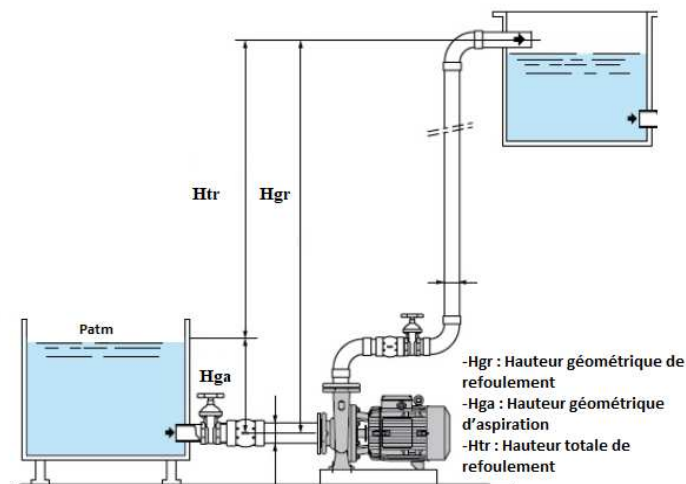


Figure (V.5) : Cas d'aspiration en charge.

Donc, le $NPSH_d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

➤ **$NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise**

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_{asp} + T_V) \quad (V.17)$$

Avec :

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

Dans notre étude on prend $T=20^\circ\text{C}$ (Tableau (V-1)).

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

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(\text{m})$	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

Le schéma de la figure (V.6) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau.

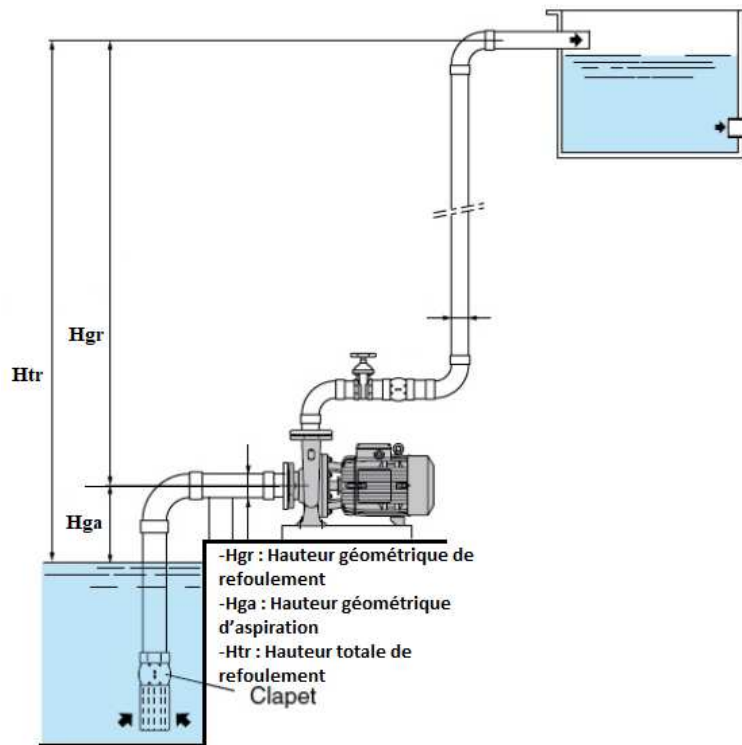


Figure (V.6) : Cas d'aspiration en dépression

Donc, le $NPSH_d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

➤ **$NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise**

$$(NPSH)_r = \frac{P'}{\omega} - T_v \tag{V.18}$$

Avec :

$\frac{P'}{\omega}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le $NPSH_r$ est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas

lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes $(NPSH)_d$ et $(NPSH)_r$ (Figure (V.7)).

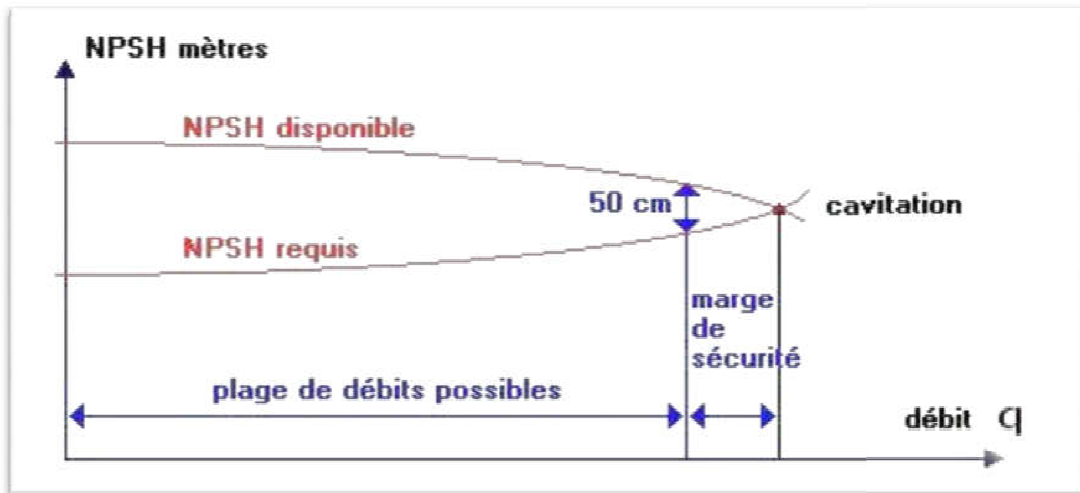


Figure (V.7) : Courbe caractéristique de $(NPSH)_r$ et $(NPSH)_d$.

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation, dont :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge ;
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression ;
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

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

V.10.1- Tronçon STR01 - R01

Les caractéristiques du tronçon (SP-R01) sont représentées dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R01.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H_g (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
STR01 – R01	21,13	154	12,311	166,311

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM80/4B) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (5)) :

- ✓ $N = 2900$ tr/min
- ✓ $\eta_l = 75,1$ %
- ✓ $P_a = 49,9$ Kw
- ✓ $(NPSH)_r = 3,37$ m

- ✓ Le point de fonctionnement P_{Feff} (22,8 l/s, 168 m).
- ✓ Le point désiré PF (21,13 l/s, 166,311 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide avec le point désiré (Figure (V.8)).

La courbe caractéristique de la pompe (SP-R01) est présentée dans la figure (V.8) suivante :

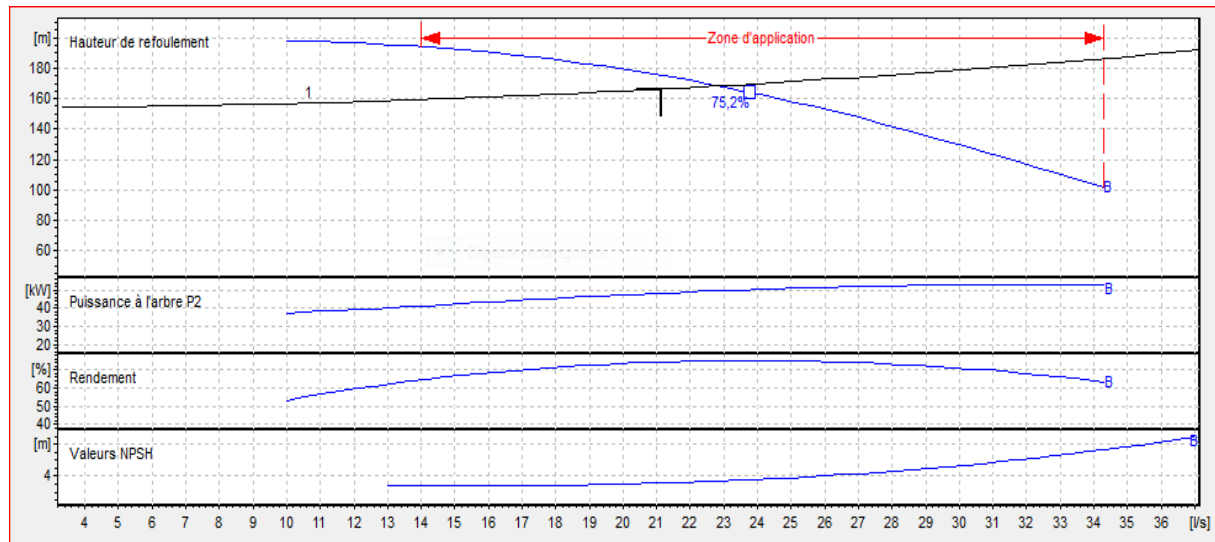


Figure (V.8) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R01).

➤ **Réalisation du point désiré**

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \tag{V.19}$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- $H = 168 \text{ m} ; Q = 22,8 \text{ l/s}$
- $H = 198 \text{ m} ; Q = 0 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V.19) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$168 = a \times (22,8)^2 + b$$

$$198 = a \times (0)^2 + b$$

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

$$H_p = -0,036 Q^2 + 198$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique :

- **Le changement du temps de pompage**

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \longrightarrow T_2 = \frac{T_1 \times Q_1}{Q_2} = \frac{20 \times 21,13}{22,8} = 18,53 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 168 \times 0,0228}{0,751} = 50,03 \text{ KW}$$

- **Le vannage**

$$H' = H_1 + h$$

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

$$h = H' - H_1 = 168 - 166,311 = \mathbf{1,689 \text{ m}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 168 \times 0,02113}{0,751} = 46,37 \text{ KW}$$

- **Variation de la vitesse de rotation**

Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \longrightarrow H = 0,14 \times Q^2$$

$$\text{Pour } H=H_p \longrightarrow 0,14 \times Q^2 = -0,023Q^2 + 198$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (21,1 l/s ; 175 m)

- Calcul du nombre de tours :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{21,13}{22,8} = 2687,58 \text{ Tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 175 \times 0,0211}{0,751} = 48,23 \text{ KW}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante : $E = 365219 \text{ Kw.h}$ (Changement du temps de pompage) ;
- Pour la deuxième variante : $E = 338501 \text{ Kw.h}$ (Le vannage) ;
- Pour la troisième variante : $E = 352079 \text{ Kw.h}$ (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour la deuxième variante ((Le vannage) qui correspond au bilan minimal :

$$\mathbf{E = 338501 \text{ Kw.h}}$$

- **Vérification de la cavitation**

- ✓ La cote du plan d'aspiration : $C_a = 238 \text{ m}$
- ✓ La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 237 \text{ m}$
- ✓ $(NPSH)_r = 3,37 \text{ m}$

$$\text{Hauteur géométrique d'aspiration : } H_a = C_a - C_p = 238 - 237 = 1 \text{ m}$$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 238 = 10,04 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 10,04 + (1 - 0,24) = 10,8 \text{ m ; avec } J_{asp} = 0 \text{ m (négligeables).}$$

D'où : $(NPSH)_d = 10,8 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.2-Tronçon STR01 – R02

Les caractéristiques du tronçon (STR01-R02) sont représentées dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R02.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H _g (m)	Δht(m)	Hmt (m)
STR01 – R02	44,06	177	117,47	294,47

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM100/5A) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (6)):

- ✓ N = 2900 tr/min
- ✓ $\eta_l = 75,6 \%$
- ✓ Pa = 179 Kw
- ✓ $(NPSH)_r = 5,66 \text{ m}$
- ✓ Le point de fonctionnement P_{Feff} (45,7 l/s, 303 m).
- ✓ Le point désiré PF (44,06 l/s, 294,47 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (V.9)).

La courbe caractéristique de la pompe (STR01-R02) est présentée dans la figure (V.9) suivante :

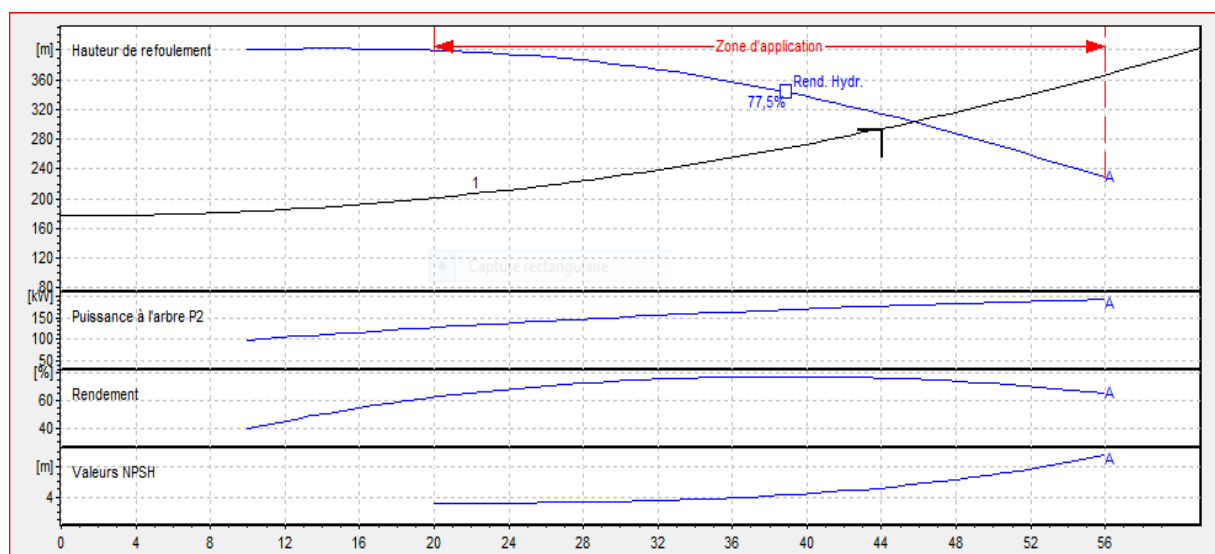


Figure (V.9) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R02).

➤ **Réalisation du point désiré**

La courbe caractéristique de la pompe : On a :

$$H_p = aQ^2 + b \quad (V.20)$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- $H = 303 \text{ m.} \quad Q = 45,7 \text{ l/s}$
- $H = 400 \text{ m.} \quad Q = 0 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V. 20) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$\begin{aligned} 303 &= a \times (45,7)^2 + b \\ 400 &= a \times (0)^2 + b \end{aligned}$$

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

$$H_p = -0,023 Q^2 + 400$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique :

• **Le changement du temps de pompage**

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

$$T_2 = \frac{T_1 \times Q_1}{Q_2} = \frac{20 \times 44,06}{45,7} = 19,28 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 303 \times 0,0457}{0,756} = 179,68 \text{ KW.}$$

• **Le vannage**

$$H' = H_1 + h$$

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

$$h = H' - H_1 = 303 - 294,47 = \mathbf{8,53 \text{ m}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 303 \times 0,04406}{0,756} = 173,23 \text{ KW}$$

• **Variation de la vitesse de rotation**

Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad \longrightarrow \quad H = 0,13 \times Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \quad \longrightarrow \quad 0,13 \times Q^2 = -0,023 Q^2 + 400$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (43,9 l/s ; 315 m)

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{44,06}{45,7} = 2795,92 \text{ Tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 315 \times 0,0439}{0,756} = 179,44 \text{ KW}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- ✓ Pour la première variante : $E = 1311664 \text{ Kw.h}$ (Changement du temps de pompage) ;
- ✓ Pour la deuxième variante : $E = 1264579 \text{ Kw.h}$ (Le vannage) ;
- ✓ Pour la troisième variante : $E = 1309912 \text{ Kw.h}$ (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour la deuxième variante (le vannage) qui correspond au bilan minimal :

$$E = 1264579 \text{ Kw.}$$

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 238 \text{ m}$
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 237 \text{ m}$
- $(NPSH)_r = 5,66 \text{ m}$

Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 238 - 237 = 1 \text{ m}$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

- **Calcul de la pression à la côte d'aspiration**

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 238 = 10,04 \text{ m}$$

$(NPSH)_d = 10,04 + (1 - 0,24) = 10,8 \text{ m}$; avec $J_{asp} = 0 \text{ m}$ (négligeables).

D'où : $(NPSH)_d = 10,8 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10. 3- Tronçon STR02 – R03

Les caractéristiques du tronçon (STR02-R03) sont représentées dans le tableau (V.4) suivant :

Tableau (V.4) : Les caractéristiques du tronçon STR02-R03.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H_g (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
STR02 – R03	36,49	147	39,12	186,12

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM100/3B) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (7)):

- ✓ $N = 2900 \text{ tr/min}$

- ✓ $\eta = 77,8 \%$
- ✓ $P_a = 85,5 \text{ Kw}$
- ✓ $(NPSH)_r = 3,94\text{m}$
- ✓ Le point de fonctionnement PF_{eff} (36,5 l/s ; 186 m).
- ✓ Le point désiré PF (36,49 l/s ; 186,12 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

La courbe caractéristique de la pompe (STR02-R03) est présentée dans la figure (V.10) suivante :

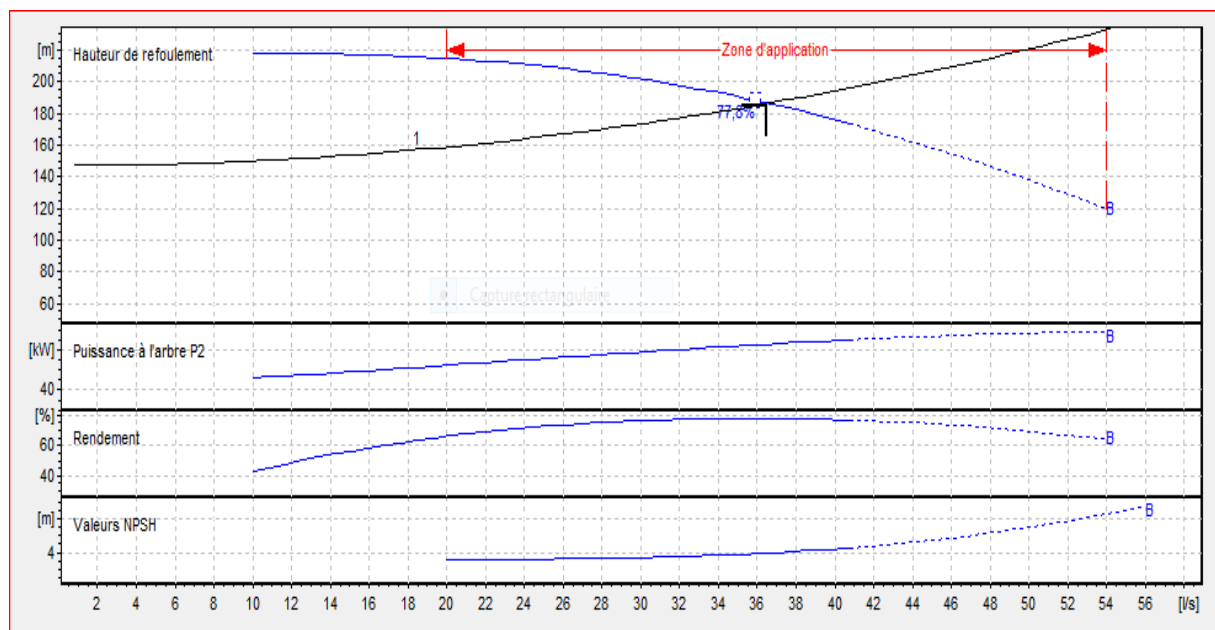


Figure (V.10) : Courbe caractéristique de la pompe (STR02-R03).

➤ Vérification de la cavitation

- ✓ La cote du plan d'aspiration : $C_a = 411 \text{ m}$
- ✓ La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 410 \text{ m}$
- ✓ $(NPSH)_r = 77,8 \text{ m}$

Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 411 - 410 = 1 \text{ m}$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 411 = 9,84 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,84 + (1 - 0,24) = 10,6 \text{ m ; avec } J_{\text{asp}} = 0 \text{ m (négligeables).}$$

D'où : $(NPSH)_d = 10,6 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.11- Conclusion

Le catalogue CAPRARI PUMP TUTOR nous a aidé à faire le choix des pompes.

Le choix a été porté sur des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les deux stations de reprise. Nous avons vérifié la cavitation et adapté le fonctionnement des pompes aux conditions désirés.

-Tronçon STR01-R01 : la pompe est du type (PM80/4B), avec une réduction du temps de pompage.

-Tronçon STR01-R02 : la pompe est du type (PM100/5A), avec une réduction du temps de pompage.

-Tronçon STR02-R03 : la pompe est du type (PM100/3B).

Pour assurer la continuité du fonctionnement en cas de panne, nous avons prévu une pompe de secoure pour chacune des stations de reprise.

CHAPITRE VI : DISTRIBUTION

Chapitre VI : Distribution

VI.1-Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

VI.2- Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit [4] :

VI.2.1- Le réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture c'est-à-dire un accident sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval.

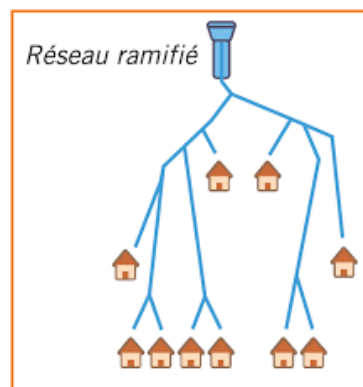


Figure (VI.1) : Réseau ramifié.

VI.2.2- Le réseau maillé

Il permet, à la conduite, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.



Figure (VI.2) : Réseau maillé.

VI.2.3- Le réseau mixte

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

VI.3- Exigences fondamentales du réseau

- ✓ Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- ✓ Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

VI.4- Conception du réseau de l'agglomération

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons:

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

VI.5-Choix du matériau des conduites

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 PE (polyéthylène).

VI.5.1-Tuyaux en P.E

VI.5.1.1- Les avantages

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage, grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 .ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- ✓ La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée ;
- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

VI.5.1.2- Les inconvénients

- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

VI.5.2-Tuyaux en PVC

- ✓ Bonne résistance à la corrosion.
- ✓ Disponible sur le marché.
- ✓ Une pose de canalisation facile.

Leur inconvénient est le risque de rupture.

Pour notre cas on utilisera le PE que ça soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD) ou le PE80 (polyéthylène basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent.

VI.6- Dimensionnement du réseau de distribution

Le réseau de distribution d'eau sera projeté de telle sorte d'assurer l'approvisionnement en matière d'eau potable de tous les abonnés du village Azzouza. Les diamètres des conduites sont dimensionnés de façon à assurer les débits maximaux avec des vitesses et des pressions suffisantes à l'horizon 2052.

Suite aux recommandations de la subdivision d'hydraulique de la Daïra de Isser

- Le matériau utilisé des canalisations est le PEHD PN16

- Les petits diamètres résultants du dimensionnement hydraulique, sont automatiquement arrondis au diamètre intérieur du DN32.

VI.6.1- Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression en chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer le temps de séjour de l'eau.

VI.6.2- Débit en route

Chaque conduite du réseau de distribution doit pouvoir distribuer sur son parcours, l'eau aux abonnés par les nombreux branchements raccordés sur celle-ci ; c'est le débit en route. Il représente la différence entre le débit de pointe et la somme des débits concentrés :

$$Q_{rt} = Q_{pt} - Q_c \quad (VI.1)$$

Etant donné que les débits concentrés n'existent pas, le débit de route est égal au débit de pointe et on écrit :

$$Q_{rt} = Q_{pt} = 16.72l/s$$

Avec:

Q_{pt} : Débit de pointe (l/s)

Q_c : Débit concentré (l/s)

Q_{rt} : Débit de route (l/s)

VI.6.3- Débit spécifique

Appelé aussi débit unitaire, il est défini comme étant le volume d'eau transitant à travers un mètre de la conduite pendant une seconde.

Par formulation on peut écrire :

$$q_s = \frac{Q_{pt}}{\sum L_i} \quad (VI.2)$$

Avec :

q_s : Débit spécifique (l/s.m).

Q_{pt} : Débit de pointe (l/s).

$\sum L_i$: somme totale des longueurs des conduites formant le réseau de distribution (m).

Dans cette formule, le terme du dénominateur désigne la somme des longueurs des conduites

sur lesquelles seraient réalisés les branchements et sont exclues les longueurs de conduites qui servent juste pour le transport d'eau.

Tableau(VI.1): Longueurs du réseau de distribution (Azzouza)

Nombre de tronçon	Longueur totale (m)	Longueur inutile (m)	Longueur utile (m)	Débit de pointe (l/s)	Débit spécifique (l/s.m)
40	5021	260	4761	16.72	0.003511867

VI.6.4- Débits en route de chaque tronçon d'une conduite

Les débits en route de chaque tronçon d'une conduite se déterminent par la relation suivante :

$$Q_{rti} = q_s \times L_i \quad (\text{VI.3})$$

Avec

q_s : Débit spécifique (l/s .m)

Q_{rti} : Débit en route du tronçon considéré de la conduite (l/s)

L_i : Longueur du tronçon considéré de la conduite (m)

VI.6.5-Débit aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont 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.6.6- Calcul des différents débits du réseau

Le réseau de distribution du village Azzouza prend une ossature ramifiée (figure VI.3),

Les différents résultats de calcul des débits sont regroupés dans le tableau suivants :

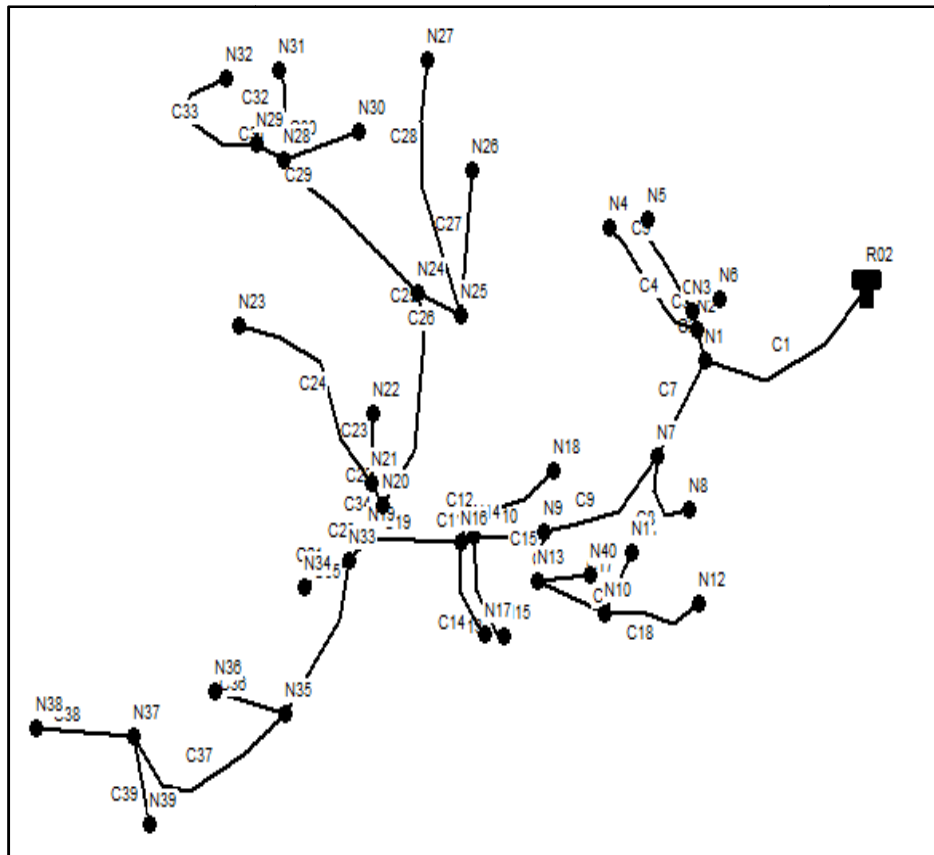


Figure (VI.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Azzouza

Les débits nodaux calculés ainsi que d'autres caractéristiques du réseau (altitudes des nœuds, longueur des conduites) sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau (VI.2) : détermination des débits en nœuds

Nœud	Altitude (m)	Tronçons partagés	Longueur (ml)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_{rti} (l/s)	$Q_{nœud}$ (l/s)
N1	398	N1-N2	31	0,003512	0,108868	0,270414
		N1-N7	123	0,003512	0,431960	
N2	396,63	N1-N2	31	0,003512	0,108868	0,417912
		N2-N3	24	0,003512	0,084285	
		N2-N4	183	0,003512	0,642672	
N3	397,2	N2-N3	24	0,003512	0,084285	0,345041
		N3-N5	134,5	0,003512	0,472346	
		N3-N6	38	0,003512	0,133451	
N4	380,96	N2-N4	183	0,003512	0,642672	0,321336
N5	380,17	N3-N5	134,5	0,003512	0,472346	0,236173
N6	392,41	N3-N6	38	0,003512	0,133451	0,066725
N7	391,54	N1-N7	123	0,003512	0,431960	0,706763
		N7-N8	90,5	0,003512	0,317824	

		N7-N9	189	0,003512	0,663743	
N8	394,57	N7-N8	90,5	0,003512	0,317824	0,158912
N9	372,07	N7-N9	189	0,003512	0,663743	0,589994
		N9-N13	53	0,003512	0,186129	
		N9-N14	94	0,003512	0,330115	
N10	365,99	N10-N11	114	0,003512	0,400353	0,641794
		N10-N12	141	0,003512	0,495173	
		N13-N10	110,5	0,003512	0,388061	
N11	382,63	N10-N11	114	0,003512	0,400353	0,200176
N12	367,28	N10-N12	141	0,003512	0,495173	0,247587
N13	368,17	N13-N10	110,5	0,003512	0,388061	0,428448
		N9-N13	53	0,003512	0,186129	
		N13-N40	80,5	0,003512	0,282705	
N40	375,21	N13-N40	80,5	0,003512	0,282705	0,141353
N14	361,88	N9-N14	94	0,003512	0,330115	0,405621
		N14-N15	117,5	0,003512	0,412644	
		N14-N16	19,5	0,003512	0,068481	
N15	350,71	N14-N15	117,5	0,003512	0,412644	0,206322
N16	359,77	N14-N16	19,5	0,003512	0,068481	0,716421
		N16-N17	112	0,003512	0,393329	
		N16-N18	146	0,003512	0,512733	
		N16-N19	130,5	0,003512	0,458299	
N17	350,26	N16-N17	112	0,003512	0,393329	0,196665
N18	368,77	N16-N18	146	0,003512	0,512733	0,256366
N19	372,11	N16-N19	130,5	0,003512	0,458299	0,377526
		N19-N20	53	0,003512	0,186129	
		N19-N33	31,5	0,003512	0,110624	
N20	369,76	N19-N20	53	0,003512	0,186129	0,550485
		N20-N21	11	0,003512	0,038631	
		N20-N24	249,5	0,003512	0,876211	
N21	370,93	N20-N21	11	0,003512	0,038631	0,679546
		N21-N22	81,5	0,003512	0,286217	
		N21-N23	294,5	0,003512	1,034245	
N22	374,32	N21-N22	81,5	0,003512	0,286217	0,143109
N23	387,85	N21-N23	294,5	0,003512	1,034245	0,517122
N24	347,1	N20-N24	249,5	0,003512	0,876211	1,071119
		N24-N25	65,5	0,003512	0,230027	
		N24-N28	295	0,003512	1,036001	
N25	343,8	N24-N25	65,5	0,003512	0,230027	0,919231
		N25-N26	170,5	0,003512	0,598773	

		N25-N27	287,5	0,003512	1,009662	
N26	342,21	N25-N26	170,5	0,003512	0,598773	0,299387
N27	330,35	N25-N27	287,5	0,003512	1,009662	0,504831
N28	348,52	N24-N28	295	0,003512	1,036001	0,748906
		N28-N29	41	0,003512	0,143987	
		N28-N30	90,5	0,003512	0,317824	
N29	354,56	N28-N29	41	0,003512	0,143987	0,630380
		N29-N31	120	0,003512	0,421424	
		N29-N32	198	0,003512	0,695350	
N30	339,41	N28-N30	90,5	0,003512	0,317824	0,158912
N31	355,15	N29-N31	120	0,003512	0,421424	0,210712
N32	364,4	N29-N32	198	0,003512	0,695350	0,347675
N33	373,65	N19-N33	31,5	0,003512	0,110624	0,527658
		N33-N34	52	0,003512	0,182617	
		N33-N35	217	0,003512	0,762075	
N34	380,11	N33-N34	52	0,003512	0,182617	0,091309
N35	373,86	N33-N35	217	0,003512	0,762075	0,985957
		N35-N36	72,5	0,003512	0,254610	
		N35-N37	272	0,003512	0,955228	
N36	379,86	N35-N36	72,5	0,003512	0,254610	0,127305
N37	351,74	N35-N37	272	0,003512	0,955228	0,876211
		N37-N38	122,5	0,003512	0,430204	
		N37-N39	104,5	0,003512	0,366990	
N38	340,3	N37-N38	122,5	0,003512	0,430204	0,215102
N39	336,67	N37-N39	104,5	0,003512	0,366990	0,183495

VI.6.7- Détermination des diamètres des conduites

Après avoir préparé toutes les données nécessaires (voir le tableau ci-dessus), à l'aide du logiciel EPANET, on a pu dimensionner le réseau de distribution d'eau en suivant les étapes présente ci-dessous :

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
 - Nœud (altitude, débit au nœud)
 - Conduite (nœud de départ et nœud d'arrivée, débit en route, longueur, coefficient HW)
 - Réservoir (cote radier, charge min. charge max. Diamètre)
- ✓ Sélectionner un ensemble d'option ;
- ✓ Lancer la simulation hydraulique ;
- ✓ Visualiser les résultats ;

- ✓ Choisir les diamètres, bien sûr après plusieurs tâtonnements, qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1.5 m/s.

$$D_{max} = 1000\sqrt{(0,001 \times 4Q)/(0,5\pi)} \quad (VI.5)$$

$$D_{min} = 1000\sqrt{(0,001 \times 4Q)/(1,5\pi)} \quad (VI.6)$$

D : diamètre (mm)

Q : débit (l/s), calculé par Epanet.

La perte de charge est calculée par la formule de Hazen et William suivante :

$$J = (10,65 \times Q^{1,852})/(C^{1,852} \times D^{4,87}) \quad (VI.7)$$

Avec

C : coefficient de Hazen et William prie égal à 150.

Les résultats obtenus après dimensionnement sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Etat des conduites après simulation

Conduite	Débit (l/s)	Dmax (mm)	Dmin (mm)	D_choisi (mm)	Vitesse (m/s)	D_nominal (mm)
Tuyau C1	16,72	206,34	119,13	163,60	0,80	200
Tuyau C2	1,39	59,49	34,35	38,80	1,18	50
Tuyau C3	0,65	40,68	23,49	31,00	0,86	40
Tuyau C4	0,32	28,55	16,48	26,00	0,60	32
Tuyau C5	0,24	24,72	14,27	20,40	0,73	25
Tuyau C6	0,07	13,35	7,71	16,00	0,35	20
Tuyau C7	15,06	195,83	113,06	163,60	0,72	200
Tuyau C8	0,16	20,19	11,65	16,00	0,80	20
Tuyau C9	14,20	190,16	109,79	130,80	1,06	160
Tuyau C10	11,95	174,44	100,71	130,80	0,89	160
Tuyau C11	11,34	169,93	98,11	130,80	0,84	160
Tuyau C12	0,26	25,73	14,86	20,40	0,80	25
Tuyau C13	0,21	23,12	13,35	20,40	0,64	25
Tuyau C14	0,20	22,57	13,03	20,40	0,61	25
Tuyau C15	1,66	65,02	37,54	38,80	1,40	50
Tuyau C16	1,09	52,68	30,42	31,00	1,44	40
Tuyau C17	0,20	22,57	13,03	20,40	0,61	25
Tuyau C18	0,25	25,23	14,57	20,40	0,76	25
Tuyau C19	10,17	160,93	92,91	138,80	0,67	160
Tuyau C20	3,01	87,55	50,55	58,20	1,13	75
Tuyau C21	0,09	15,14	8,74	16,00	0,45	20
Tuyau C22	1,34	58,41	33,73	48,80	0,72	63

Tuyau C23	0,14	18,88	10,90	16,00	0,70	20
Tuyau C24	0,52	36,39	21,01	31,00	0,69	40
Tuyau C25	4,89	111,59	64,43	73,60	1,15	90
Tuyau C26	1,72	66,18	38,21	38,80	1,45	50
Tuyau C27	0,30	27,64	15,96	20,40	0,92	25
Tuyau C28	0,50	35,68	20,60	26,00	0,94	32
Tuyau C29	2,10	73,13	42,22	48,80	1,12	63
Tuyau C30	0,16	20,19	11,65	16,00	0,80	20
Tuyau C31	1,19	55,05	31,78	38,80	1,01	50
Tuyau C32	0,21	23,12	13,35	20,40	0,64	25
Tuyau C33	0,35	29,85	17,24	20,40	1,07	25
Tuyau C34	6,78	131,40	75,86	102,20	0,83	125
Tuyau C35	2,39	78,01	45,04	48,80	1,28	63
Tuyau C36	0,13	18,19	10,50	16,00	0,65	20
Tuyau C37	1,27	56,87	32,83	38,80	1,07	50
Tuyau C38	0,22	23,67	13,67	20,40	0,67	25
Tuyau C39	0,18	21,41	12,36	16,00	0,90	20
Tuyau C40	0,14	18,88	10,90	16,00	0,70	20

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

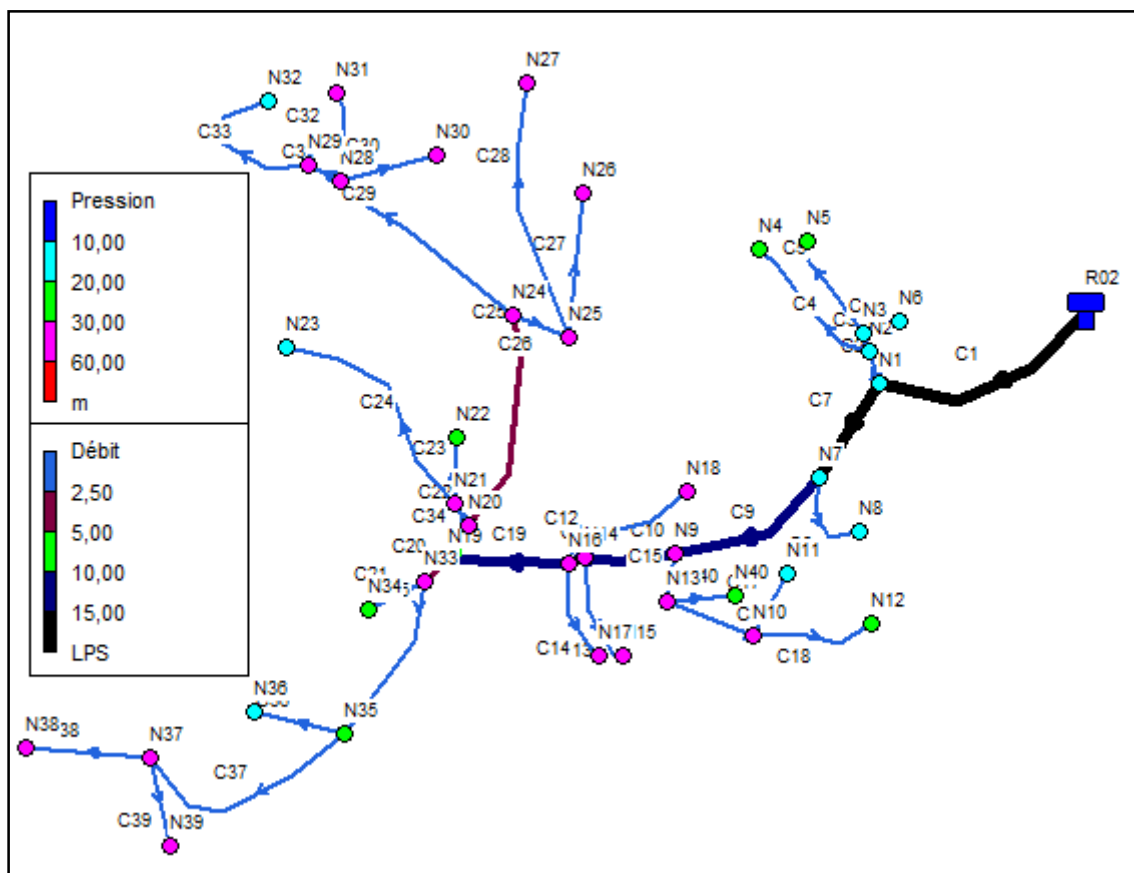


Figure (VI.4) : État du réseau après la simulation.

VI.6.8- 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 :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \quad (VI.8)$$

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)
Nœud N1	398	411,1	13,1
Nœud N2	396,63	409,93	13,3
Nœud N3	397,2	409,27	12,07
Nœud N4	380,96	406,68	25,72
Nœud N5	380,17	404,86	24,69
Nœud N6	392,41	408,87	16,46
Nœud N7	391,54	410,76	19,22
Nœud N8	394,57	406,11	11,54
Nœud N9	372,07	409,33	37,26
Nœud N10	365,99	398,53	32,54
Nœud N11	382,63	395,78	13,15
Nœud N12	367,28	393,49	26,21
Nœud N13	368,17	406,52	38,35
Nœud N14	361,88	408,81	46,93
Nœud N15	350,71	405,82	55,11
Nœud N16	359,77	408,71	48,94
Nœud N17	350,26	406,1	55,84
Nœud N18	368,77	403,15	34,38
Nœud N19	372,11	408,18	36,07
Nœud N20	369,76	407,84	38,08

Nœud N21	370,93	407,71	36,78
Nœud N22	374,32	404,27	29,95
Nœud N23	387,85	402,35	14,5
Nœud N24	347,1	403,52	56,42
Nœud N25	343,8	399,81	56,01
Nœud N26	342,21	391,15	48,94
Nœud N27	330,35	388,02	57,67
Nœud N28	348,52	395,66	47,14
Nœud N29	354,56	394,49	39,93
Nœud N30	339,14	391,01	51,87
Nœud N31	355,15	391,31	36,16
Nœud N32	364,4	381,22	16,82
Nœud N33	373,65	407,49	33,84
Nœud N34	380,11	406,53	26,42
Nœud N35	373,86	400,12	26,26
Nœud N36	379,86	397,65	17,79
Nœud N37	351,74	391,3	39,56
Nœud N38	340,3	387,93	47,63
Nœud N39	336,67	384,3	47,63
Nœud N40	375,21	403,2	27,99

VI.7- Conclusion

Dans ce chapitre consacré au dimensionnement du réseau de distribution du village Azzouza dont le réseau est de type ramifié, 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 200mm (PEHD PN16).

Les résultats de calculs ont montré que le réseau de distribution fonctionne avec des pressions aux sols variant entre 11.5m et 56m avec des vitesses d'écoulement admissibles comprises dans l'intervalle 0.3-1.5 m/s.

Conclusion générale

Au cours du présent travail, nous avons pu cerner les différentes phases d'étude d'un projet d'AEP, malgré les insuffisances rencontrées dans les données de base recueillies notamment pour l'estimation des besoins, afin d'arriver à des résultats bien précis.

Pour commencer, nous avons utilisé la relation des intérêts composés pour évaluer le nombre d'habitants à l'horizon 2052 en prenant un taux d'accroissement égal à 2,8 %. Les calculs ont montré que la population atteindra 23 469 habitants. Ensuite nous avons estimé les différents besoins en eau à long terme qui sont de 5632,76 m³/j soit 65,19 l/s. Nous avons constaté qu'ils sont bien loin d'être suffisants par rapport au débit journalier fourni qui est de 2160 m³/j soit 25 l/s. Pour cela, un renforcement à partir d'un point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger est nécessaire pour combler ce déficit.

La détermination du volume de stockage en eau nécessaire pour couvrir les besoins de toute la région d'étude nous a montré l'insuffisance des ouvrages existant. Pour cela, nous avons procédé à l'implantation de trois nouveaux réservoirs, le premier d'une capacité de 650 m³ à Ouled Said, le deuxième d'une capacité de 400m³ à Ouled Abdellah et le troisième d'une capacité de 300m³ à Bentafet. Par contre, le réservoir existant de 1000m³ est réservé exclusivement au village Ouled Elhadj.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur des diamètres économiques avec des vitesses acceptables. La partie refoulement en fonte ductile constituée de trois conduites, la première conduite a une longueur de 946 m et un diamètre de 150mm, la deuxième conduite a une longueur de 2076m et un diamètre de 300mm et la troisième a une longueur de 1008m et un diamètre de 300 mm. Par contre la partie gravitaire qui est d'une longueur de 6476m, on a opté pour le PEHD avec des diamètres de 110, 160mm.

Concernant l'étude des pompes, notre choix s'est porté sur l'utilisation des pompes multicellulaires à axe horizontal et cela en se basant sur le catalogue numérique CAPRARI.

La vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite dans le but de protéger le réseau d'adduction, d'après les calculs des surpressions et dépressions, on a constaté que les différents tronçons ne risquent pas de subir ce phénomène. Pour les conduites gravitaires, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène.

A propos du volet de la distribution, nous avons pris pour exemple le village d'Azzouza, qui est un réseau d'une ossature ramifiée. La répartition des débits sur le réseau nous a conduit à des diamètres compris entre 20 et 200mm afin d'avoir des vitesses d'écoulement comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. Cela été effectué à l'aide du 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 de Chaabet El Aneur, Wilaya de Boumerdes.
- [2] **Source des données topographiques** : Bureau d'études techniques et de consulting en hydraulique, Wilaya de Chlef.
- [3] **Source des données géologique et climatique**: Direction des ressources en eau de Boumerdes.
- [4] **François Valiron**: Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome 1, Eau dans la ville, alimentation en eau. Technique et Documentation Lavoisier, Paris et 1994.
- [5] **OURET, Y. et MAAFRI, O** : Etude de transfert pour renforcement de l'A.E.P. de CONSTANTINE à partir du barrage de BENI-HAROUN. Mémoire de fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2006.
- [6] **DUPONT, A.** : Hydraulique urbaine, Tome 2 : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris 484page, 1979.
- [7] **SEHAKI, A. et SENHADJI, A.** : Etude de réseau d'AEP du chef lieu mechteras adduction et distribution, wilaya de tizi-ouzou. Mémoire de fin d'étude, université de bejaia, juillet 2017.
- [8] **AISSANI, M. et ZOUAGUI, H.** : Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia IIMaten à partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, Juin 2014.
- [9] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou) »
- [10]: **BONVIN, J.** : « Hydraulique urbaine », Tome I : Captage–Réseaux d'adduction–Réservoirs–Réseaux de distribution–Equipement–Pompes–Petites centrales hydrauliques. Version 2005.
- [11] : **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.

ANNEXE

ANNEXE

Annexe 01 : Régime de consommation des agglomérations.

Heure du jour	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($K_{max.h}$)											
	1,2	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0-1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	1,00	1,20
3-4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

ANNEXE

Annexe 02 : Les diamètres nominaux des conduites en PEHD

Diamètre Nominal	PN 16	
	Epaisseur	Diamètre Intérieur
20	2.0	16
25	2.3	20.4
32	3.0	26
40	4.5	31
50	5.6	38.8
63	7.1	48.8
75	8.4	58.2
90	8.2	73.6
110	10	90
125	11.4	102.2
160	14.6	130.8
200	18.2	163.6
250	22.7	204.6

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression nominale (bars)	Prix unitaire (DA)
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

ANNEXE

Annexe 04 : Les caractéristiques des pompes selon le catalogue CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 4 B				
Caractéristiques requises				
Débit	21,1 l/s			
Hauteur de refoulement	166 m			
Fluide	Eau potable			
Température	290 K			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	22,8 l/s			
Hauteur de refoulement	168 m			
Puissance absorbée	49,9 kW			
Rendement	75,1%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	205 m			
Orif. de refoulement	80 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-F			
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	615 kg			
Matériaux				
Corps de pompe	Fonte			
Corps d'aspiration	Fonte			
Roue	Fonte			
Bague d'usure	Fonte			
Corps d'étage	Fonte			
Chémise	Fonte			
Arbre	Acier inox			
Douille arbre	Acier inox			
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile			
Roulements a billes	Acier			
Presse-Etoupe	Fonte			
Etoupe	Tresse graphitée			
<p>The figure contains four vertically stacked graphs sharing a common x-axis representing flow rate (Q) in l/s, ranging from 4 to 32. The top graph shows 'Hauteur de refoulement' (m) on the y-axis (50 to 200), with a downward-sloping curve and a 'Zone d'application' indicated between Q=12 and Q=32. A slope of 3.2% is marked. The second graph shows 'Puissance à l'arbre P2' (kW) on the y-axis (20 to 40), with an upward-sloping curve. The third graph shows 'Rendement' (%) on the y-axis (40 to 60), with a bell-shaped curve. The bottom graph shows 'Valeurs NPSH' (m) on the y-axis (2 to 6), with an upward-sloping curve.</p>				
Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 1837				
B = 1505				
C = 310				
D = 274				
DNa = 100				
DNm = 80				
E = 185				
F = 250				
G = 1005				
H = 435				
I = 600				
L = 550				
M = 20				
N = 120				
O = 42				
P = 370				
Q = 615				
R = 763				
V = 245				
<p>The technical drawing shows a side view of the pump assembly with various dimensions labeled from A to V. Dimension A is the total length, B is the motor length, C is the coupling length, D is the coupling diameter, DNa is the inlet diameter, DNm is the outlet diameter, E is the motor height, F is the motor base height, G is the total height, H is the motor height to the centerline, I is the total width, L is the motor width, M is the motor flange thickness, N is the motor flange diameter, O is the motor flange height, P is the motor flange diameter to the centerline, Q is the motor flange diameter, R is the motor flange height to the centerline, and V is the motor flange diameter.</p>				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
12.11.2022	1			

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

ANNEXE

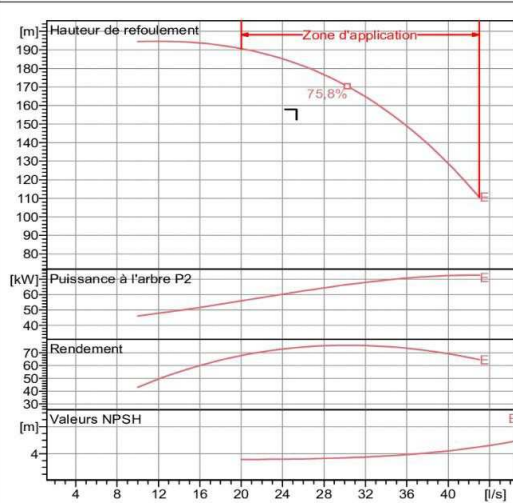
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 4 E	
Caractéristiques requises	
Débit	25,4 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	33,1 l/s
Hauteur de refoulement	161 m
Puissance absorbée	68,8 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	190 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 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	890 kg

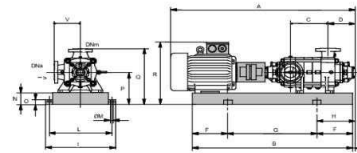
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2190
- B = 1565
- C = 320
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 200
- F = 250
- G = 1065
- H = 450
- I = 760
- L = 710
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 690
- R = 860
- V = 270



Notes:

Date 29.11.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

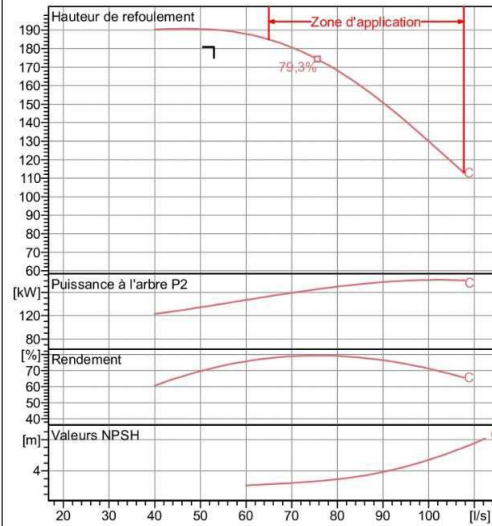
ANNEXE



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 7 C	
Caractéristiques requises	
Débit	53 l/s
Hauteur de refoulement	181 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	67 l/s
Hauteur de refoulement	183 m
Puissance absorbée	156 kW
Rendement	78,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	227 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 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	2420 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

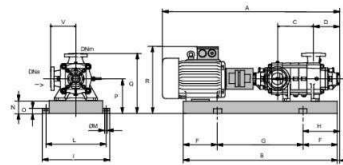


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 3192
- B = 2592
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1792
- H = 641
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



Notes:			
Date 29.11.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

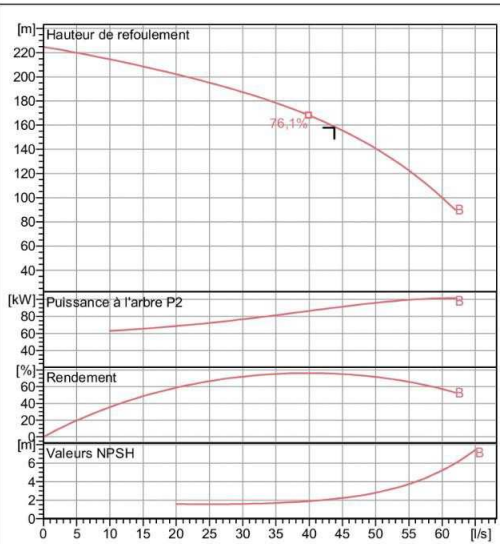
ANNEXE



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 8 B	
Caractéristiques requises	
Débit	43,8 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	44 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Puissance absorbée	90,5 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	225 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	110 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	1590 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

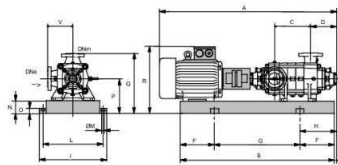


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2658
- B = 2309
- C = 845
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 234
- F = 400
- G = 1509
- H = 634
- I = 750
- L = 700
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 420
- Q = 740
- R = 941
- V = 320



Notes:

Date 29.11.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

ملخص

في هذا العمل، قمنا بإجراء دراسة إمدادات مياه الشرب لستة قرى لبلدية شعبية العامر ولاية بومرداس، و سيتم تزويد هذه القرى عن طريق الجاذبية من الخزان الرئيسي. بعد تقديم منطقة الدراسة و تقدير احتياجاتها المائية بحلول عام 2052، شرعنا في تحديد حجم خزانات المياه و كذلك أنابيب إمدادات المياه، ثم نقل المياه من الأماكن المنخفضة نحو الأماكن العالية و هذا أدى بنا إلى اختيار المضخات المناسبة لمحطتي الضخ. من أجل حماية الأنابيب قمنا بالتحقق من احتمال حدوث ظاهرة المطرقة المائية. وفي المرحلة الأخيرة، قمنا بتصميم شبكة توزيع المياه الخاصة بقريّة عزوزة مع احترام الضغوط و السرعات المناسبة داخل الأنابيب.

الكلمات المفتاحية : الخزان، إمدادات، المضخة، شبكة التوزيع.

Résumé

Dans ce présent travail, nous avons réalisé une étude d'alimentation en eau potable des six villages de la commune Chaabet El Almeur wilaya de Boumerdes, cet ensemble de villages sera alimenté gravitairement à partir d'un réservoir tampon. Après avoir présenté la zone d'étude et estimer ses besoins en eau à l'horizon 2052, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction. Par la suite le transfert de l'eau des points bas vers des points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates concernant les deux stations de reprise. A fin de protéger les conduites, nous avons vérifié l'éventuelle apparition du phénomène du coup de bélier. En dernier lieu, nous avons dimensionné un réseau de distribution, on a pris comme exemple le village Azzouza pour lui dimensionner son réseau de distribution, tout en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clés : réservoir, adduction, pompe, réseau de distribution.

Abstract

In this present work, we have carried out a drinking water supply study of the six villages of Chaabet El Almeur wilaya of Boumerdes, this set of villages will be fed gravitationally from the buffer tank. After presenting the study area and estimating its water needs for 2052, we proceeded to the sizing of the water reservoirs as well as the water supply pipes. Then the transfer of the water from the low points to high points led us to choose the appropriate pumps for the two pumping stations. In order to protect the pipes, we checked the possible occurrence of water hammer phenomenon. Finally, we dimensioned the distribution network of the AZOUZA village while respecting the appropriate pressures and speeds.

Key words: reservoir, adduction, pump, distribution network.