

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

**Contribution à l'étude au renforcement en
AEP (adduction et distribution) de la
commune de Tidjelabine Wilaya de
Boumerdes**

Présenté par :

- **ARGOUB Walid**
- **CISSE Mohamed N'daya**

Dirigé par :

- **Mr. BOUHALIS**
- **Mr. ZAMOUM.S**

Présenté devant les membres du jury :

- **Mr. KHATTAOUI**
- **Mr. DEHMOUS**

Promotion : 2020/2021

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions Dieu, notre créateur de nos avoir donné la force, la Volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à sa juste valeur notre reconnaissance à l'égard de nos promoteurs **Mr BOUHALI.S** et **Mr ZAMOUM.S** pour leur disponibilité, leur professionnalisme et surtout, pour leur savoir-faire, générosité, pour leurs conseils et leur suivi du début à la fin de ce travail.*

Nous tenons à remercier :

*Tous les fonctionnaires de la **D.R.E. de Boumerdes**.*

Nous tenons également à remercier Messieurs les Membres de Jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance,

Nous vous remercions pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques.

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Ainsi qu'à l'ensemble des Enseignants qui ont contribué à notre formation.

ARGOUB Walid et CISSE Mohamed N'daya

DÉDICACES

Ce Mémoire de Fin d'Études est dédié à ma chère mère et mon cher père qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs, merci pour ses soutiens physiques, moral et leurs conseils tout au long de mes études.

Sans eux je n'aurais certainement pas fait des études supérieures, que Dieu les garde et les protège.

C'est un moment de joie et de plaisir de dédier ce mémoire, à mes chers frères : Sofiane, Mehdi et Amir, en signe de reconnaissance et d'amour.

Et finalement, à mon binôme Mohamed pour son aide indéfectible en tout temps, à mes amis Hakim, Aziz, Mohammed, Lotfi, Sido, Karim, Lyes, Ali et Faycel qui n'ont jamais cessé de m'encourager.

ARGOUB Walid

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

- À ma chère famille qui n'a jamais cessé de me témoigner leur soutien indéfectible particulièrement à ma chère maman et ma chère sœur Fatima., Qu'ALLAH veille toujours sur vous ;*
- Mon défunt père qui m'a tant aidé et encouragé de son vivant, Qu'ALLAH t'accorde Sa miséricorde et une place au Paradis ;*
- Tous mes frères et sœurs ;*
- Tous mes amis ;*
- A mon binôme Walid pour son aide indéfectible ;*
- Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

CISSE Mohamed N'daya

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	1
DÉDICACES	2
SOMMAIRE.....	3
LISTE DES TABLEAUX	5
LISTE DES FIGURES.....	7
LISTE DES SYMBOLES	9
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	11
CHAPITRE I. PRÉSENTATION DU SITE	13
1. Introduction	14
2. Présentation du site	14
3. Conclusion	24
CHAPITRE II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	25
1. Introduction	26
2. Situation démographique.....	26
3. Estimation de besoins en eau	27
4. Les différents types de besoins	30
5. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur.....	33
6. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{\text{majoré. j}}$	34
7. Débit maximum journalier $Q_{\text{max.j}}$	35
8. Débit minimum journalier $Q_{\text{min.j}}$	35
9. Débit moyen horaire $Q_{\text{moy.h}}$	36
10. Débit maximum horaire $Q_{\text{max.h}}$	37
11. Débit minimum horaire $Q_{\text{min.h}}$	38
12. Bilan ressources-besoins.....	41
13. Conclusion	42
CHAPITRE III. RÉSERVOIRS.....	43
1. Introduction	44
2. Classification des réservoirs.....	44
3. Rôles d'un réservoir	44
4. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	45
5. Les équipements d'un réservoir	45
6. Description du schéma synoptique des réservoirs	49
7. Vérification des réservoirs des stations de reprises	50
8. Capacité de réservoir :	50
9. Vérification des réservoirs	53
10. Dimensionnement des réservoirs projetés	58
11. Conclusion	58
CHAPITRE IV. ADDUCTION	59
1. Introduction	60
2. Type d'adduction.....	60
3. Description du schéma d'adduction.....	60
4. Critère de choix du tracé.....	61
5. Choix du matériau de la conduite	61

6.	Les équipements du système d'adduction	62
7.	Prix des conduites	64
8.	Étude technico-économique	64
9.	Dimensionnement de l'adduction par refoulement	67
10.	Dimensionnement de l'adduction gravitaire	70
11.	Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons	72
12.	Conclusion	72
CHAPITRE V. POMPES ET STATIONS DE POMPAGE		73
1.	Introduction	74
2.	Classification des pompes	74
3.	Principe de fonctionnement des pompes centrifuges	75
4.	Étanchéité d'une pompe centrifuge	76
5.	Couplage des pompes	76
6.	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	77
7.	Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	78
8.	Caractéristiques d'une conduite	79
9.	Le point de fonctionnement de la pompe	79
10.	Le phénomène de cavitation	81
11.	Choix des pompes du projet	83
12.	Conclusion	86
CHAPITRE VI. POSE ET PROTECTION DES CONDUITES		87
1.	Introduction	88
2.	Pose des conduites	88
3.	Protection contre la corrosion	91
4.	Protection contre le coup de bélier	91
5.	Étude du coup de bélier	96
6.	Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons	97
7.	Conclusion	98
CHAPITRE VII. RÉSEAU DE DISTRIBUTION		99
1.	Introduction	100
2.	Les types de réseau [16]	100
3.	Conception d'un réseau	101
4.	Principe de tracé du réseau	102
5.	Choix du système de distribution	102
6.	Choix du type de matériaux	102
7.	Équipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) [17]	102
8.	Choix du type de réseau	105
CONCLUSION GÉNÉRALE		112
BIBLIOGRAPHIE		114
ANNEXES		117
TABLE DES MATIÈRES		136

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Températures moyennes annuelles en °C de la commune de Tidjelabine.....	16
Tableau I-2 : valeurs des températures (maximales, moyennes et minimales) pour la période (1998 – 2007) [3].....	17
Tableau I-3 : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) de Tidjelabine	18
Tableau I-4 : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations.....	19
Tableau I-5 : les adductions.....	22
Tableau I-6 : caractéristiques des ouvrages de stockages.....	22
Tableau II-1 : Agglomération chef-lieu et Madjber (RGPH 2020).....	26
Tableau II-2 : Agglomération des villages de l'unité N 02 (RGPH 2020).....	27
Tableau II-3: Agglomération des villages de l'unité (RGPH 2020).....	27
Tableau II-4 : Estimation de la population aux horizons futurs de l'unité 1.	28
Tableau II-5 : Estimation de la population aux horizons futurs de l'unité 2.	28
Tableau II-6 : Estimation de la population aux horizons futurs de l'unité 3.	29
Tableau II-7 : dotation domestique par taille de l'agglomération.....	30
Tableau II-8 : Besoins domestiques de l'unité 1.	31
Tableau II-9 : Besoins domestiques de l'unité 2.	31
Tableau II-10 : Besoins domestiques de l'unité 3.	31
Tableau II-11 : Besoins d'équipements des unités.	32
Tableau II-12 : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes unités concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur.	33
Tableau II-13 : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future des différentes unités concernées par l'étude.	34
Tableau II-14 : Débit maximum journalier des différentes unités concernées par l'étude.....	35
Tableau II-15 : Débit minimum journalier des différentes unités concernées par l'étude.....	36
Tableau II-16 : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude.....	36
Tableau II-17 : Variation des valeurs de β_{max}	37
Tableau II-18 : Débit maximum horaire actuel (2021) des différentes unités concernées par l'étude.....	37
Tableau II-19 : Débit maximum horaire futur (2035) des différentes unités concernées par l'étude.....	38
Tableau II-20 : Débit maximum horaire futur (2051) des différentes unités concernées par l'étude.....	38
Tableau II-21 : Variation des valeurs de β_{min}	39
Tableau II-22 : Débit minimum horaire actuel (2021) des différentes zones concernées par l'étude.....	39
Tableau II-23 : Débit minimum horaire futur (2035) des différentes zones concernées par l'étude.	40
Tableau II-24 : Débit minimum horaire futur (2051) des différentes zones concernées par l'étude.....	40

<i>Tableau II-25 : Bilan ressources-besoins.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau III-1 : Variation du résidu dans le réservoir SR1.....</i>	<i>53</i>
<i>Tableau III-2 : Variation du résidu dans le réservoir SR2.....</i>	<i>54</i>
<i>Tableau III-3 : Variation du résidu dans le réservoir R1.....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau III-4 : Variation du résidu dans le réservoir R3.....</i>	<i>56</i>
<i>Tableau III-5 : Variation du résidu dans le réservoir R2.....</i>	<i>57</i>
<i>Tableau III-6 : Dimensionnement des réservoirs projetés</i>	<i>58</i>
<i>Tableau IV-1 : Résultats de Calcul de la Hmt du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³</i>	<i>68</i>
<i>Tableau IV-2 : Résultats de calcul des frais d'exploitation du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³</i>	<i>68</i>
<i>Tableau IV-3 : Résultats de calcul des frais d'amortissement du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³</i>	<i>68</i>
<i>Tableau IV-4 : Résultats de calcul du bilan du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³</i>	<i>68</i>
<i>Tableau IV-5 : Résultats de Calcul de la Hmt du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³</i>	<i>69</i>
<i>Tableau IV-6 : Résultats de calcul des frais d'exploitation du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau IV-7 : Résultats de calcul des frais d'amortissement du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau IV-8 : Résultats de calcul du bilan du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau IV-9 : Résultats de calcul des pertes de charges totales du tronçon R₁1400m³-R₂2500m³</i>	<i>70</i>
<i>Tableau IV-10 : Résultats de calcul des pertes de charges totales R₃2000m³-R₂2500m³</i>	<i>71</i>
<i>Tableau IV-11 : Récapitulatif des diamètres des différents tronçons</i>	<i>72</i>
<i>Tableau V-1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau VI-1 : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée.....</i>	<i>89</i>
<i>Tableau VI-2 : valeurs du coefficient K</i>	<i>96</i>
<i>Tableau VI-3 : Caractéristiques des tronçons (gravitaire et refoulement).....</i>	<i>97</i>
<i>Tableau VI-4 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire et refoulement).....</i>	<i>98</i>
<i>Tableau VII-1 : caractéristiques des réseaux d'alimentation en eau potable.....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau VII-2 : Illustration de résultats de simulation au niveau de quelques tuyaux.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau VII-3 : Illustration de résultats de simulation au niveau de quelques nœuds</i>	<i>109</i>
<i>Tableau VII-4 : Paramètres des trois réducteurs de pressions après simulation</i>	<i>109</i>

LISTE DES FIGURES

<i>Figure I-1 : la délimitation de la zone d'étude.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure I-2: les réseaux routiers de la zone d'étude [2].</i>	<i>15</i>
<i>Figure I-3: Topographie de la commune de Tidjelabine [source : ArcGIS maps online]</i>	<i>15</i>
<i>Figure I-4 : courbe des températures moyennes annuelles.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure I-5: présentation graphique des températures maximales, moyennes et minimales</i>	<i>17</i>
<i>Figure I-6: précipitations moyennes annuelles.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure I-7: Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.</i>	<i>20</i>
<i>Figure I-8: réseaux d'adduction et de distribution existants.</i>	<i>23</i>
<i>Figure I-9 : Répartition de la population de la commune de Tidjelabine.....</i>	<i>23</i>
<i>Figure II-1: Évolution démographique de la zone d'étude pour les horizons considérés.</i>	<i>29</i>
<i>Figure II-2: Répartition des besoins domestiques par unité et par horizon.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure II-3 : Bilan ressources-besoins.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure III-1: adduction en chute libre.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure III-2 : adduction noyée</i>	<i>46</i>
<i>Figure III-3 : Conduite de distribution.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure III-4 : Trop plein et vidange</i>	<i>47</i>
<i>Figure III-5 : By-pass entre l'adduction et la distribution.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure III-6 : Système de deux prises.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure III-7 : Système à Siphon</i>	<i>48</i>
<i>Figure III-8 : schéma général d'un réservoir avec équipements</i>	<i>49</i>
<i>Figure III-9 : dimensionnement d'un réservoir par la méthode graphique</i>	<i>52</i>
<i>Figure IV-1: schéma du système d'adduction</i>	<i>60</i>
<i>Figure IV-2 : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure IV-3 : Types de ventouses : a) ventouse à petites quantités d'air b) ventouse à grandes quantités d'air c) ventouse universelle</i>	<i>63</i>
<i>Figure IV-4 : Soupape de décharge</i>	<i>63</i>
<i>Figure V-1 : forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure V-2 : Forme de la roue des turbopompes</i>	<i>75</i>
<i>Figure V-3 : presse étoupe</i>	<i>76</i>
<i>Figure V-4 : Pompes en série.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure V-5 : Pompes en parallèle.</i>	<i>77</i>
<i>Figure V-6 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....</i>	<i>78</i>

<i>Figure V-7 : Point de fonctionnement d'une pompe</i>	<i>79</i>
<i>Figure V-8 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure V-9 : Graphe des courbes NPSH.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure V-10 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure V-11 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR1)</i>	<i>84</i>
<i>Figure V-12 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR2)</i>	<i>85</i>
<i>Figure VI-1 : coupe transversale d'une fouille.</i>	<i>89</i>
<i>Figure VI-2 : Pose des conduites dans un terrain peu consistant.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure VI-3 : Les butées.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure VI-4 : Volant d'inertie</i>	<i>92</i>
<i>Figure VI-5 : Soupape de décharge</i>	<i>93</i>
<i>Figure VI-6 : by-pass</i>	<i>93</i>
<i>Figure VI-7 : une ventouse.....</i>	<i>94</i>
<i>Figure VI-8 : Cheminée d'équilibre.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure VI-9 : Réservoir d'air.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure VII-1 : Schémas des différents types de réseau de distribution.....</i>	<i>100</i>
<i>Figure VII-2 : ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)</i>	<i>103</i>
<i>Figure VII-3 : Robinet vanne à opercule</i>	<i>104</i>
<i>Figure VII-4 : Pièces spéciales de raccord.....</i>	<i>104</i>
<i>Figure VII-5 : Illustration de la méthode de Hardy-cross dans une maille.....</i>	<i>105</i>
<i>Figure VII-6 : Aperçu de la simulation sur Epanet du réseau de distribution des différentes zones de Tidjlabin</i>	<i>110</i>

LISTE DES SYMBOLES

- A : L'amortissement annuel (Annuité) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- BL : Le bilan en (DA) ;
- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- C : Coefficient de perte de charge de la tuyère ;
- CTN : Côte Terrain Naturel en (m) ;
- CTP : Côte Trop Plein en (m) ;
- C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- Dext : Diamètre extérieur ;
- Dint : Diamètre intérieur ;
- Dmin : diamètre minimal de la conduite (m) ;
- Dmax : diamètre maximal de la conduite (m) ;
- d : Diamètre de la tuyère (m) ;
- d' : Diamètre de la veine contractée (m) ;
- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- g : Accélération de la pesanteur en (m²/s) ;
- Hs : La valeur maximale de la pression-surpression ;
- Hd : La valeur maximale de la pression-dépression ;
- Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- Hg : Hauteur géométrique en (m) ;
- Hmt : La hauteur manométrique totale (m) ;
- H0 : Pression absolue de la conduite (m) ;
- i : Taux d'annuité (%) ;
- J : Pertes de charge par frottement en (m/ml) ;
- Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- Jv : Perte de charge créer par la vanne en (m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;
- Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération ;
- Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal ;
- Kmax.h : Coefficients de variation de consommation maximum horaire ;
- Kmin.h : Coefficients de variation de consommation minimum horaire ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- m : Coefficient de rognage ;
- Ni : Nombre de consommateurs ;
- N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =30 ans) ;
- (NPSH) d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m) ;
- (NPSH) r : Charge nette minimale requise à l'aspiration (m) ;

- P : Population de l'horizon considéré ;
- P_o : Population de l'horizon de référence ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- P_r : le prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- P_u : Prix unitaire du KWh en (DA) ;
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- Q : débit dans la conduite en (m³/s) ;
- $Q_{\max.h}$: Débit entrant dans la station (m³/h) ;
- $Q_{\max.j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j) ;
- $Q_{\min.j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m³/j) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/j) ;
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j) ;
- q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons) ;
- Re : Nombre de Reynolds ;
- r: Le pourcentage de rognage ;
- S : Section de la conduite (m²) ;
- SPIK : Système de production ISSER et KEDDARA
- SPET : Système de production des eaux de TAKSABT
- T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;
- T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
- T_p : Nombre d'heure de pompage (h) ;
- t : Taux d'accroissement ;
- V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³) ;
- V_t : Volume total du réservoir d'air (m³) ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air (m) ;
- Z_0 : Pression absolue (m) ;
- α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort ;
- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant ;
- ϑ : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s) ;
- ρ : Masse volumique de l'eau ;
- η : Rendement de la pompe en % ;
- λ : Coefficient de pertes de charge ;
- θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- ϕ : Diamètre de la veine contractée (m) ;
- Δ_{HS} : Perte de charge singulière (m) ;
- Δ_{HL} : Perte de charge linéaire (m) ;
- Δ_{HT} : Perte de charge totale (m) ;

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'eau, source indispensable à la vie et au progrès, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses ayant une importance considérable pour le développement social et économique de toute civilisation. L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à l'expansion démographique et à l'élévation du niveau de vie de la population.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroître.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé « *Contribution au renforcement en AEP (adduction et distribution) de la commune de Tidjelabine Wilaya de Boumerdes* », et qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population concernée jusqu'à l'horizon 2051.

La présente étude s'articule sur sept chapitres principaux :

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude en décrivant les différentes situations : géographique, démographique, topographique, climatique, hydrographique, hydrogéologique et hydraulique.

Le second chapitre sera consacré à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes et cela pour divers horizons, ce qui permettra d'estimer le déficit par rapport aux ressources actuelles ;

Dans le troisième chapitre, nous allons vérifier et dimensionner, respectivement, les réservoirs existants et projetés ainsi que les stations de reprise qui servent à l'adduction.

Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction en plus de l'étude technico-économique.

Par ailleurs, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates aux installations à partir des catalogues de groupe électropompes disponible sur le marché.

Le sixième chapitre est consacré à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier afin d'envisager les protections nécessaires pour les tronçons concernés.

Le septième et dernier chapitre concerne le calcul de dimensionnement du réseau de distribution de *Tidjelabine* en se servant du logiciel Epanet.

Nous terminerons notre travail avec une conclusion générale.

CHAPITRE I. PRÉSENTATION DU SITE

1. Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de chef-lieu de la commune de *Tidjelabine*, qui est composée des villages suivants : chef-lieu *Tidjelabine*, *Beni Fouda*, *Madjber*, *Latraches*, *Zone d'activité*, *La Gare*, *les Chalets* et *Talla Melloult*. Afin de mener à bien ce projet il est impératif de parler d'abord de la situation géographique, topographique, climatique, hydrographique, démographique et hydraulique du site de l'étude.

2. Présentation du site

2.1.Situation géographique de la zone d'étude

La commune de *Tidjelabine* est située au Sud de la wilaya de *Boumerdes* à environ de 3,6 Km de son chef-lieu, et à environ de 50 km de la capitale. Elle s'étend sur une superficie de 4138 km². Le réseau routier et le réseau ferroviaire sont les principaux atouts de la commune de *Tedjelabine*. En effet ces deux réseaux (RN 5, Réseau ferroviaire) divisent le territoire de la commune en deux parties. Le C.W 146 est la voie qui assemble l'ACL (Agglomération chef-lieu) de la commune de *Tedjelabine* au chef-lieu de la Wilaya. La commune de *Tidjelabine* est délimitée par [1] :

- La commune de *Boumerdes* au Nord.
- La commune de *Thénia* à l'Est.
- La commune de *Corso* à l'Ouest.
- La commune de *Keddara* et *Beni Amrane* au Sud.

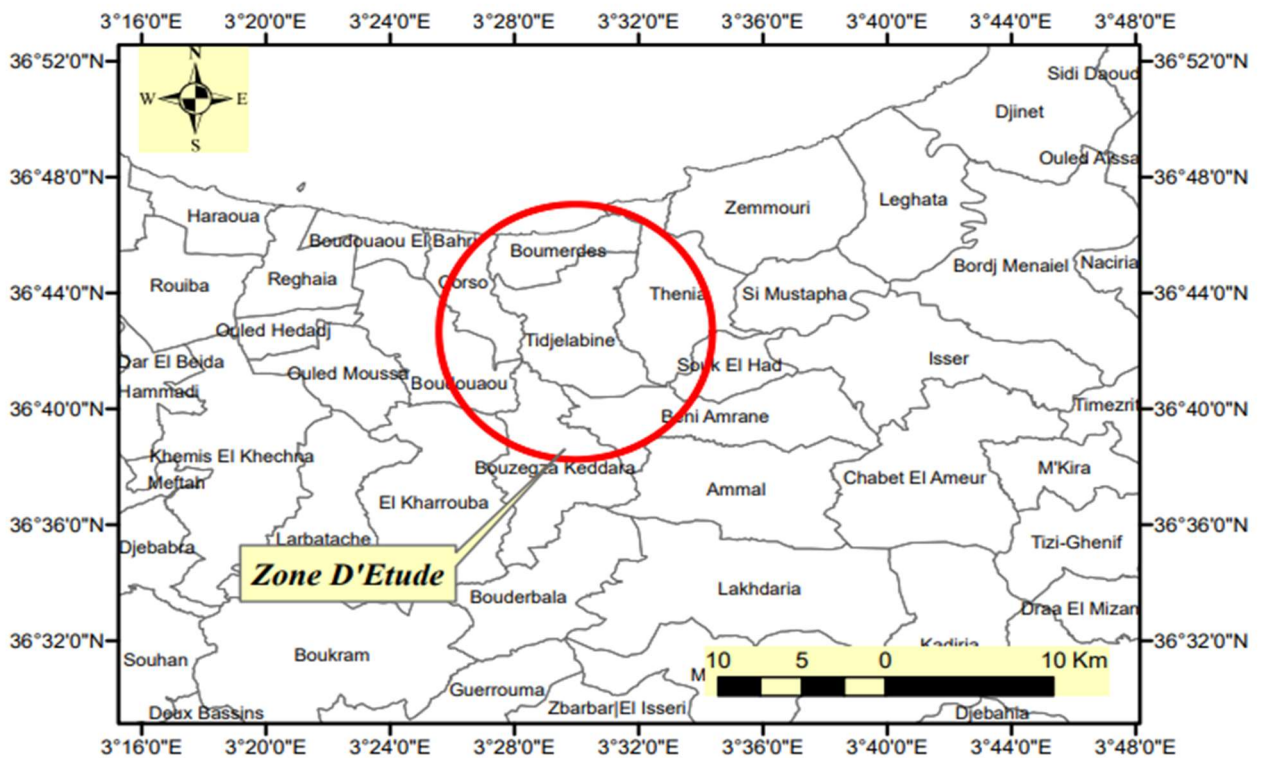


Figure I-1 : la délimitation de la zone d'étude.

2.3.Situation climatique

a) Le climat

Le climat est de type méditerranéen chaud et sec en été, froid et subhumide en hiver. Ces dernières années, on assiste à un prolongement de la saison chaude jusqu'au mois de novembre, car les précipitations se font rares [3].

Dans le présent cas, ces données sont prélevées à la station de *Dar El Beida* dont les Caractéristiques sont :

- Indicatif de la station 60395 ;
- Latitude 36.72°
- Longitude 3.25°E
- Altitude 25 mètre.
- Type de station METAR/SYNOP
- Début des archives 1/01/1949

b) Les températures

Les températures moyennes annuelles en °C de la commune de *Tidjelabine* sont illustrées dans le tableau (I.1) suivant [3] :

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	T° moy.
Année													
2008	11.6	10.7	12.6	14.4	20.4	23.7	27.5	26.8	22.5	19.7	16.8	13.9	18.3
2009	12.1	13.3	14.3	16.3	17.7	21.7	25.6	25.6	23.4	19.9	15.1	12.8	18.1
2010	11.7	11.5	14.2	17.1	19.9	22.6	26.6	27.1	23.7	20.2	16.7	12.5	18.6
2011	10.4	8	13.2	15.5	19	25	25.8	28.3	23.8	21.3	16.6	12.6	18.2
2012	11.6	10.6	14.9	15.2	17.3	20.5	24.8	25.3	24	23.3	14.7	12.2	17.8
2013	13.2	13.6	13.1	17.2	18.1	22.5	25.2	26.6	26.2	21.4	17.9	12.4	18.9
2014	11.3	11.1	13.3	16.8	19.9	23	27.4	27.8	24.1	20.9	15.7	12.7	18.6
2015	13.4	13.8	13	15.8	18.4	22.6	25.7	25.6	23.9	22.5	16.7	13.5	18.7
2016	10.4	13.5	14.7	15.6	19.6	24.5	26.9	28.5	23.6	19.4	14.6	11.7	18.5
2017	12	10.7	14.5	16.4	17.4	21.6	26.6	26.4	25	20.4	16.5	13	18.3
2018	10.6	11.4	13.4	15.4	18.4	23.1	27.6	27.9	24.8	20.8	16	14.5	18.6
2019	11.7	13.6	15.2	17	20.7	23	26	27.2	23.5	19.2	17.4	13.4	18.9
T° moy.	11.6	11.8	13.8	16	18.9	22.8	26.3	26.9	24	20.7	16.2	12.9	18.5

Tableau I-1 : Températures moyennes annuelles en °C de la commune de Tidjelabine.

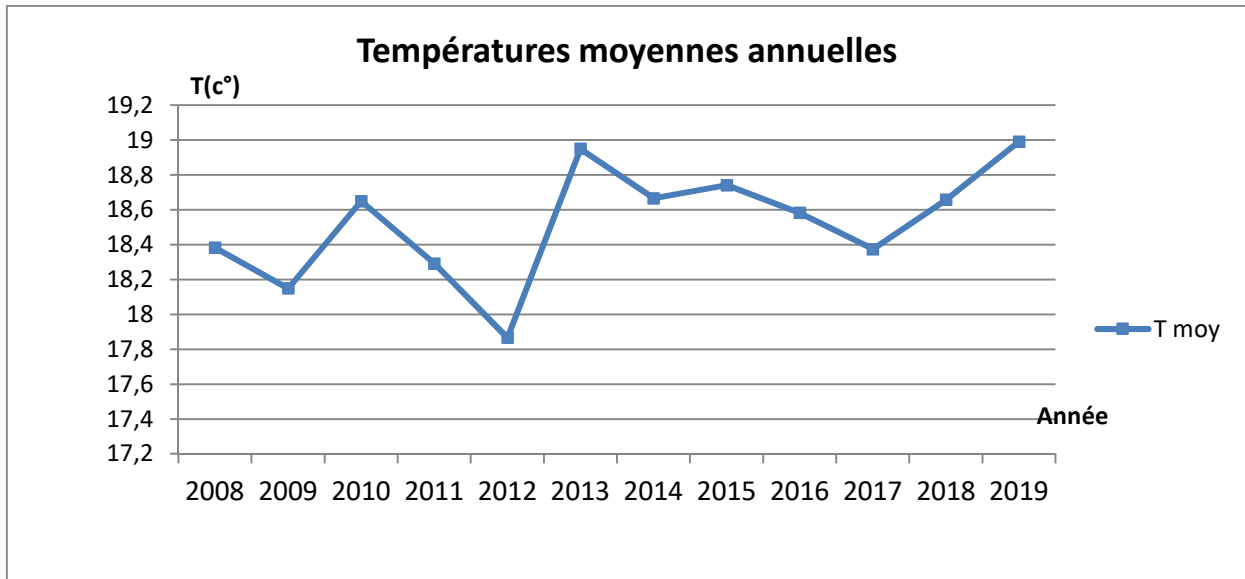


Figure I-4 : courbe des températures moyennes annuelles.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
T max	16.8	18.9	20	22	24.3	28.2	31.8	31.7	29.3	25.5	19.5	18.3
T moy	11.	13.4	14	16.1	17.8	21.9	25.8	25.3	23.3	19.1	14.5	11.9
T min	6.4	7.3	8	10.2	11	15.1	19.3	19.3	17.3	13.6	10.2	6.5

Tableau I-2 : valeurs des températures (maximales, moyennes et minimales) pour la période (1998 – 2007) [3].

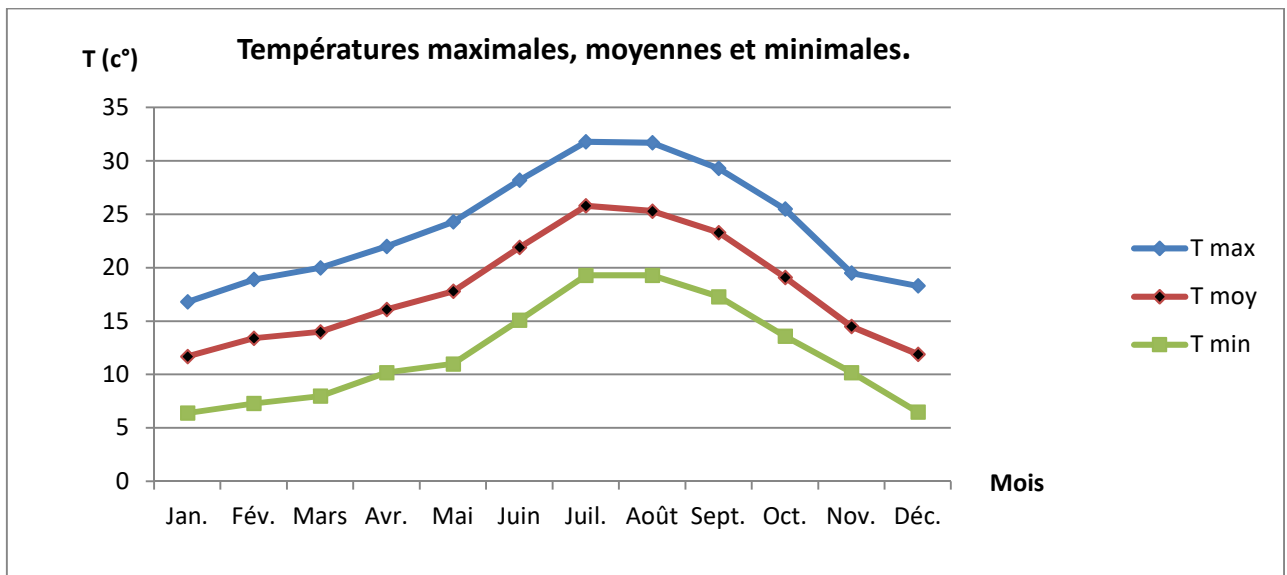


Figure I-5: présentation graphique des températures maximales, moyennes et minimales

Selon le tableau (I.1) la commune de Tidjelabine est caractérisée par des températures variables :

- Les mois les plus froids sont : Janvier et Février.
- Les mois les plus chauds sont : Juillet et Août.

La température moyenne annuelle est de 18.5°C sur 12 ans (2008 à 2019).

c) Pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle de la commune de *Tidjelabine* est illustrée dans le tableau (I.2) suivant [3] :

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy.
Année													
2008	136	21	64	68	33	0	0	13	87	27	56	105	50.8
2009	42	47	100	32	22	4	0	23	11	117	115	88	50
2010	65	134	33	76	71	13	0	4	31	38	141	58	55.3
2011	28	245	78	177	24	1	0	57	8	86	0	0	58.6
2012	0	0	0	0	0	0	0	0	18	199	63	0	23.3
2013	69	55	76	1	5	51	0	3	8	39	67	164	44.8
2014	80	79	48	0	10	12	0	2	7	108	85	0	35.9
2015	71	83	121	34	39	0	0	0	5	5	113	190	55
2016	252	16	54	21	7	4	0	2	35	15	128	131	55.4
2017	30	63	119	103.7	54	32	0	0	27	62	104	31	52.1
2018	118.5	18.6	37.1	47	19.1	8.4	1.5	0.7	51	17.3	101.7	27.6	37.3
2019	31.4	0	54.2	115.6	5	3.3	0.5	3.6	16.2	41.1	77	101.6	37.4
Moy.	76.9	63.4	65.3	56.2	24	10.7	0.16	9	25.3	62.8	87.5	74.6	46.3

Tableau I-3 : Pluviométrie moyenne annuelle en (mm) de Tidjelabine

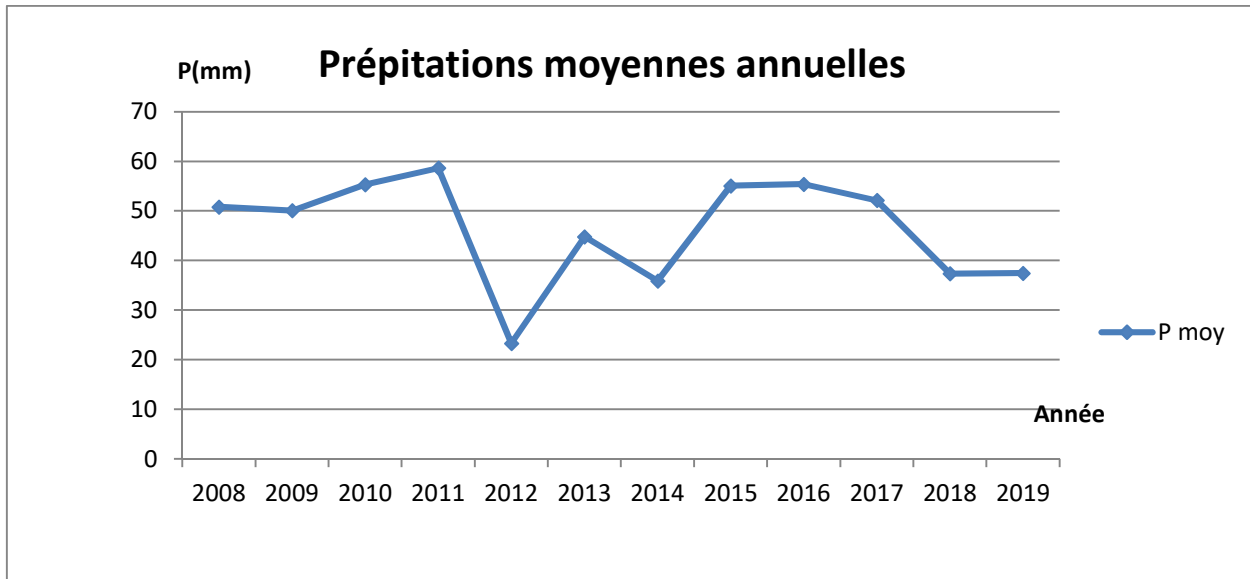


Figure I-6: précipitations moyennes annuelles.

D'après le tableau (I.2), la région de *Tidjelabine* présente :

- Des mois pluvieux : Janvier, Février, Mars, Octobre Novembre et Décembre, dont la quantité moyenne de pluie atteint un maximum de 87.5 au mois de Novembre.
- Le mois à faible pluviométrie correspond à Juillet.

d) Diagramme Ombrothermique

Le diagramme Ombrothermique de *Bagnouls* et *Gaussen* (1953) nous permet de mettre en évidence des périodes sèches au cours d'une année hydrologique. Selon des graduations standardisées : une graduation de l'échelle des précipitations correspond à deux graduations de l'échelle des températures ($P=2T$) comme le montre le graphe (I.3) ci-après.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
P (mm)	76.9	63.4	65.3	56.2	24	10.7	0.16	9	25.3	62.8	87.5	74.6
T°C moy	11.6	11.8	13.8	16	18.9	22.8	26.3	26.9	24	20.7	16.2	12.9

Tableau I-4 : Moyenne mensuelle des températures et des précipitations.

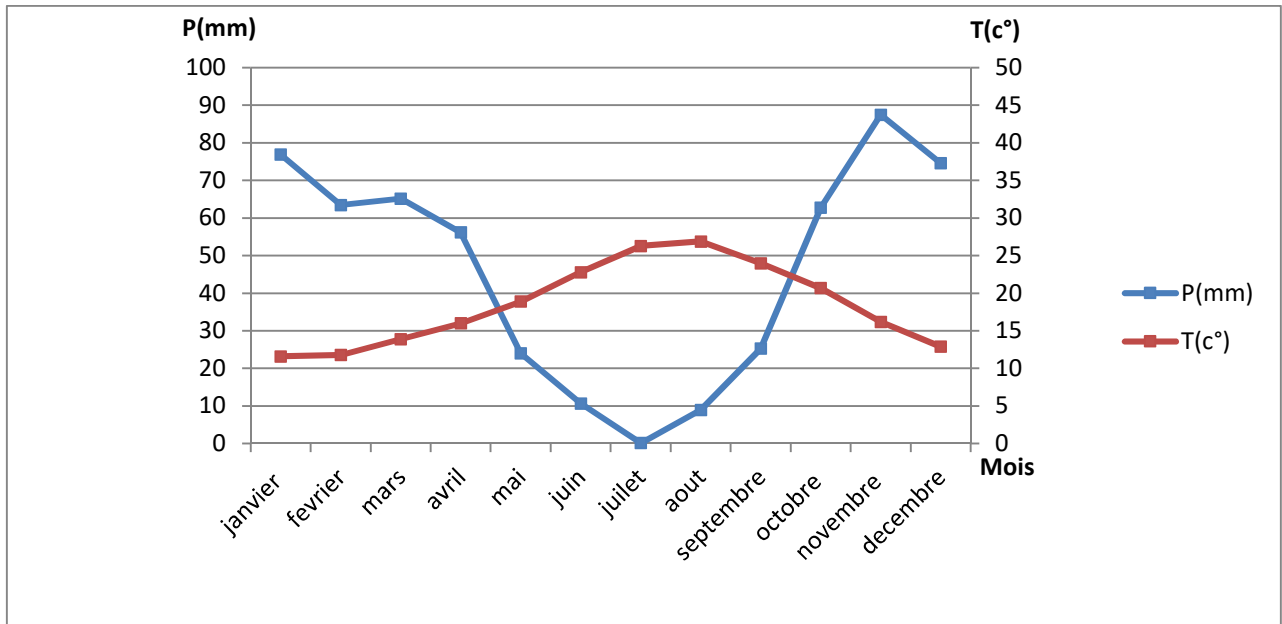


Figure I-7: Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.

En projetant les points où les deux courbes se rencontrent sur l'axe des mois. L'intersection des deux courbes P et T permet de définir selon (Soltner, 1984) :

- La période sèche lorsque $P < 2T$.
- La période humide lorsque $P > 2T$.

Le diagramme de *BAGNOULS* et *GAUSSEN* montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois de mai jusqu' au mois de septembre.

Situation hydrographique

La commune est façonnée par un dense réseau hydrique, surtout dans sa partie ouest. Des ravins prennent naissance aux hauteurs des flancs des montagnes, drainant ainsi les eaux dans la plaine et dans les Oueds. Ces cours d'eau sont à régime irrégulier, et se dessèchent presque totalement en été. Il s'agit notamment de [1] :

- L'Oued *Boumerdes* ; coule au Sud-Ouest et forme une limite avec la commune de *Boumerdes*.
- L'Oued *Corso* (à la limite Nord-Ouest de la commune).
- Oued *Tatareg* (limite avec la commune de *Thénia*)

Les sources et les puits servent plus à la consommation humaine. Tandis que les eaux des retenues collinaires et des Oueds sont utilisées pour l'irrigation.

2.4. Situation hydraulique

a) Ressources existantes

L'alimentation en eau potable de la commune de *Tidjelabine* est faite à partir de deux types de ressources (souterraine et superficielle).

o Les eaux souterraines

Dans la région, il y a trois (03) forages, leurs débits sont les suivants [1] :

- Le forage (F8), *Mahsas* $Q=22 \text{ m}^3/\text{h}$
- Le forage (F9), *Mahsas* $Q =22 \text{ m}^3/\text{h}$
- Le forage (F10), *Mahsas* $Q =20 \text{ m}^3/\text{h}$.

o Les eaux superficielles (Barrage de *Taksebt*)

Le barrage de *Taksebt* qui s'étend sur une surface de 550 ha, se trouve à 10 km à l'Est de la ville de *Tizi Ouzou* et 68 km à la commune de *Tidjelabine*. Il a nécessité un investissement de 540 millions d'euros et a été officiellement mis en service le 5 juillet 2007. Il est alimenté par les eaux de pluie et de la fonte du manteau neigeux du *Djurdjura*. Il comprend une station de traitement, une station de pompage, des tunnels dont une canalisation de 95 km pour permettre le transfert de 150 millions de mètres cubes par an. Situé dans une région à forte pluviométrie, ce barrage est une aubaine pour des millions de gens. Le barrage est doté d'une capacité de stockage de 175 millions de mètres cubes et alimente la wilaya de *Tizi Ouzou* à raison de 20 000 m³ par jour. Ce barrage alimente également les wilayas d'*Alger*, *Blida* et de *Boumerdes*.

o Barrage de *Keddarra*

Le barrage de *Keddara* est située sur le territoire de la commune d'*El Kharrouba*, dans la wilaya de *Boumerdes*, c'est un barrage de type remblai. Il est construit entre 1982 et 1987, cette dernière et la date de mise service. La hauteur de la digue est de m et une longueur de 470 m. La capacité de ce barrage est 142,39 millions m³. Le but de sa construction était de pallier au manque d'eau potable dans la wilaya de *Boumerdes* ainsi que la capitale, et aussi pour l'irrigation.

b) Réseau d'adduction

La commune de *Tidjelabine* est alimentée essentiellement à partir de deux chaînes SPIK (système de production *Isser Keddara*), SPET (système de production des eaux de *Taksabt*) et à partir des trois forages F8 F9 F10 situés à *Mahsas*. Le SPIK ainsi que les 03 forages suscités alimentent via une conduite en PEHD DN 315 le réservoir de capacité de 300 m³ de la station de pompage située à la zone d'activité, cette station refoule à son tour vers le réservoir de *Beni Fouda* de capacité de 500 m³ avec une conduite en PEHD DN250. Le réservoir de *Madjber* de capacité de 500 m³ est alimenté gravitairement par le réservoir de *Beni Fouda* avec une conduite en PEHD DN200.

D'autre part, la station de pompage de la gare de capacité de 1000 m³ est alimentée par le SPET avec une conduite en fonte de 400 mm A travers une conduite DN 400 en fonte, la station de la gare refoule vers le réservoir 2000 m³ de *Madjber*. Ce dernier approvisionne le réservoir de 500 m³ de *Madjber* par une conduite de DN 400 en fonte [1].

Adductions	Départ	arrivée	Diamètre	matériaux
Adduction 1	SPIK	R 300 m ³ zone d'activité	315	PEHD
Adduction 2	R 300 m ³ zone d'activité	R 500 m ³ <i>Beni Fouda</i>	250	Fonte
Adduction 3	R 500 m ³ <i>Beni Fouda</i>	R 500 m ³ <i>Madjber</i>	200	PEHD
Adduction 4	SPET	Station de pompage la gare (1000 m ³)	400	Fonte
Adduction 5	Station de pompage la gare (1000 m ³)	R 2000 m ³ <i>Madjber</i>	400	Fonte
Adduction 6	R 2000 m ³ <i>Madjber</i>	R 500 m ³ <i>Madjber</i>	400	Fonte

Tableau I-5 : les adductions

c) Ouvrages de stockages

Réservoirs	Capacité (m ³)	Alimenté par
<i>La zone d'activité</i>	300	SPIK et les trois forages
<i>Beni Fouda</i>	500	R 300 m ³ zone d'activité
<i>Madjber</i>	500	R 500 m ³ <i>Beni Fouda</i> et R 2000 m ³ <i>Madjber</i>
	2000	Station de pompage la gare (1000 m ³)
<i>La gare</i>	1000	SPET

Tableau I-6 : caractéristiques des ouvrages de stockages

d) Réseau de distribution

- Le réservoir de *Beni Fouad* d'une capacité de 500 m³ alimente : *Beni Fouda*, *Latrache* et la zone d'activité.
- Le réservoir de *Madjber* d'une capacité de 500 m³ alimente : chef-lieu *Tidjelabine* et *Madjber*.
- Le réservoir de *Madjber* d'une capacité de 2000 m³ alimente : *Tala mellout*, les chalets et village de la gare.

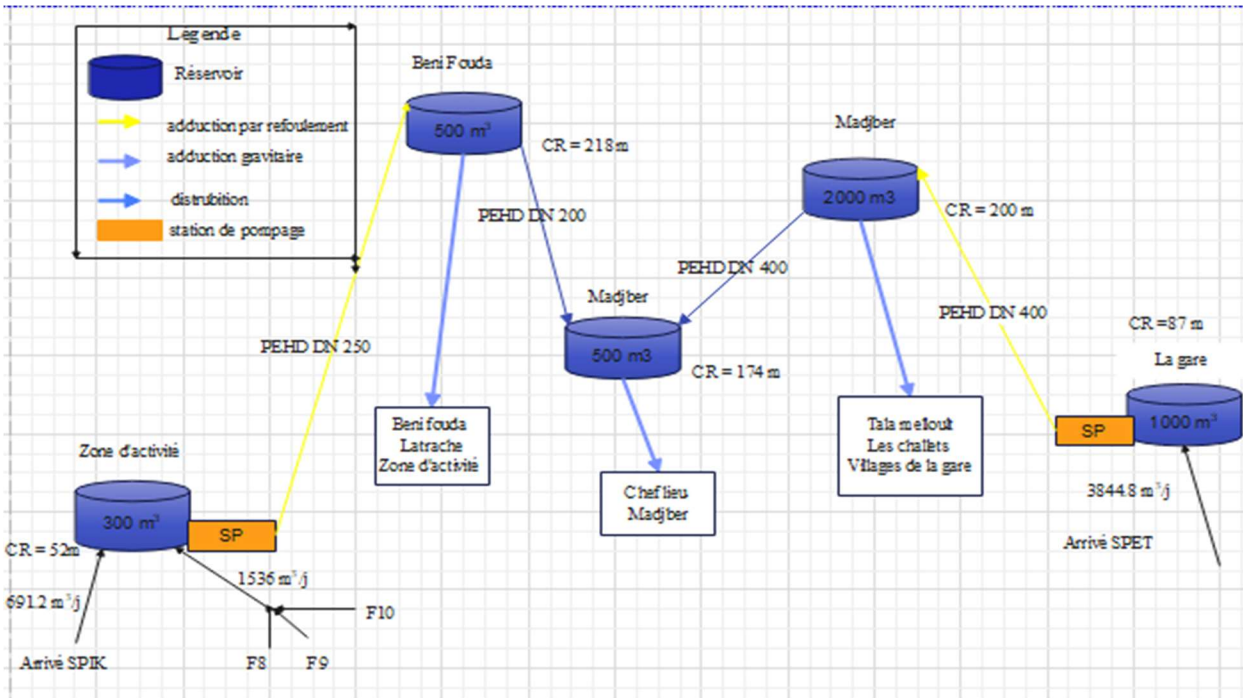


Figure I-8: réseaux d'adduction et de distribution existants.

2.5. Répartition des agglomérations

D'après le PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme) de l'année 2008, la zone est découpée en 3 unités d'aménagements afin de structurer les différentes parties du territoire de la commune [1].

- Unité d'agglomération 1 est située au Nord de la commune, représente le chef-lieu de la commune et *Madjber* qui est de nombre d'habitants de 23977[4].
- Unité d'agglomération 2 est située au Sud et Nord Est de la commune, représente la zone dispersée de la commune qui est de nombre d'habitants de 6438 [4].
- Unité d'agglomération 3 est située au Sud Est de la commune, représente des petits villages qui entourent la commune, qui est de nombre d'habitants de 2650 [4].

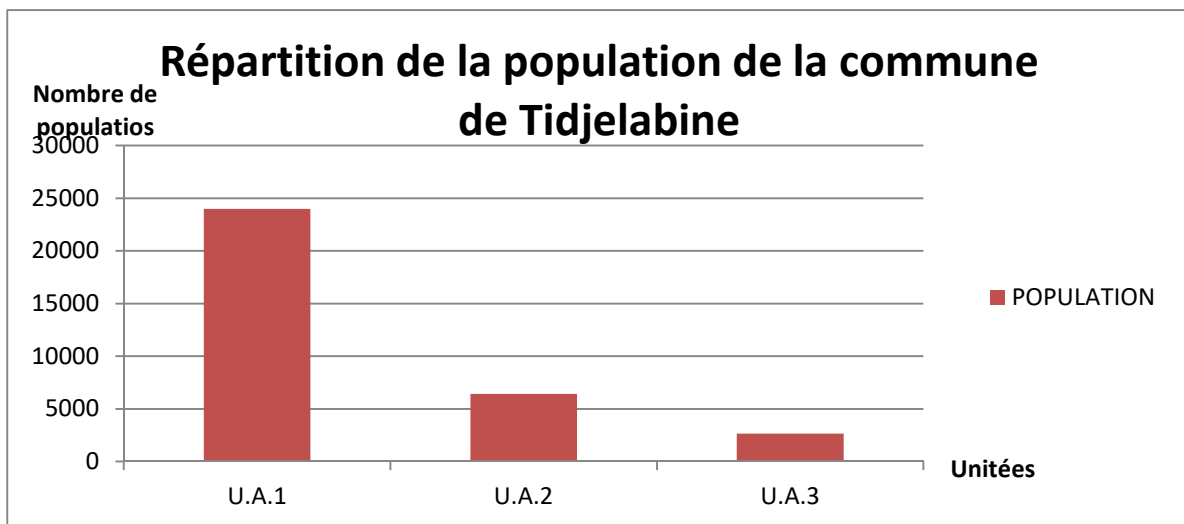


Figure I-9 : Répartition de la population de la commune de Tidjelabine

3. Conclusion

Ce chapitre a permis de rassembler les données générales de la commune de *Tidjelabine* ainsi que les données hydrauliques actuelles, qui vont faciliter l'élaboration du projet de l'alimentation en eau potable de ladite commune. Ainsi, dans les chapitres suivants nous allons nous focaliser sur les 3 unités qui sont :

- Le chef-lieu *Tidjelabine* et *Madjber* ayant une population de 23977 habitants selon le RGPH 2020 très récemment communiqué par les services de l'APC de *Tidjelabine*. L'alimentation assurée à partir du réservoir *Madjber* (500 m³).
- Les villages (*Beni Fouda*, *Latrache* et La zone d'activité) ayant une population de 6438 habitants selon le RGPH 2020 très récemment communiqué par les services de l'APC de *Tidjelabine*. L'alimentation assurée à partir du réservoir *Beni fouda* 500 m³.

Les petits villages ayant une population de 2650 habitants selon le RGPH 2020 très récemment communiqué par les services de l'APC de *Tidjelabine*. L'alimentation assurée à partir du réservoir *Madjber* (2000 m³).

CHAPITRE II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

1. Introduction

Pour un développement durable et une vision futuriste du secteur d'alimentation en eau potable de la commune de *Tidjelabine*, il y a lieu de faire une estimation de ses besoins en eau. Celle-ci est faite en fonction de l'évolution de la population pour différents horizons.

2. Situation démographique

Afin de prendre en charge les différents besoins et de toucher le maximum de la population et pour une meilleure représentation des besoins, le découpage de la zone est comme suit :

2.1. Agglomération chef-lieu (U.A.1)

La première unité (U.A.1) s'articule autour du chef-lieu de la commune de *Tidjelabine* et *Madjber*. Elle englobe les cités citées dans le tableau (II.1) et leurs équipements. Cette agglomération compte une population de 23977 habitants selon le RGPH 2020 réel qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

Unité	Cités	Nombre de population	Total	Equipements
Agglomération chef-lieu et <i>Madjber</i> (U.A.1)	La cité	890	23977	-04 écoles primaires
	ROSIER 1	754		-03 C.E.M
	ROSIER 2	850		-01 Lycée
	ROSIER 3	1120		-01 Siège de l'A.P.C
	Les mouettes	4450		-08 Restaurants.
	<i>Berdioui</i>	2348		-01 centre de santé
	Sonatrach	980		-01 stade communal
	<i>Sotrawa</i>	2874		-01 gendarmerie
	AADL 1	1000		-02 Mosquée
	AADL 2	2000		-01 maison de jeune
	300 Logements	1500		-05 cafétérias
	LSP	3500		-01 Siège CNAS
	RHP	500		-01 Siège ADE
<i>Madjber</i>		1211	-01 Siège SONALGAZ	
			-03 Crèche	
			-01 CFPA	
			-01 Prison	

Tableau II-1 : Agglomération chef-lieu et *Madjber* (RGPH 2020).

2.2. Unité d'agglomération N 02 (U.A.2)

Cette unité s'articule autour du centre de *Tidjelabine*. Elle englobe les villages regroupés dans le tableau (II.2) et leurs équipements. Cette unité compte 6438 habitants selon le RGPH 2020 réel qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

Unité	Villages	Nombre de population	Total	Equipements
Agglomération N 02 (U.A.2)	<i>Beni Fouda</i>	3411	6438	-02 Ecoles primaires -01 Salle de soin -04 Usine -01 Huilerie
	<i>Latrache</i>	1903		
	Zone d'activité	1124		

Tableau II-2 : Agglomération des villages de l'unité N 02 (RGPH 2020).

2.3. Unité d'agglomération N 03 (U.A.3)

Cette unité s'articule au Sud Est de centre-ville. Elle englobe les petits villages cités dans le tableau (II.3) et leurs équipements. Elle compte 2650 habitants selon le RGPH 2020 réel qui nous a été très récemment communiqué par les services de l'APC [1].

Unité	Villages	Nombre de population	Total	Equipements
Agglomération N03(U.A.3)	La gare	588	2650	-02 Ecole fondamentales -01 ANEX D'A.P.C -01 Centre de soin 01-Bureau de poste -01 Mosquée -01 CEM
	Les chalets	920		
	<i>Tala melloult</i>	1142		

Tableau II-3: Agglomération des villages de l'unité (RGPH 2020)

3. Estimation de besoins en eau

3.1. Estimation de la population

La population de la commune *Tidjelabine* nous a été communiquée par les services techniques de l'APC de *Tidjelabine*. On estime l'évolution de la population au taux d'accroissement retenu par l'ONS (Office National des Statistiques) qui est de 1.15%. L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la relation des intérêts composés ci-après :

$$P_n = P_o \times (1 + T)^n \quad (II.1)$$

Où :

- **P_n** : Population prévisionnelle à l'horizon ;
- **P_o** : Population de l'année de référence 2020 ;
- **T** : Taux d'accroissement de la population =1.15 % ;
- **n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Le tableau (II.4) ci-après illustre l'évolution de la population de l'unité 1 jusqu'à l'an 2051.

Localités	Taux d'accroissement	Année de référence	Horizon	Horizon	Horizon
		2020	2021	2035	2051
Chef-lieu Tidjelabine	1.15%	22766	23028	27026	32451
Madjber		1211	1225	1438	1726
Total		23977	24253	28464	34177

Tableau II-4 : Estimation de la population aux horizons futurs de l'unité 1.

Le tableau (II.5) ci-après illustre l'évolution de la population de l'unité 2 jusqu'à l'an 2051.

Localités	Taux d'accroissement	Année de référence	Horizon	Horizon	Horizon
		2020	2021	2035	2051
Beni fouda	1.15%	3411	3450	4049	4862
Latrache		1903	1925	2259	2713
Zone d'activité		1124	1137	1334	1602
Total		6438	6512	7642	9177

Tableau II-5 : Estimation de la population aux horizons futurs de l'unité 2.

Le tableau (II.6) ci-après illustre l'évolution de la population de l'unité 3 jusqu'à l'an 2051.

Localités	Taux d'accroissement	Année de référence	Horizon	Horizon	Horizon
		2020	2021	2035	2051
La gare	1.15%	588	595	698	838
Les chalets		920	930	1092	1311
Tala melloult		1142	1155	1356	1628
Total		2650	2680	3146	3777

Tableau II-6 : Estimation de la population aux horizons futurs de l'unité 3.

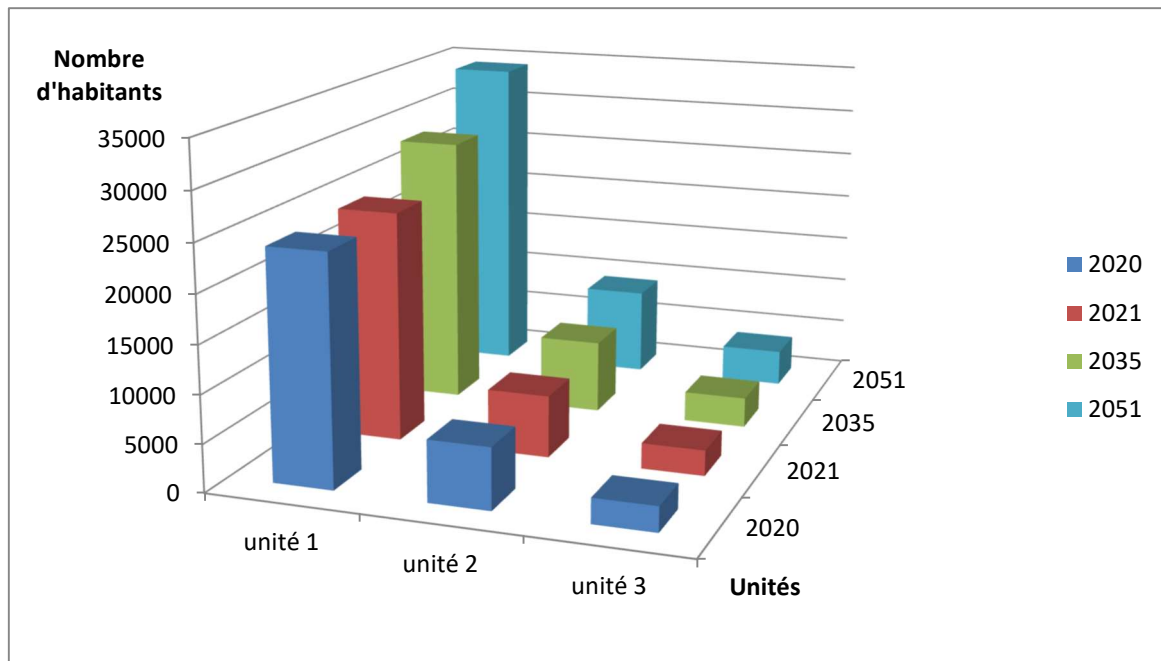


Figure II-1: Évolution démographique de la zone d'étude pour les horizons considérés.

3.2. Dotation

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à une autre. Les besoins en eaux nécessaires dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipements et de la catégorie de consommateur. Nous pouvons donner à titre indicatif les différentes dotations qui peuvent être adoptées [5] :

Strate	Norme de consommation
>50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
<10 000 habitants	85 l/j/hab.

Tableau II-7 : dotation domestique par taille de l'agglomération.

Pour la présente étude, la dotation moyenne selon le service de l'APC de *Tidjelabine* [1] de l'année 2021 est de l'ordre de 150 l/j/hab.

3.3. Consommation moyenne journalière $Q_{moy.j}$

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommations, à savoir, la consommation domestique, scolaire, sanitaire, administrative, socioculturelle, commerciale et industrielle. La consommation moyenne journalière pour une population est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum (q \times \frac{Ni}{1000}) \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j).
- q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab.).
- Ni : Nombre d'habitants.

4. Les différents types de besoins

4.1. Besoins domestiques

On peut estimer les besoins en eaux des différentes localités concernées par l'étude par la relation suivante :

$$\text{Besoin en eau (l/j)} = \text{nombre d'habitant} \times \text{la dotation (l/j/habitant)} \quad (II.3)$$

Localités	Nombre d'habitants				Besoins (m ³ /j)			
	2020	2021	2035	2051	2020	2021	2035	2051
Chef-lieu Tidjelabine	22766	23028	27026	32451	3414.9	3454.2	4864.68	6490.2
Madjber	1211	1225	1438	1726	181.65	183.75	258.84	345.2
Total	23977	24253	28464	34177	3596.55	3637.95	5123.52	6835.4

Tableau II-8 : Besoins domestiques de l'unité 1.

Localités	Nombre d'habitants				Besoins (m ³ /j)			
	2020	2021	2035	2051	2020	2021	2035	2051
Beni fouda	3411	3450	4049	4862	511.65	517.5	728.82	972.4
Latrache	1903	1925	2259	2713	285.45	288.75	406.62	542.6
Zone d'activité	1124	1137	1334	1602	168.6	170.55	240.12	320.4
Total	6438	6512	7642	9177	965.7	976.8	1375.56	1835.4

Tableau II-9 : Besoins domestiques de l'unité 2.

Localités	Nombre d'habitants				Besoins (m ³ /j)			
	2020	2021	2035	2051	2020	2021	2035	2051
La gare	588	595	698	838	88.2	89.25	125.64	167.6
Les chalets	920	930	1092	1311	138	139.5	196.56	262.2
Tala melloult	1142	1155	1356	1628	171.3	173.25	244.08	325.6
Total	2650	2680	3146	3777	397.5	402	566.28	755.4

Tableau II-10 : Besoins domestiques de l'unité 3.

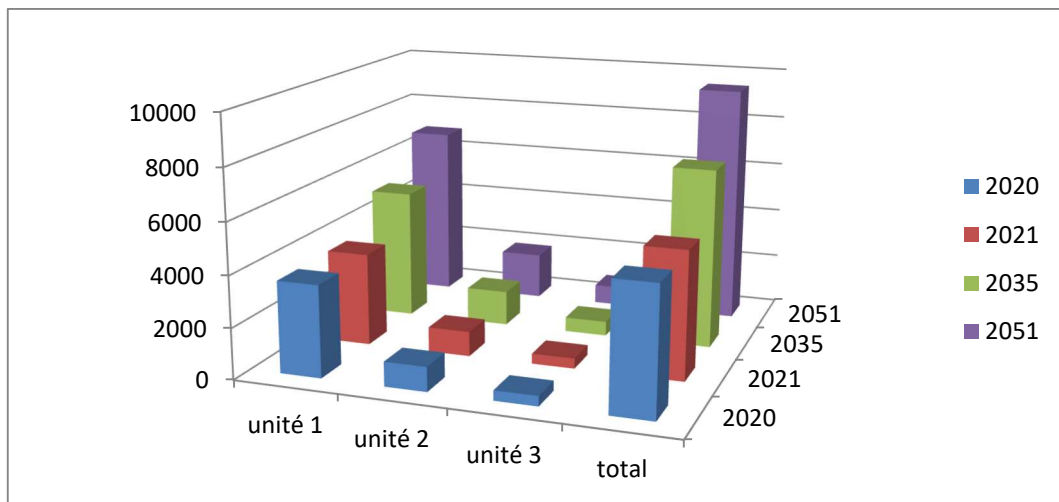


Figure II-2: Répartition des besoins domestiques par unité et par horizon.

4.2. Besoins d'équipements

Les résultats des besoins d'équipements des unités sont dans le tableau ci -après.

Unités	Localités	Types de besoins	Équipement	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	Scolaire	-04 primaires	1115	15	16.725
			-03 C.E.M	1073	15	16.095
			-01 Lycée	818	25	20.45
			-03 crèches	350	15	5.25
			-01 CFPA	500	30	15
		Sanitaire	-01 centre de santé	100	15	1.5
		Administratif	-01 Siege APC	10	15	0.15
			-01 Siege ADE	8	15	0.12
			-01 Siege CNAS	12	15	0.18
			-01 Siege SONALGAZ	20	15	0.3
		Socioculturel	-02 mosquées	1200	25	30
			-01 maison de jeune	6	15	0.09
		Commercial	-05 cafétérias	10	200	2
	-08 restaurants		24	100	2.4	
Madjber	-	-	-	-	-	
Unité 2	Beni fouda	Scolaire	-02 Écoles primaires	392	15	5.88
	Latrache	Sanitaire	-01 Salle de soin	30	15	0.45
	Zone d'activité	Industriel	-04 Usine	4	6000	24
-01 Huilerie			1	2500	2.5	
Unité 3	La gare	Scolaire	-02 Ecole fondamentales	308	15	4.62
			-01 CEM	1020	15	15.3
		Sanitaire	-01 salle de soin	40	15	0.6
	Les chalets	Administratif	01-Bureau de poste	2	15	0.03
			-01 ANEX D'A.P.C	3	15	0.045
Tala melloult	Socioculturel	-01 Mosquée	500	25	12.5	

Tableau II-11 : Besoins d'équipements des unités.

5. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur

Pour estimer les besoins d'équipements aux les horizons 2035 et 2051, on fait intervenir le rapport entre les besoins des équipements et les besoins domestiques en appliquant la formule ci -dessous :

$$\frac{Q_{\text{equip,actuel}}}{Q_{\text{dom,actuel}}} = \frac{Q_{\text{equip,futur}}}{Q_{\text{dom,futur}}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- **Q_{equip, actuel}** : Besoins d'équipements en 2021 (m³/j) ;
- **Q_{equip, futur}** : Besoins d'équipements en 2051 (m³/j) ;
- **Q_{dom, actuel}** : Besoins domestiques en 2021 (m³/j) ;
- **Q_{dom, futur}** : Besoins domestiques en 2051 (m³/j) ;

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont regroupées dans le tableau (II.12) ci-après.

Unités	Secteurs	Besoins en eau actuels 2021 (m ³ /j)	Besoins en eau à court terme 2035 (m ³ /j)	Besoins en eau à long terme 2051 (m ³ /j)
Unité 1	Domestique	3454.2	4864.68	6490.2
	Scolaire	73.52	103.54	138.13
	Sanitaire	1.5	2.11	2.81
	Administratif	0.75	1.05	1.4
	Socioculturel	30.09	42.37	56.53
	Commercial	4.4	6.19	8.26
	Industriel	-	-	-
Qdom+Qéqui (m³/j)		3564.46	5019.94	6697.33
Unité 2	Domestique	976.8	1375.56	1835.4
	Scolaire	5.88	8.28	11.04
	Sanitaire	0.45	0.63	0.84
	Administratif	-	-	-
	Socioculturel	-	-	-
	Commercial	-	-	-
	Industriel	26.5	37.31	49.79
Qdom+Qéqui (m³/j)		1009.63	1384.47	1897.07
Unité 3	Domestique	402	566.28	755.4
	Scolaire	19.92	28.06	37.43
	Sanitaire	0.6	0.84	1.27
	Administratif	0.075	0.105	0.14
	Socioculturel	12.5	17.6	23.48
	Commercial	-	-	-
	Industriel	-	-	-
Qdom+Qéqui (m³/j)		435.09	612.88	817.72
Total		5009.18	7017.29	9412.12

Tableau II-12 : Récapitulatif des différentes consommations journalières des différentes unités concernées par l'étude à l'horizon actuel et futur.

6. Majoration de la consommation moyenne journalière Q majoré. j

Le sous dimensionnement des réseaux est le problème majeur auquel on fait face en raison de diverses fuites, ses dernières sont situées à différents niveaux et dépendent en général, de l'âge, de l'état du réseau et de l'efficacité du service de maintenance du réseau. À cet effet, on prévoit une majoration afin d'éviter toutes insuffisances dans les consommations moyennes journalières. Cette majoration peut être exprimée comme suit :

$$Q_{majoré.j} = m \times Q_{moy.j} \quad (II.5)$$

Avec :

- **Q_{moy.j}** : Débit moyen journalier (m³/j)
- **Q_{majoré.j}** : Débit moyen journalier majoré (m³/j)
- **m** : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien, les valeurs de m sont [6] :
 - Réseau neuf ou bien entretenu : m=1.2 ;
 - Réseau moyennement entretenu : m=1.25 à 1.35 ;
 - Réseau vétuste ou mal entretenu : m>1.5.

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

Les résultats de la majoration de la consommation moyenne journalière pour les unités d'étude sont regroupés dans le tableau (II.13) ci-dessous.

Unités	Localités	Q _{dom} +Q _{équi} (m ³ /j)			Q _{maj.j} (m ³ /j)		
		2021	2035	2051	2021	2035	2051
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	3564.46	5019.94	6697.33	4277.35	6023.92	8036.79
	Madjber	183.75	258.84	345.2	220.5	310.6	414.24
Unité 2	Beni fouda	523.38	737.1	983.44	628.06	884.52	1180.12
	Latrache	289.2	407.25	543.44	347.04	488.7	652.12
	Zone d'activité	197.05	277.43	370.19	236.46	332.91	444.22
Unité 3	La gare	109.77	154.54	206.3	131.72	185.44	247.56
	Les chalets	139.57	196.66	262.34	167.48	235.99	314.8
	Tala melloult	185.75	261.68	349.08	222.9	314.01	418.89
Total		5192.93	7313.44	9757.32	6231.51	8776.09	11708.74

Tableau II-13 : Majoration de la consommation moyenne actuelle et future des différentes unités concernées par l'étude.

7. Débit maximum journalier $Q_{max.j}$

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

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{majoré.j} \quad (II.6)$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{majoré.j}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. Dans notre cas l'agglomération est d'une moyenne importance, alors $K_{max.j}=1.2$

D'où :

$$Q_{max.j} = 1.2 \times Q_{majoré.j}$$

Les résultats du débit maximum journalier sont regroupés dans le tableau (II.14) ci-après.

Unités	Localités	$Q_{maj.j} (m^3/j)$			$Q_{max.j} (m^3/j)$		
		2021	2035	2051	2021	2035	2051
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	4277.35	6023.92	8036.79	5132.82	7228.71	9644.15
	Madjber	220.5	310.6	414.24	264.6	372.72	497.08
Unité 2	Beni fouda	628.06	884.52	1180.12	753.66	1061.42	1416.15
	Latrache	347.04	488.7	652.12	416.44	586.44	782.55
	Zone d'activité	236.46	332.91	444.22	283.75	399.49	533.07
Unité 3	La gare	131.72	185.44	247.56	158.06	222.53	297.07
	Les chalets	167.48	235.99	314.8	200.98	283.19	377.76
	Tala melloult	222.9	314.01	418.89	267.48	376.81	502.67
Total		6231.51	8776.09	11708.74	7477.79	10531.31	14050.5

Tableau II-14 : Débit maximum journalier des différentes unités concernées par l'étude

8. Débit minimum journalier $Q_{min.j}$

Le débit minimum journalier peut être exprimé par la formule :

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{majoré.j} \quad (II.7)$$

Avec :

- $Q_{min.j}$: Débit minimum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{majoré.j}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. Dans notre cas il est pris égal à 0.8 ($K_{min}=0.8$)

D'où :

$$Q_{min.j} = 0.8 \times Q_{majoré.j}$$

Les résultats du débit minimum journalier sont regroupés dans le tableau (II.15) ci-dessous.

Unités	Localités	Q _{maj.j} (m ³ /j)			Q _{min.j} (m ³ /j)		
		2021	2035	2051	2021	2035	2051
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	4277.35	6023.92	8036.79	3421.88	4819.14	6429.43
	Madjber	220.5	310.6	414.24	176.4	248.48	331.39
Unité 2	Beni fouda	628.06	884.52	1180.12	502.44	707.61	944.1
	Latrache	347.04	488.7	652.12	277.63	390.96	521.7
	Zone d'activité	236.46	332.91	444.22	189.16	266.33	355.38
Unité 3	La gare	131.72	185.44	247.56	105.37	148.35	198.04
	Les chalets	167.48	235.99	314.8	133.98	188.79	251.84
	Tala melloult	222.9	314.01	418.89	178.32	251.21	335.11
Total		6231.51	8776.09	11708.74	4985.18	7020.87	9366.99

Tableau II-15 : Débit minimum journalier des différentes unités concernées par l'étude

9. Débit moyen horaire Q_{moy.h}

La consommation moyenne horaire est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

Les résultats du débit moyen horaire sont regroupés dans le tableau (II.16) ci-après.

Unités	Localités	Q _{max.j} (m ³ /j)			Q _{moy.h} (m ³ /j)		
		2021	2035	2051	2021	2035	2051
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	4277.35	6023.92	8036.79	178.22	250.99	334.86
	Madjber	220.5	310.6	414.24	9.18	12.94	17.26
Unité 2	Beni fouda	628.06	884.52	1180.12	26.16	36.85	49.17
	Latrache	347.04	488.7	652.12	14.46	20.36	27.17
	Zone d'activité	236.46	332.91	444.22	9.85	13.87	18.5
Unité 3	La gare	131.72	185.44	247.56	5.48	7.72	10.31
	Les chalets	167.48	235.99	314.8	6.97	9.83	13.11
	Tala melloult	222.9	314.01	418.89	9.28	13.08	17.45
Total		6231.51	8776.09	11708.74	259.6	365.64	487.83

Tableau II-16 : Débit moyen horaire des différentes zones concernées par l'étude

10. Débit maximum horaire Qmax.h

La consommation journalière de l'eau varie durant les 24 heures, on la caractérise par le coefficient d'irrégularité Kmax.h, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, tel que :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \tag{II.9}$$

Avec :

- **Qmax.h**: Débit maximum horaire (m³/h) ;
- **Qmax.j** : Débit maximum journalier (m³/j) ;
- **Kmax.h** : Coefficient de variation maximale horaire.

D'où :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \tag{II.10}$$

Avec

- **αmax** : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.4, on prend αmax =1.3 (tenant compte de la nature de la région qui est rurale) et αmax =1.4 pour la région urbaine.
- **βmax** : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant et qui est représenté dans le tableau (II.17) ci-dessous.

Les valeurs de βmax sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.17) ci-dessous.

Les valeurs de Qmoy.h et Qmax.h pour l'horizon actuel (2021), moyen terme (2035) et long terme (2051) sont représentées respectivement dans les tableaux (II.18), (II.19) et (II.20) ci-après.

Nombre d'habitant×(10 ³)	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeurs de βmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Tableau II-17 : Variation des valeurs de βmax

Unités	Localités	Nombre d'habitants	αmax	B max	K max.h	Qmoy.h (m ³ /h)	Qmax.h (m ³ /h)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	23028	1.4	1.18	1.65	178.22	294.06
	Madjber	1225	1.3	1.91	2.48	9.18	22.76
Unité 2	Beni fouda	3450	1.3	1.53	1.99	26.16	52.05
	Latrache	1925		1.71	2.22	14.46	32.1
	Zone d'activité	1137		1.94	2.52	9.85	24.82
Unité 3	La gare	595	1.3	2	2.6	5.48	14.24
	Les chalets	930		2	2.6	6.97	18.12
	Tala melloult	1155		1.93	2.5	9.28	23.2

Tableau II-18 : Débit maximum horaire actuel (2021) des différentes unités concernées par l'étude.

Unités	Localités	Nombre d'habitants	α_{max}	B max	K max.h	Qmoy.h (m ³ /h)	Qmax.h (m ³ /h)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	27026	1.4	1.16	1.62	250.99	406.55
	Madjber	1438	1.3	1.82	2.36	12.94	30.53
Unité 2	Beni fouda	4049	1.3	1.49	1.93	36.85	71.12
	Latrache	2259		1.64	2.13	20.36	43.36
	Zone d'activité	1334		1.86	2.41	13.87	33.35
Unité 3	La gare	698	1.3	2	2.6	7.72	20.07
	Les chalets	1092		1.96	2.54	9.83	24.96
	Tala melloult	1356		1.85	2.4	13.08	31.39

Tableau II-19 : Débit maximum horaire futur (2035) des différentes unités concernées par l'étude.

Unités	Localités	Nombre d'habitants	α_{max}	B max	K max.h	Qmoy.h (m ³ /h)	Qmax.h (m ³ /h)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	32451	1.4	1.14	1.59	334.86	532.42
	Madjber	1726	1.3	1.75	2.27	17.26	39.18
Unité 2	Beni fouda	4862	1.3	1.45	1.88	49.17	92.43
	Latrache	2713		1.58	2.05	27.17	55.69
	Zone d'activité	1602		1.77	2.3	18.5	42.55
Unité 3	La gare	838	1.3	2	2.6	10.31	26.8
	Les chalets	1311		1.87	2.43	13.11	31.85
	Tala melloult	1628		1.77	2.3	17.45	40.13

Tableau II-20 : Débit maximum horaire futur (2051) des différentes unités concernées par l'étude.

11. Débit minimum horaire Qmin.h

Le débit minimum horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times (Q_{max.j}/24) \quad (II.11)$$

Avec :

- **Qmin.h**: Débit minimum horaire (m³/h) ;
- **Qmax.j**: Débit maximum journalier (m³/h) ;
- **Kmin.h**: Coefficient de variation minimale horaire.

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il est exprimé par la formule suivante [7] :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.12)$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.5$ (région rurale) et $\alpha_{min} = 0.6$ (région urbaine).
- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population et qui est représenté dans le tableau (II.21) ci-dessous.

Nombre d'habitant×(10 ³)	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeurs de β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Tableau II-21 : Variation des valeurs de β_{min} .

Les valeurs de β_{min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (II.21) ci-dessus.

Les valeurs de $Q_{moy.h}$ et $Q_{min.h}$ pour l'horizon actuel (2021), moyen terme (2035) et long terme (2051) sont représentées respectivement dans les tableaux (II.22), (II.23) et (II.24) ci-après.

Unités	Localités	Nombre d'habitants	α_{min}	B min	K min.h	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$Q_{min.h}$ (m ³ /h)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	23028	0.6	0.53	0.31	178.22	55.24
	Madjber	1225	0.5	0.1	0.05	9.18	0.45
Unité 2	Beni fouda	3450	0.5	0.16	0.08	26.16	2.09
	Latrache	1925		0.1	0.05	14.46	0.72
	Zone d'activité	1137		0.1	0.05	9.85	0.49
Unité 3	La gare	595	0.5	0.1	0.05	5.48	0.27
	Les chalets	930		0.1	0.05	6.97	0.34
	Tala melloult	1155		0.1	0.05	9.28	0.46

Tableau II-22 : Débit minimum horaire actuel (2021) des différentes zones concernées par l'étude.

Unités	Localités	Nombre d'habitants	α min	B min	K min.h	Qmoy.h (m ³ /h)	Qmin.h (m ³ /h)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	27026	0.6	0.57	0.34	250.99	85.33
	Madjber	1438	0.5	0.1	0.05	12.94	0.64
Unité 2	Beni fouda	4049	0.5	0.2	0.1	36.85	3.68
	Latrache	2259		0.1	0.05	20.36	1.01
	Zone d'activité	1334		0.1	0.05	13.87	0.69
Unité 3	La gare	698	0.5	0.1	0.05	7.72	0.38
	Les chalets	1092		0.1	0.05	9.83	0.49
	Tala melloult	1356		0.1	0.05	13.08	0.65

Tableau II-23 : Débit minimum horaire futur (2035) des différentes zones concernées par l'étude.

Unités	Localités	Nombre d'habitants	α min	B min	K min.h	Qmoy.h (m ³ /h)	Qmin.h (m ³ /h)
Unité 1	Chef-lieu Tidjelabine	32451	0.6	0.6	0.36	334.86	120.54
	Madjber	1726	0.5	0.1	0.05	17.26	0.86
Unité 2	Beni fouda	4862	0.5	0.22	0.11	49.17	5.4
	Latrache	2713		0.11	0.05	27.17	1.35
	Zone d'activité	1602		0.1	0.05	18.5	0.92
Unité 3	La gare	838	0.5	0.1	0.05	10.31	0.51
	Les chalets	1311		0.1	0.05	13.11	0.65
	Tala melloult	1628		0.1	0.05	17.45	0.87

Tableau II-24 : Débit minimum horaire futur (2051) des différentes zones concernées par l'étude.

12. Bilan ressources-besoins

Ce bilan déterminera la situation hydraulique de la commune de *Tidjelabine*, en comparant les ressources mobilisées et les besoins de la commune.

Sources mobilisées (m ³ /j)		Besoins en eau (m ³ /j)			Déficit (m ³ /j)		
		2021	2035	2051	2021	2035	2051
SPIK	691.2	7477.79	10531.31	14050.5	1405.79	4459.31	7978.5
SPET	3844.8						
Les 03 forages	1536						
Total	6072						

Tableau II-25 : Bilan ressources-besoins

D’après le bilan ressources-besoins on remarque que :

L’année de 2021 à vue un manque d’eau important de 1405.79 (m³/j), en 2035 on voit qu’il aura un manque d’eau très important de 4459.31 (m³/j) et pour l’année 2051 un déficit très sérieux marqué est de 7978.5 (m³/j).

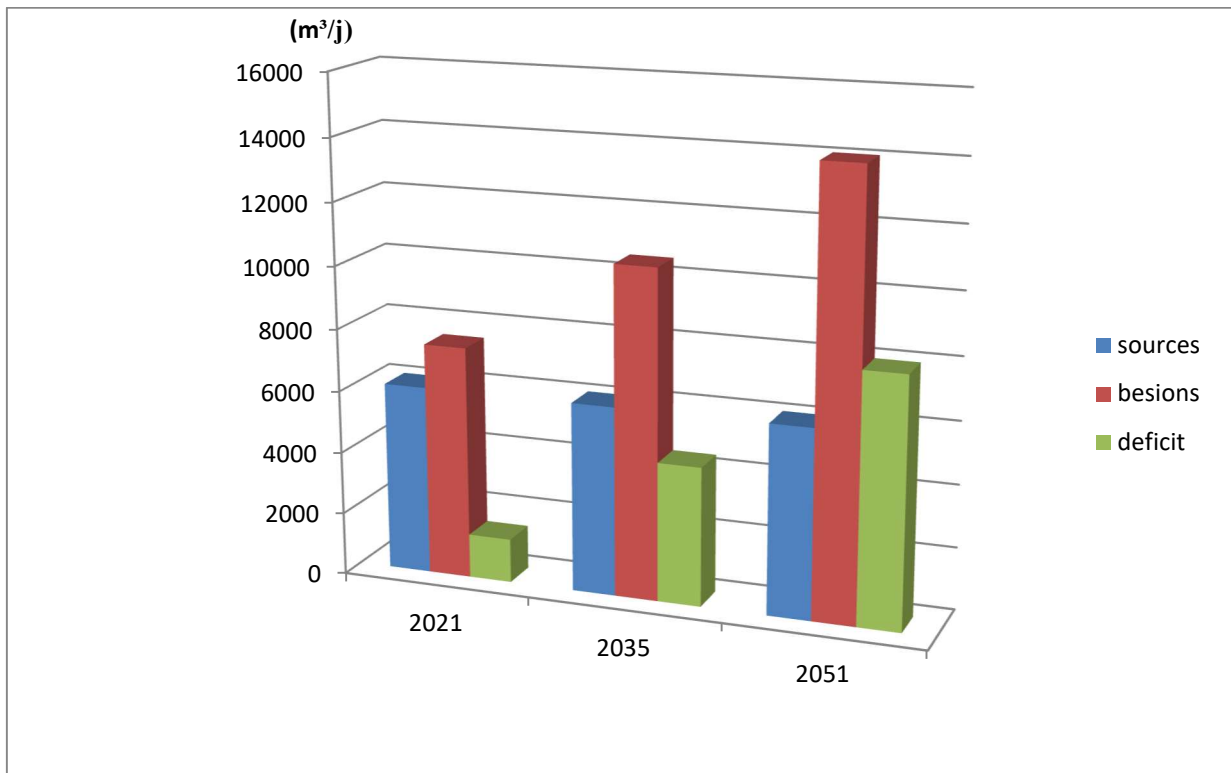


Figure II-3 : Bilan ressources-besoins

13. Conclusion

L'alimentation en eau potable de la zone d'étude est assurée essentiellement à partir de deux chaînes SPIK et SPET, ainsi que les trois forages. Mais vu que la dégradation de ces derniers, elle a provoqué un manque d'eau sur tous les villages. Pour cela un réaménagement de réseau d'adduction et de distribution est nécessaire pour assurer les débits maximums journaliers actuels (2021), à court terme (2035) et à long terme des agglomérations.

Finalement, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude, nous avons trouvé les débits maximums journaliers des unités d'agglomération actuels, à court terme et long terme, qui sont :

- Unité 1 : $Q_{max, jact} = 5397.42 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q_{max, jct} = 7601.43 \text{ m}^3/\text{j}$ et $Q_{max, jlt} = 10138.23 \text{ m}^3/\text{j}$.
- Unité 2 : $Q_{max, jact} = 1453.85 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q_{max, jct} = 2047.35 \text{ m}^3/\text{j}$ et $Q_{max, jlt} = 2731.77 \text{ m}^3/\text{j}$
- Unité 3 : $Q_{max, jact} = 626.52 \text{ m}^3/\text{j}$, $Q_{max, jct} = 882.53 \text{ m}^3/\text{j}$ et $Q_{max, jlt} = 1177.5 \text{ m}^3/\text{j}$.

Ces débits nous permettront par la suite d'évaluer les capacités des réservoirs et les capacités des baches à eau ainsi que de dimensionner le réseau d'adduction.

Pour cela on recommande d'augmenter le temps de pompage de deux systèmes SPIK et SPET (24/24).

CHAPITRE III. RÉSERVOIRS

1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages très importants dans un système d'eau potable, ce sont des ouvrages aménagés pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

En effet, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures des pointes, les débits demandés. En plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des baches à eau des stations de reprise, ainsi que l'étude des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins futurs des unités à alimenter pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution.

2. Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [8] :

- a) D'après la nature des matériaux, on trouve :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonneries ;
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- b) D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés ;
 - Semi-enterrés ;
 - Surélevés, sur tour.
- c) D'après les considérations esthétiques, ils peuvent être :
 - Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
 - Soit s'intégrer au paysage.
- d) D'après la forme ils peuvent être [9] :
 - **Rectangulaire ou carré** : ces formes sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint.
 - **Circulaire** : cette forme est préférée pour les réservoirs de faible capacité, ils sont faits en béton armé.

3. Rôles d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage à préconiser dans la majeure partie des cas car il offre les avantages suivants [8] :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;

- Sollicitation régulière des points d'eau ;
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Traiter l'eau à l'aide du chlore.

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

Les principales exigences sont [8] :

- a) **Résistance** : le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;
- b) **Étanchéité** : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume sans fuites ;
- c) **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, c'est -à-dire que le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

5. Les équipements d'un réservoir

Les réservoirs sont équipés d'une [8] :

5.1. Conduite d'adduction

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par surverse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant.

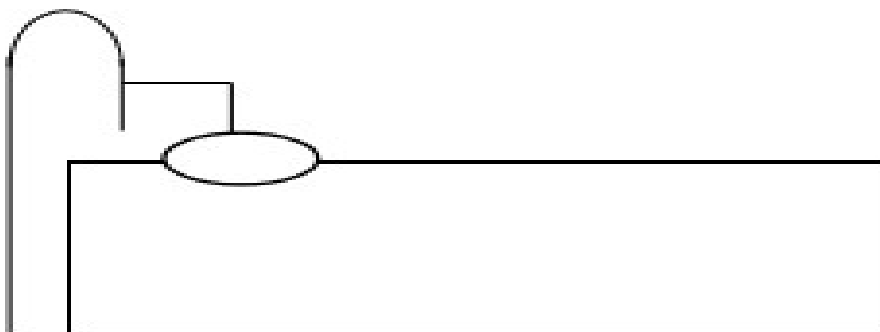


Figure III-1: adduction en chute libre

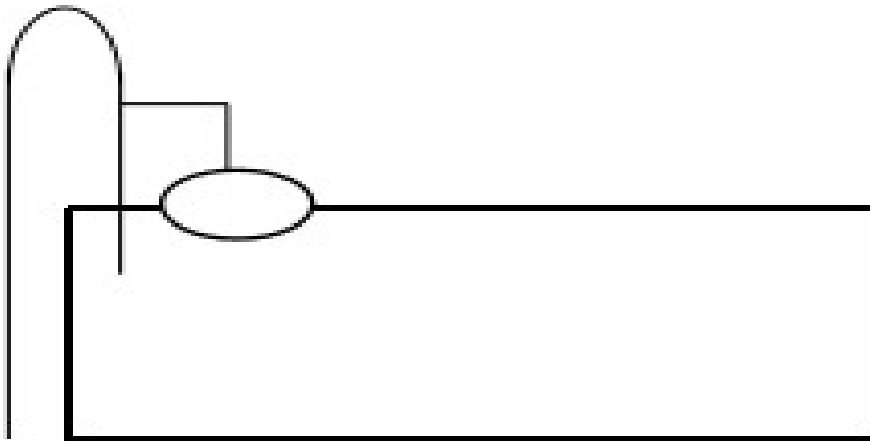


Figure III-2 : adduction noyée

5.2. Conduite de distribution

Conduite de distribution : Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex [11]

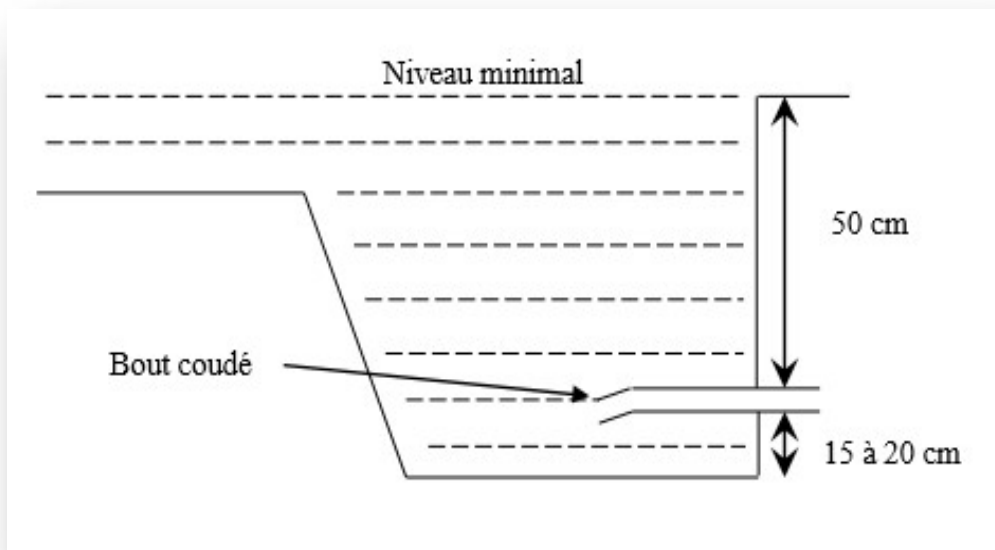


Figure III-3 : Conduite de distribution

5.3. Conduite de Trop-plein

Elle sert à évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur.

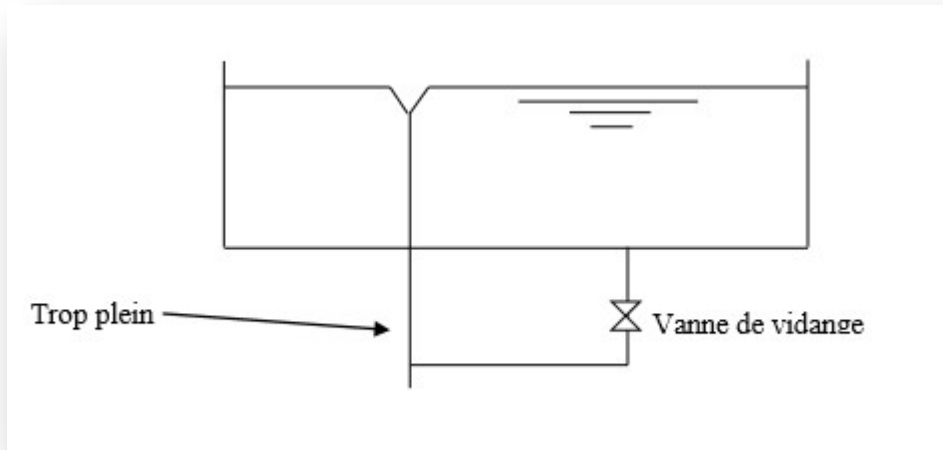


Figure III-4 : Trop plein et vidange

5.4. Conduite de vidange

Elle commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage.

5.5. Dispositions spéciales

a) By-pass entre adduction et distribution

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée, en by-pass on ferme les vannes 1 et 3 et on ouvre la vanne 2.

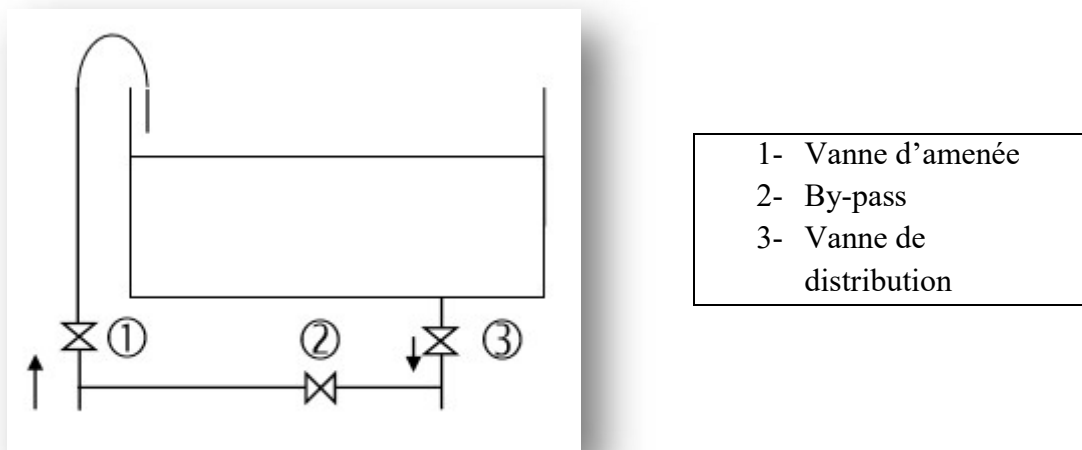


Figure III-5 : By-pass entre l'adduction et la distribution

b) Matérialisation de la réserve incendie

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, on aménage la disposition indiquée dans la figure (III-6), en temps normal la vanne 1 est ouverte et 2 fermée, en cas de besoin il suffira d'ouvrir la vanne 2 tout en évitant la tranche morte.

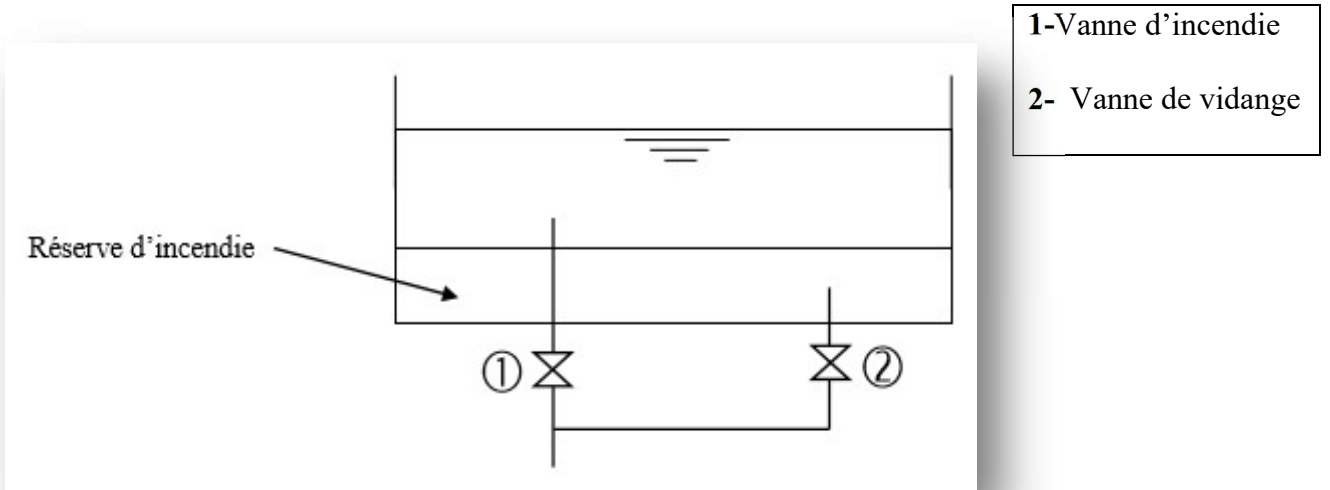


Figure III-6 : Système de deux prises

Le dispositif le plus employé est celui en siphon figure (III-7) où en temps normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée, le siphon se désamorce grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors de l'atteinte de la réserve d'incendie, il suffira d'ouvrir la vanne 2.

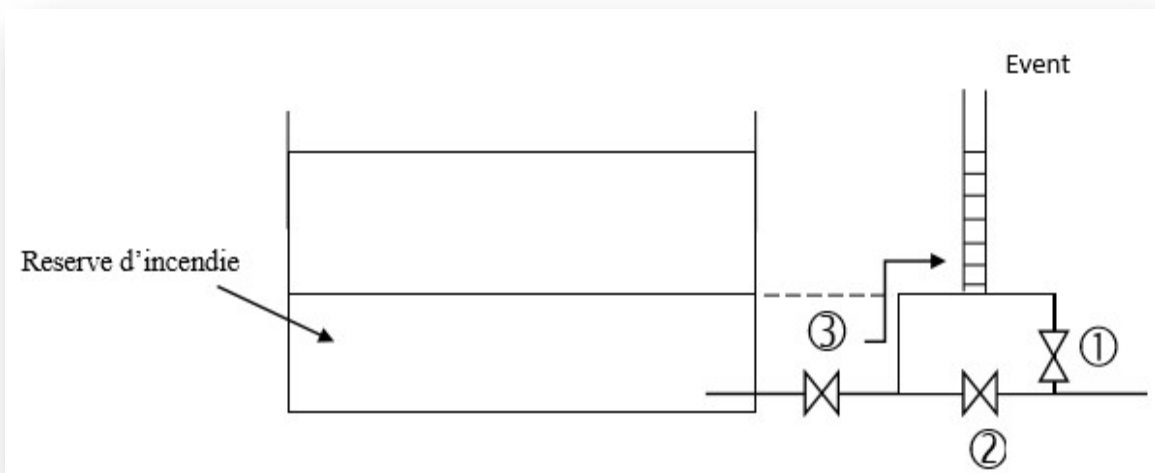


Figure III-7 : Système à Siphon

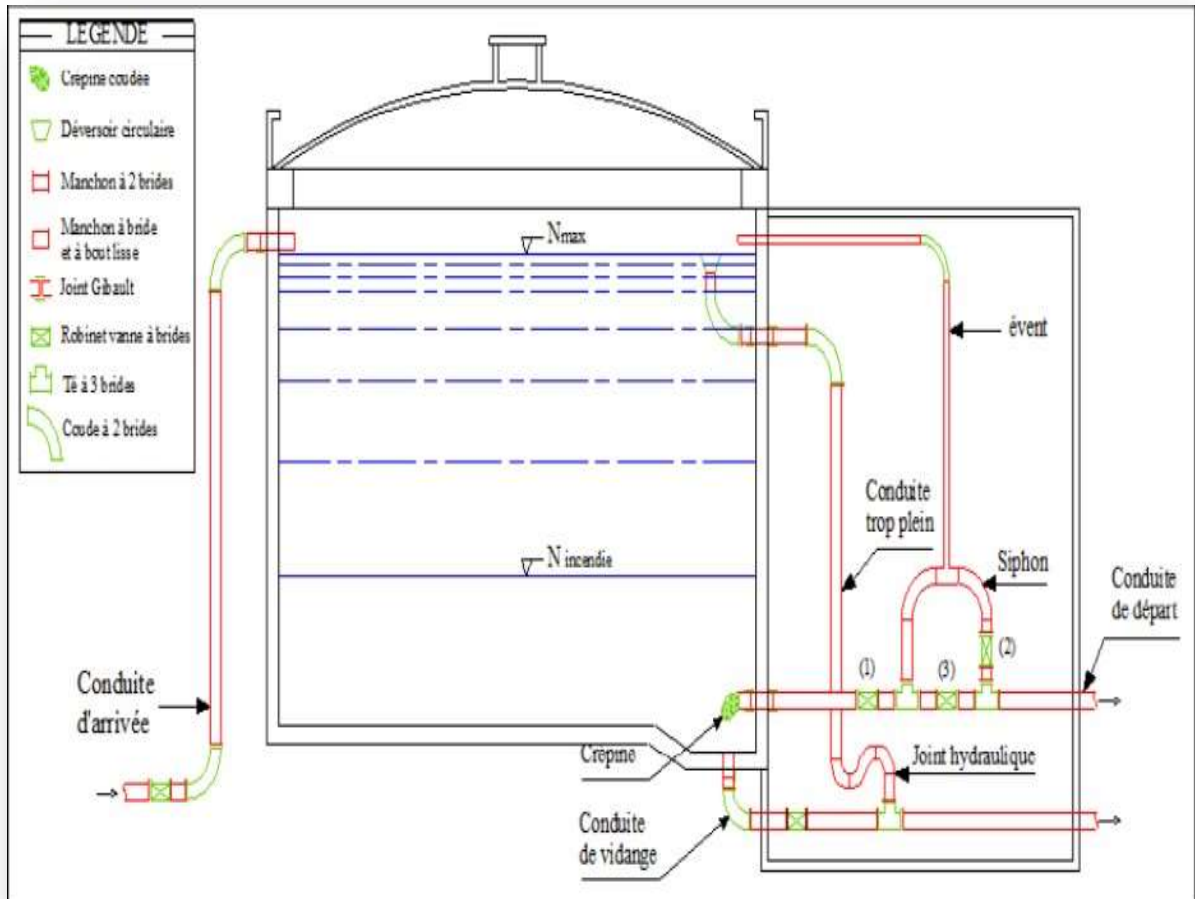


Figure III-8 : schéma général d'un réservoir avec équipements

6. Description du schéma synoptique des réservoirs

Le réservoir de la zone d'activité d'une capacité de 300 m³ et d'une cote radier de 52 m alimente le réservoir de *Beni fouda* d'une capacité de 500 m³ et d'une cote radier de 218 m ce dernier approvisionne une adduction gravitaire vers le réservoir de *Madjber* de capacité de 500 m³ et une distribution vers l'unité 2 (la zone, *Latrache* et *Beni fouda*).

Le réservoir de *Madjber* d'une capacité de 500 m³ et une cote radier de 174 assure une distribution vers l'unité 1 (chef-lieu et *Madjber*).

Le réservoir de la gare de capacité de 1000 m³ et une cote radier de 87 m, à l'aide d'une pompe le réservoir assure une adduction vers le réservoir de *Madjber* de capacité de 2000 m³ et d'une cote radier de 200 m. Ce dernier alimente le réservoir de *Madjber* de capacité de 500 m³ qui est à son tour alimente l'unité 3 (la gare, les chalets et *Tala melloult*).

Remarque : dans la présente étude on doit :

- Vérifier la capacité du réservoir SR1 de la zone d'activité : la capacité existante est de 300 m³.
- Vérifier la capacité du réservoir R1 *Beni fouda* : la capacité existante est de 500 m³.
- Vérifier la capacité du réservoir R2 *Madjber* : la capacité existante est de 500 m³.
- Vérifier la capacité du réservoir R3 *madjber* : la capacité existante est de 2000 m³.
- Vérifier la capacité du réservoir SR2 de la gare : la capacité existante est de 1000 m³.

7. Vérification des réservoirs des stations de reprises

La station de reprise est équipée d'un ouvrage de transaction d'eau avec une capacité bien déterminée et une station de pompage permettant le refoulement. L'adduction par refoulement jusqu'au réservoir final s'effectue par l'intermédiaire d'une station de reprise.

8. Capacité de réservoir :

Le volume pompé au réservoir repose sur une répartition des débits de distribution qui peut différer d'une agglomération à une autre. Comme il est très difficile, à moins d'être en mesure d'avoir à sa disposition une statistique bien complète, de connaître avec précision les modalités de la distribution, il est conseillé, en alimentation urbaine et pour réserver l'avenir sans, pour autant, exagérer le temps de stagnation de l'eau dans la cuve, de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie, d'une part, et d'autre part, il dépend du mode de pompage utilisé qui se fait d'une manière constante sur toutes les heures du jour. La hauteur de l'eau dans la cuve est prise souvent égale à 4m en moyenne. Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire par deux méthodes : [8]

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

8.1. Méthode analytique

À partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage. Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{p_{max}(\%) \times Q_{max.j}}{100} \quad (III .1)$$

- **V_{max}** : Volume maximal que peut contenir le réservoir (m³)
- **Q_{max.j}** : Débit max journalier (m³/j)
- **P_{max} (%)** : Résidu maximum dans le réservoir

a) Détermination de la valeur de Pmax :

La valeur de Pmax se détermine comme suit :

- Nous avons déterminé précédemment les valeurs du coefficient de variation horaire Kmax.h pour la zone d'étude à desservir. La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution de débit journalier (voir Annexe.III.1) ;
- On répartit ensuite le débit de pompage le long de la journée (20 heures pour notre cas) ;
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée (Pmax) fera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{max} (\%) = |R+| + |R-| \quad (III.2)$$

Où :

- |R+| : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%)
- |R-| : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%)

b) Le volume total de réservoir [5] :

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie (La motopompe de base de lutte contre le feu est de 60 m³/h, dont la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h. Par conséquent, la réserve à prévoir est de 120 m³. Le volume total est donc :

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

Avec :

- VT : volume total du réservoir (m³) ;
- Vinc : volume de réserve d'incendie (Vincendie=120 m³).

c) Calcul du diamètre :

La hauteur des réservoirs varie généralement entre 3 et 6 m. on prend H = 4 m pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m³ et H=5 m pour les réservoirs supérieurs à 500 m³.

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

8.2.Méthode graphique :

Pour évaluer le volume de la réserve d'équilibre à l'aide de cette méthode, il faut :

- Évaluer la consommation de la journée de consommation maximale à partir des données habituellement conservées à la station de purification ;
- Mettre ces données sous forme de tableau ;
- Tracer la courbe de la consommation cumulative de cette journée (Voir **Figure (III. 9)** lignediscontinue) ;
- Sur ce même graphique, tracer la droite qui relie le point représentant la consommation à 0 heure à celui représentant la consommation à 24 heures ; la pente de cette droite représente le taux de consommation moyen pour la journée en question ;
- Tracer deux droites parallèles à la droite tracée précédemment : une droite tangente à la partie supérieure de cette même courbe ;
- Mesurer la distance verticale qui sépare ces deux droites parallèles ; cette distance représente, à l'échelle du graphique, le volume de la réserve d'équilibre pour la journée en question. Ce volume d'eau est réparti entre les différents réservoirs de la municipalité.

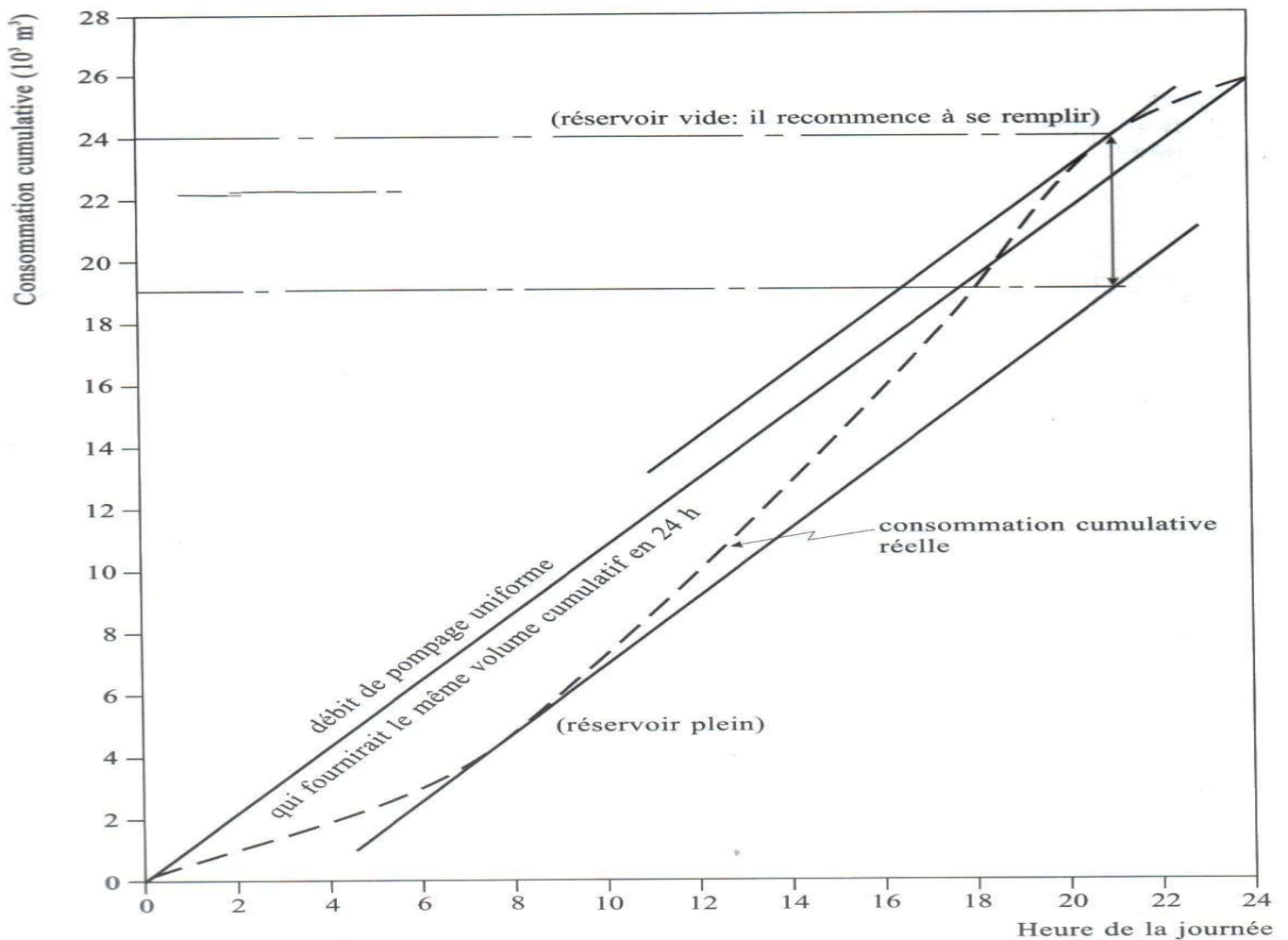


Figure III-9 : dimensionnement d'un réservoir par la méthode graphique

9. Vérification des réservoirs

9.1. Vérification de réservoir de la station de reprise de la zone d'activité (SR1)

Le dimensionnement de la bache à eau de cette station de reprise sera comme un réservoir parce qu'elle est alimentée par refoulement (24/24) à partir :

- De trois forages de débit estimé à 1536 m³/j.
- De la chaîne SPIK avec un débit 55.81 l/s (4821.9 m³/j).

Ensuite elle refoule vers le réservoir *Beni fouda* (20/24), avec Q_{max.j}=6357.9 m³/j. Les résultats sont regroupés dans le tableau (III.1) ci-dessous

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	5		0.84	-0.84
1-2	4.16	5		0.84	-1.68
2-3	4.16	5		0.84	-2.52
3-4	4.16	5		0.84	-3.36
4-5	4.16	5		0.84	-4.2
5-6	4.16	5		0.84	-5.04
6-7	4.16	5		0.84	-5.88
7-8	4.16	5		0.84	-6.72
8-9	4.17	5		0.83	-7.55
9-10	4.17	5		0.83	-8.38
10-11	4.17	5		0.83	-9.21
11-12	4.17	5		0.83	-10.04
12-13	4.17	5		0.83	-10.87
13-14	4.17	5		0.83	-11.7
14-15	4.17	5		0.83	-12.53
15-16	4.17	5		0.83	-13.36
16-17	4.17	5		0.83	-14.19
17-18	4.17	0	4.17		-10.02
18-19	4.17	0	4.17		-5.85
19-20	4.17	0	4.17		-1.68
20-21	4.17	0	4.17		2.49
21-22	4.17	5		0.83	1.66
22-23	4.17	5		0.83	0.83
23-24	4.17	5		0.83	0
	100	100	16.68	-16.68	

Tableau III-1 : Variation du résidu dans le réservoir SR1

D'après le tableau (III.1) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |2.49| + |-14.19|$

$P_{max} = 16.68 \%$.

- **Volume de la bache à eau** : $VSR = \frac{Q_{max.j}}{100} \times P_{max} = \frac{6357.9 \times 16.68}{100}$

$VSR = 1060.49 m^3$.

- **Volume normalisé** : **$VSRn = 1100 m^3$.**

Remarque : le volume calculé est de $1060.49 m^3$, alors la bache à eau projetée sera d'une capacité de **$800 m^3$** .

9.2. Vérification de réservoir de la station de reprise de la gare (SR2)

La bache à eau de cette station de reprise est alimentée par refoulement (24/24) à partir de la chaîne SPET avec un débit de 89 l/s et refoule vers le réservoir R3 de *Madjber* (20/24).

On considère que cette bache à eau est un réservoir, alimentée (24/24) et refoule (20/24), avec $Q_{max.j} = 7689.6 m^3$. Les résultats sont regroupés dans le tableau (III.2) ci-dessous

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	5		0.84	-0.84
1-2	4.16	5		0.84	-1.68
2-3	4.16	5		0.84	-2.52
3-4	4.16	5		0.84	-3.36
4-5	4.16	5		0.84	-4.2
5-6	4.16	5		0.84	-5.04
6-7	4.16	5		0.84	-5.88
7-8	4.16	5		0.84	-6.72
8-9	4.17	5		0.83	-7.55
9-10	4.17	5		0.83	-8.38
10-11	4.17	5		0.83	-9.21
11-12	4.17	5		0.83	-10.04
12-13	4.17	5		0.83	-10.87
13-14	4.17	5		0.83	-11.7
14-15	4.17	5		0.83	-12.53
15-16	4.17	5		0.83	-13.36
16-17	4.17	5		0.83	-14.19
17-18	4.17	0	4.17		-10.02
18-19	4.17	0	4.17		-5.85
19-20	4.17	0	4.17		-1.68
20-21	4.17	0	4.17		2.49
21-22	4.17	5		0.83	1.66
22-23	4.17	5		0.83	0.83
23-24	4.17	5		0.83	0
	100	100	16.68	-16.68	

Tableau III-2 : Variation du résidu dans le réservoir SR2

D'après le tableau (III.2) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |2.49| + |-14.19|$

$P_{max} = 16.64 \%$.

- **Volume de la bache à eau** : $VSR = \frac{Q_{max.j}}{100} \times P_{max} = \frac{7689.6 \times 16.68}{100}$

$VSR = 1282.62 \text{ m}^3$.

- **Volume normalisé** : $VSR_n = 1300 \text{ m}^3$.

Remarque : le volume calculé est de 1282.62 m³, alors la bache à eau projetée sera d'une capacité de 300 m³.

9.3. Vérification de la capacité du réservoir R1 de Beni fouda

Dans le présent cas, le réservoir de *Beni Fouda* est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (SR1) avec un débit de $Q_{max.j}=6357.9 \text{ m}^3/j$. Il assure la distribution vers l'unité 2 avec $K_{max.h}=1.71$ et $Q_{max.j}=2731.77 \text{ m}^3/j$ et une adduction gravitaire vers le réservoir R2 de *Madjber* de $Q_{max.j}=3626.13 \text{ m}^3/j$

La vérification de la capacité du réservoir de *Beni Fouda* est donnée dans le tableau (III.3) ci-après.

Heures	Apport (%)	Sortie (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Distribution	Adduction			
0-1	5	0.4296	2.38	2.1904		2.1904
1-2	5	0.4296	2.38	2.1904		4.3808
2-3	5	0.4296	2.38	2.1904		6.5712
3-4	5	0.4296	2.38	2.1904		8.7616
4-5	5	0.8592	2.38	1.7608		10.5224
5-6	5	1.2888	2.38	1.3312		11.8536
6-7	5	2.148	2.38	0.472		12.3256
7-8	5	2.7924	2.38		0.1724	12.1532
8-9	5	2.7924	2.38		0.1724	11.9808
9-10	5	2.3628	2.38	0.2572		12.238
10-11	5	1.9332	2.38	0.6868		12.9248
11-12	5	2.3628	2.38	0.2572		13.182
12-13	5	3.0072	2.38		0.3872	12.7948
13-14	5	3.0072	2.38		0.3872	12.4076
14-15	5	2.3628	2.38	0.2572		12.6648
15-16	5	1.9332	2.38	0.6868		13.3516
16-17	5	2.148	2.37	0.482		13.8336
17-18	0	2.7924	2.37		5.1624	8.6712
18-19	0	2.7924	2.37		5.1624	3.5088
19-20	0	2.148	2.37		4.518	-1.0092
20-21	0	1.9332	2.37		4.3032	-5.3124
21-22	5	1.2888	2.37	1.3412		-3.9712
22-23	5	0.8592	2.37	1.7708		-2.2004
23-24	5	0.4296	2.37	2.2004		0
	100	42.96	57.04	20.2652	-20.2652	

Tableau III-3 : Variation du résidu dans le réservoir R1

D'après le tableau (III.3) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |13.8336| + |-5.3124|$

$P_{max} = 19.146 \%$

- **Volume total** : $VT = V_r + V_{inc} = \frac{6357.9 \times 19.146}{100} + 120$

$VT = 1337.28 \text{ m}^3$

- **Volume normalisé** : $V_n = 1400 \text{ m}^3$

Remarque : ce réservoir est insuffisant pour répondre aux besoins de cette unité pour l'horizon 2051, on doit projeter un réservoir d'une capacité de 900 m³.

9.4. Vérification de la capacité du réservoir R3 de *Madjber*

Le réservoir R3 de *Madjber* est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (SR2) avec un débit de $Q_{max,j} = 7689.6 \text{ m}^3/j$. Il assure la distribution vers l'unité 3 avec $K_{max,h} = 1.51$ et $Q_{max,j} = 1177.5 \text{ m}^3/j$ et une adduction gravitaire vers le réservoir R2 de *Madjber* de $Q_{max,j} = 6512.1 \text{ m}^3/j$.

La vérification de la capacité du réservoir de *Beni Fouda* est donnée dans le tableau (III.4) ci-après.

Heures	Apport (%)	Sortie (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Distribution	Adduction			
0-1	5	0.2296	3.53	1.2403		1.2403
1-2	5	0.2296	3.53	1.2403		2.4807
2-3	5	0.2296	3.53	1.2403		3.721
3-4	5	0.2296	3.53	1.2403		4.9614
4-5	5	0.3827	3.53	1.0872		6.0486
5-6	5	0.5358	3.53	0.9341		6.9828
6-7	5	0.6889	3.53	0.781		7.7638
7-8	5	0.842	3.53	0.6279		8.3918
8-9	5	0.9568	3.53	0.5131		8.9049
9-10	5	0.9568	3.53	0.5131		9.418
10-11	5	0.9568	3.53	0.5131		9.9311
11-12	5	0.9568	3.53	0.5131		10.4443
12-13	5	0.7655	3.53	0.7045		11.1488
13-14	5	0.7655	3.53	0.7045		11.8533
14-15	5	0.842	3.53	0.6279		12.4812
15-16	5	0.9186	3.53	0.5514		13.0326
16-17	5	0.9186	3.53	0.5514		13.584
17-18	0	0.842	3.53		4.372	9.212
18-19	0	0.7655	3.53		4.2955	4.9165
19-20	0	0.6889	3.53		4.2189	0.69755
20-21	0	0.6124	3.53		4.1424	-3.4448
21-22	5	0.4593	3.52	1.0207		-2.4241
22-23	5	0.3062	3.52	1.1738		-1.2503
23-24	5	0.2296	3.52	1.2503		0
	100	15.31	84.69	17.0289	-17.0289	

Tableau III-4 : Variation du résidu dans le réservoir R3

D'après le tableau (III.4) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |13.584| + |-3.448|$

$P_{max} = 17.032 \%$

- **Volume total** : $VT = V_r + V_{inc} = \frac{7689.6 \times 17.032}{100} + 120$

$VT = 1429.69 \text{ m}^3$

- **Volume normalisé** : $V_n = 1500 \text{ m}^3$

Remarque : ce réservoir est suffisant pour répondre aux besoins de cette unité pour l'horizon 2051.

9.5. Vérification de la capacité du réservoir R2 de Madjber

Le réservoir R2 de *Madjber* est alimenté par deux adduction gravitaire avec un débit de $Q_{max.j} = 10138.86 \text{ m}^3/j$, ainsi il assure la distribution vers l'unité 1 avec $K_{max.h} = 1.59$ et $Q_{max.j} = 10138.23 \text{ m}^3/j$.

La vérification de la capacité du réservoir R2 de *Madjber* est donnée dans le tableau (III.5) ci-après.

Heures	Apport 1(%)	Apport 2(%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
			Distribution			
0-1	2.68	1.5	1	3.18		3.18
1-2	2.68	1.49	1	3.17		6.35
2-3	2.68	1.49	1	3.17		9.52
3-4	2.68	1.49	1	3.17		12.69
4-5	2.68	1.49	2	2.17		14.86
5-6	2.68	1.49	3	1.17		16.03
6-7	2.68	1.49	5		0.83	15.2
7-8	2.68	1.49	6.5		2.33	12.87
8-9	2.68	1.49	6.5		2.33	10.54
9-10	2.68	1.49	5.5		1.33	9.21
10-11	2.68	1.49	4.5		0.33	8.88
11-12	2.68	1.49	5.5		1.33	7.55
12-13	2.68	1.49	7		2.83	4.72
13-14	2.68	1.49	7		2.83	1.89
14-15	2.68	1.49	5.5		1.33	0.56
15-16	2.67	1.49	4.5		0.34	0.22
16-17	2.67	1.49	5		0.84	-0.62
17-18	2.67	1.49	6.5		2.34	-2.96
18-19	2.67	1.49	6.5		2.34	-5.3
19-20	2.67	1.49	5		0.84	-6.14
20-21	2.67	1.49	4.5		0.34	-6.48
21-22	2.67	1.49	3	1.16		-5.32
22-23	2.67	1.49	2	2.16		-3.16
23-24	2.67	1.49	1	3.16		0
	64.23	35.77	100	22.51	-22.51	

Tableau III-5 : Variation du résidu dans le réservoir R2

D'après le tableau (III.5) ci-dessus, on a :

- **Résidu maximal** : $P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-min}| = |16.03| + |-6.48|$

$P_{max} = 22.51 \%$.

- **Volume total** : $V_T = V_r + V_{inc} = \frac{10138.23 \times 22.51}{100} + 120$

$V_T = 2402.11 \text{ m}^3$

- **Volume normalisé** : $V_n = 2500 \text{ m}^3$

Remarque : le volume calculé de ce réservoir est de 2402.11 m^3 , alors le réservoir projeté sera d'une capacité de **2000 m³**.

10. Dimensionnement des réservoirs projetés

Réservoir projeté	Capacité (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)
SR 1	800	5	14.5
SR 2	300	4	10
R 1	900	5	15.5
R2	2000	6	21

Tableau III-6 : Dimensionnement des réservoirs projetés

11. Conclusion

Lors de cette vérification nous avons constaté que les capacités des réservoirs R1, R2, SR1 et SR 2 sont insuffisantes. Par contre la capacité de réservoir R3 est suffisante. Ainsi, on a projeté quatre réservoirs de capacités 900 m³, 2000 m³, 800 m³ et 300 m³ respectivement. Dans le prochain chapitre nous allons traiter le dimensionnement des conduites transportant l'eau entre les réservoirs.

CHAPITRE IV. ADDUCTION

1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à examiner les installations à prévoir pour diriger l'eau depuis la source, soit vers les zones de leurs consommations, soit vers les lieux d'accumulation lesquels peuvent se trouver parfois très éloignés de la zone d'étude. Ainsi, nous distinguons deux formes d'adductions : l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement. Si la première se fait par la pesanteur, la seconde fait appel à l'utilisation de l'énergie.

Le but de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les différentes zones concernées par une étude technico-économique tout en satisfaisant la condition économique.

2. Type d'adduction

On distingue deux types, à savoir [8] :

2.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

2.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

3. Description du schéma d'adduction

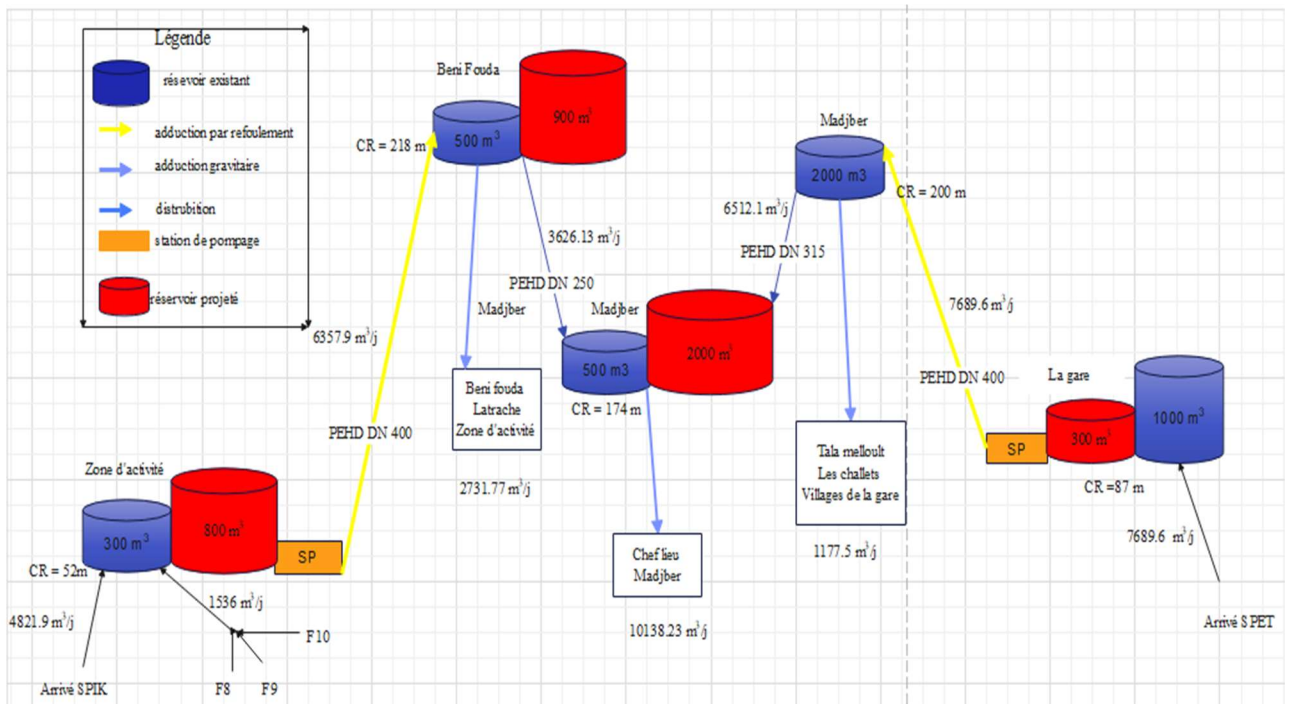


Figure IV-1: schéma du système d'adduction

Le premier point de départ de la chaîne d'adduction du présent projet est la chaîne SPET qui alimente gravitairement la bache à eau de la gare d'une capacité de 1300 m³ implantée à une côte radier de 87 m. Cette dernière alimentera par refoulement le réservoir R3 qui est d'une capacité de 2000 m³ implantée à une côte radier de 200 m sur un linéaire de longueur L=1590 m. Ainsi, l'eau sera servie gravitairement vers le réservoir R2 qui est d'une capacité de 2500 m³ et d'une côte radier de 174 m sur un linéaire de longueur L=454 m.

Le deuxième point de départ de cette chaîne est l'arrivée SPIK et les trois forages, qui alimentent la bache à eau SR1 d'une capacité de 1100 m³ à projeter, implantée à une côte radier de 52 m. Cette dernière assure une adduction par refoulement vers le réservoir R1 d'une capacité de 1400 m³ à projeter, implanté à une côte radier de 218 m sur un linéaire de longueur L=1864 m, ainsi que le réservoir R1 qui alimente gravitairement le réservoir R2 d'une capacité de 2500 m³ implanté à une cote radier de 174 m sur un linéaire de longueur L= 638 m.

4. Critère de choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit [8,7] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

5. Choix du matériau de la conduite

Le bon fonctionnement du réseau et le respect des normes techniques ainsi que la bonne gestion nous impose un bon choix du type de conduites [8].

Sur le plan technique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose, bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable sont :

- Métallique (Acier, Fonte) ;
- À base de ciment : béton armé, béton précontraint ;
- En matière thermoplastique : PVC (Poly Chlorure de Vinyle), PE (Polyéthylène).

Dans le cadre du présent projet, on a choisi des conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité), tenant compte des avantages qu'elles présentent, dont :

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

La propriété de flexibilité permet aux conduites, d'absorber les impacts et les contraintes causées par les mouvements de sol, ainsi à se déformer sans dommage permanent.

Remarque : Dans les tuyaux d'adduction d'eau en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) on donne plutôt le diamètre extérieur auquel il faut retrancher deux fois l'épaisseur pour avoir le diamètre intérieur.

6. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont [8] :

6.1. Robinets et vannes

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

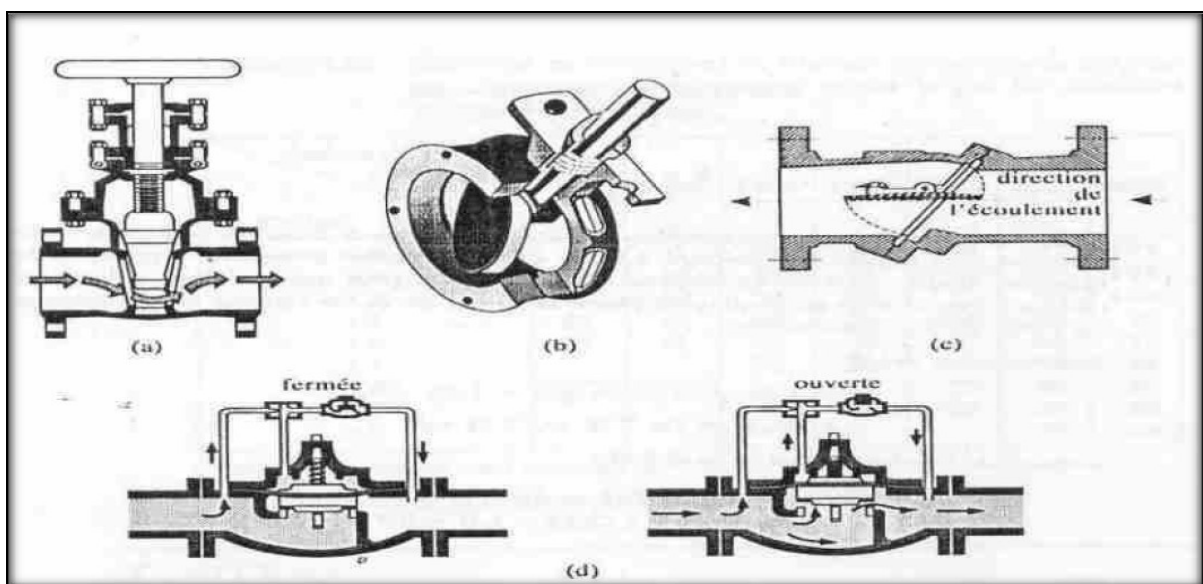


Figure IV-2 : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression

6.2. Ventouses

Le rôle d'une ventouse est essentiellement d'une part d'évacuer l'air contenu dans les conduites et d'autre part, de faire pénétrer l'air lorsqu'un vide se crée dans une conduite afin d'éviter la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement de la conduite. Elles seront donc prévues aux points hauts bien définis.

Trois types de ventouses sont utilisés : ventouses pour petites quantités d'air, ventouses pour grandes quantités d'air et ventouses universelles.

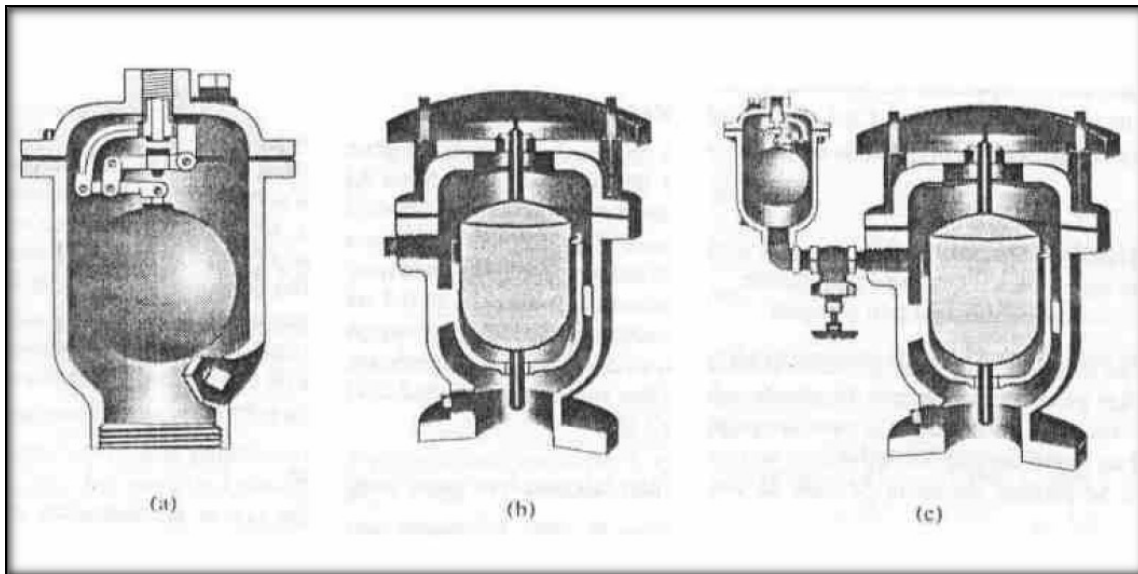


Figure IV-3 : Types de ventouses : a) ventouse à petites quantités d'air b) ventouse à grandes quantités d'air c) ventouse universelle

6.3. Soupape de décharge

Une soupape de décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite.



Figure IV-4 : Soupape de décharge

7. Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe (IV.1.) [20].

8. Étude technico-économique

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon :

- **Critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0.5 et 1.5 m/s et pouvant aller jusqu'à 2 m/s.
- **Frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

8.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement

Pour les conduites de refoulement, le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes [10] :

$$D1 = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonnin)} \quad \text{(IV.1)}$$

$$D2 = 1.5 \times \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bress)} \quad \text{(IV.2)}$$

Avec :

- **Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D1 et D2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.

8.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est déterminé avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre Vmin et Vmax, tel que :

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

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

Avec :

- **Vmin** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- **Vmax** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s ;
- **Dmin** : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- **Dmax** : Diamètre maximal de la conduite (m).

8.3. Calcul de la vitesse V

La vitesse de l'écoulement se détermine par la formule ci-après :

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

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite en (m).

8.4. Calcul des pertes de charge ΔH

Les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations sont de deux types :

- Les pertes de charge linéaires ;
- Les pertes de charge singulières.

a) Les pertes de charge linéaires ΔHL

Elles se calculent moyennant la formule de Darcy-Weisbach [12] :

$$\Delta HL = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- **g** : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- **L** : Longueur de la conduite en (m) ;
- **λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

o Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de *Nikuradze* [12] :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln \left(\frac{K}{D} \right)^{-2}] \quad (\text{IV.7})$$

o Régime de transition

On utilise la formule de *Colebrook* [12]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\left(\frac{K}{3.71D} \right) + \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \right] \quad (\text{IV.8})$$

D'où :

- **K** : Rugosité absolue de la conduite. Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à [12] :
 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ($DN \leq 200$) ;
 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ($DN > 200$) ;

Re : Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

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

Avec :

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

v : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks [13] :

$$v = \frac{0.0178}{(1+0.0337 \times T^\circ + 0.000221 \times T^{\circ 2})} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

T° : Température de l'eau en degré, à T°=20°C : $v=0.01\text{Stocks} = 10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$ [12].

b) Les pertes de charge singulières ΔHS

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires. Généralement pour un réseau neuf, on prend 10%.

$$\Delta\text{HS} = 0.1 \times \Delta\text{HL} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- ΔHS : Pertes de charge singulières (m) ;
- ΔHL : Pertes de charge linéaires (m).

Donc :

$$\sum\Delta\text{H} = 1.10 \times \Delta\text{HL} \quad (\text{IV.12})$$

8.5. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \sum\Delta\text{H} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- **Hg** : Charge disponible ou Hauteur géométrique (m)

8.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe Pa

Elle se calcule comme suit :

$$\text{Pa} = \frac{g \times \text{Hmt} \times Q}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- η : Rendement de la station de reprise (%), on prend $\eta = 75\%$.

8.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe E

Elle se détermine par :

$$\text{E} = \text{Pa} \times t_p \times 365 \quad (\text{IV.15})$$

D'où :

- **E** : Énergie consommée par la pompe (KWh/an) ;
- **t_p** : Temps de pompage par jour (t_p=20h).

8.8. Calcul des frais d'exploitation F_{exp}

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

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

Avec :

- eu : Le prix unitaire du KWh, il est de 4.67 DA d'après la SONELGAZ.

8.9. Calcul des frais d'amortissement F_{am}

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- Pu : Prix de revient du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- i : Taux d'annuité, 8% en Algérie ;
- ni : Nombre d'année d'amortissement ($ni = 30$ ans).

D'où :

$$A = 0.08 / (1+0.08)^{30} - 1 + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

8.10. Calcul du bilan B_L

Le bilan sera calculé par la formule ci-dessous :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \text{ (DA)} \quad (IV.19)$$

9. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

N.B. Ici nous choisirons dans nos calculs, une hauteur du réservoir = 5 m, pour le calcul de la côte du trop-plein d'un réservoir : $CTP_{réservoir} = CR + 5$ m.

9.1. Tronçon SR11100m3 – R11400m3

a) Caractéristiques du tronçon

- $Q = \frac{6357.9}{20 \times 3600} = 0.0883$ m³/s
- $L = 1864$ m
- $H_g = CTP (R_1 1100 \text{ m}^3) - CR (SR_1 1400 \text{ m}^3) = (218+5) - 52 = 171$ m

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

- $D1 = (0.08883)^{0.5} = 0.298 \text{ m}$
- $D2 = 1.5 \times (0.8883)^{0.5} = 0.447 \text{ m}$

b) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (IV.6) ci-après.

D en mm	D _{int} en mm	V en m/s	Re	κ	ΔH _t en m	Hmt en m
250	204,6	2,7032	553075,4432	0,0142	53,1200	224,1200
315	257,8	1,7026	438941,9537	0,0144	16,9435	187,9435
400	327,4	1,0557	345629,9196	0,0147	5,2453	176,2453
500	409,2	0,6758	276537,7216	0,0152	1,7681	172,7681

Tableau IV-1 : Résultats de Calcul de la Hmt du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³

c) Calcul des frais d'exploitation

D en mm	D _{int} en mm	P (kW)	E en kWh	e(DA/kWh)	F _{exp} en DA
400	327,5	204,77877	1494884,998	4,67	6981112,943
500	409,2	200,73866	1465392,241	4,67	6843381,763

Tableau IV-2 : Résultats de calcul des frais d'exploitation du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³

d) Calcul des frais d'amortissement

D en mm	D _{int} en mm	Prix ml (DA)	A	L	Fam en DA
400	327,5	12966,67	0,0888	1864	2146284,712
500	409,2	19569,51	0,0888	1864	3239207,918

Tableau IV-3 : Résultats de calcul des frais d'amortissement du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³

e) Calcul du Bilan

D en mm	F _{exp} en DA	Fam en DA	Bilan en DA
400	6981112,943	2146284,712	9127397,655
500	6843381,763	3239207,918	10082589,68

Tableau IV-4 : Résultats de calcul du bilan du tronçon SR₁1100m³-R₁1400m³

D'après le bilan, on constate que le diamètre économique est le diamètre **400 mm** Il présente le **plus faible bilan** tout en ayant une **vitesse presque optimale (1,0557 m/s)** et une **Hmt de 176,2453 m** donc il sera adapté à ce tronçon.

9.2. Tronçon SR₂1300m³-R₂2000m³ :

a) Caractéristiques du tronçon

- Débit $Q = \frac{7689.6}{20 \times 3600} = 0.1068 \text{ m}^3/\text{s}$

- Longueur $L = 1590 \text{ m}$

- Charge disponible $H_g = \text{CTP (R}_2\text{2000 m}^3) - \text{CR (SR}_2\text{1300 m}^3) = 205 - 87 = 118 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

- $D_1 = (0.1068)^{0.5} = 0.327 \text{ m}$

- $D_2 = 1.5 \times (0.1068)^{0.5} = 0.490 \text{ m}$

b) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

D en mm	D int	V en m/s	Re	λ	ΔH_t en m	Hmt en m
315	257,8	2,0471	527738,3841	0,0140739	20,39366	138,3937
400	327,4	1,2692	415549,6500	0,0143453	6,29233	124,2923
500	409,2	0,8125	332480,3407	0,0147100	2,11558	120,1156

Tableau IV-5 : Résultats de Calcul de la Hmt du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³

c) Calcul des frais d'exploitation

D en mm	Dint en mm	P (kW)	E en kWh	e(DA/kWh)	Fexp en DA
400	327,5	180,61414	1318483,241	4,67	6157316,735
500	409,2	174,77946	1275890,058	4,67	5958406,571

Tableau IV-6 : Résultats de calcul des frais d'exploitation du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³

d) Calcul des frais d'amortissement

D en mm	D int	Prix ml (DA)	A	L	Fam en DA
400	327,5	12966,67	0,0888	1590	1830790,071
500	409,2	19569,51	0,0888	1590	2763058,256

Tableau IV-7 : Résultats de calcul des frais d'amortissement du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³

e) Calcul du Bilan

D en mm	Fexp en DA	Fam en DA	Bilan en DA
400	6157316,735	1830790,071	7988106,806
500	5958406,571	2763058,256	8721464,827

Tableau IV-8 : Résultats de calcul du bilan du tronçon SR₁1300m³-R₂2000m³

D'après le bilan, on constate que le diamètre économique est le diamètre **400 mm**. Il présente le **plus faible bilan** tout en ayant une **vitesse presque raisonnable (1,26 m/s)** et une **Hmt de 124.29 m** donc il sera adapté à ce tronçon.

10. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

10.1. Tronçon R₁1400m³-R₂2500m³

a) Caractéristiques du tronçon

- Débit $Q = \frac{3626.13}{24 \times 3600} = 0.04197 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite $L = 638 \text{ m}$
- Côte du trop-plein R₂, en prenant 4m comme hauteur du réservoir :
 $CTP_{R2} = CR_{R2} + 4 = 174 + 4 = 178 \text{ m}.$
- Charge disponible : $H_g = (CR_{R1} + 0.5) - CTP_{R2} = 218.5 - 178 = 40.5 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} - D_{\min} = [(4 \times 0.04197) \div (1.5 \times 3.14)]^{0.5} = 0.188 \text{ m} \\ - D_{\max} = [(4 \times 0.04197) \div (0.5 \times 3.14)]^{0.5} = 0.327 \text{ m} \end{array} \right.$$

D'où la gamme de diamètres choisis est : [200 250 315] mm

b) Calcul des pertes de charges

D en mm	D _{int} en mm	V en m/s	Re	λ	ΔH _t en m	H _g en m
200	163,6	1,9976	326802,98	0,01487	12,9758	40,5
250	204,6	1,2772	261314,6	0,01572	4,4842	40,5
315	257,8	0,8045	207389,33	0,01615	1,4498	40,5

Tableau IV-9 : Résultats de calcul des pertes de charges totales du tronçon R₁1400m³-R₂2500m³

Pour que l'eau arrive au réservoir R₂, il faut que $\Delta H_t < H_g$; il se trouve que c'est le cas partout dans le tableau.

Donc on optera de préférence pour le diamètre **250 mm** car il assure une **meilleure vitesse de 1.2772 m/s, une perte de charge totale de 4.48 m et un meilleur prix de revient.**

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

c) Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = Hg - \Delta H_t$$

$$Jv = 40.5 - 4.48 = 36.02 \text{ m}$$

d) Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 \times (g/v^2)$$

$$\xi = (36.02 \times 2 \times (9.81 \div 1.277^2)) = 433.23$$

e) Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

Nous choisissons une vanne à papillon et l'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe IV.2.).

L'angle d'ouverture est de $\theta=65.5^\circ$.

10.2. Tronçon R₃2000m³-R₂2500m³

a) Caractéristiques du tronçon

- $Q = \frac{6518.1}{24 \times 3600} = 0.07544 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite $L = 454 \text{ m}$
- Charge disponible $H_g = (CR_{R_3} + 0.5) - (CR_{R_2} + 4) = 200.5 - 178 = 21.5 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} - D_{\min} = [(4 \times 0.07544) \div (1.5 \times 3.14)]^{0.5} = 0.253 \text{ m} \\ - D_{\max} = [(4 \times 0.07544) \div (0.5 \times 3.14)]^{0.5} = 0.438 \text{ m} \end{array} \right.$$

D'où la gamme de diamètres choisis est : [250 315 400] mm

b) Calcul des pertes de charges

D en mm	D _{int} en mm	V en m/s	Re	λ	ΔH_t en m	H _g en m
250	204,6	2,2957	469706,31	0,01451	9,5152	21,5
315	257,8	1,446	372777	0,01475	3,0447	21,5
400	327,4	0,8966	293530,58	0,01513	0,9452	21,5

Tableau IV-10 : Résultats de calcul des pertes de charges totales R₃2000m³-R₂2500m³

Pour que l'eau arrive au réservoir R₂, il faut que $\Delta H_t < H_g$; il se trouve que c'est le cas partout dans le tableau.

Donc on optera de préférence pour le diamètre **315 mm** car il assure une **vitesse acceptable de 1.446 m/s et un meilleur prix de revient par rapport au diamètre 400 mm**

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

c) Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$Jv = H_g - \Delta H_t$$

$$Jv = 21.5 - 3.045 = 18.455 \text{ m}$$

d) Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 \times (g/v^2)$$

$$\xi = (18.455 \times 2 \times (9.81 \div 1.446^2)) = 173.17$$

e) Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

Nous choisissons une vanne à papillon et l'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe IV.2.).

L'angle d'ouverture est de $\theta=61.5^\circ$.

11. Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Adduction	Tronçon	Débit en m^3/s	Longueur (m)	Type de conduite	Diamètre (mm)	PN (bar)	Hmt
							Hg
Refolement	SR ₁ -R ₁	0.08883	1864	PEHD	400	16	176.2
	SR ₂ -R ₃	0.1068	1590	PEHD	400	16	124.3
Gravitaire	R ₁ -R ₂	0.04197	638	PEHD	250	16	40.5
	R ₃ -R ₂	0.07544	454	PEHD	315	16	21.5

Tableau IV-11 : Récapitulatif des diamètres des différents tronçons

12. Conclusion

À travers ce chapitre consacré à l'adduction, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refolement ; ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

Nous ferons une étude minutieuse pour le choix de la pompe pour chaque station de pompage.

CHAPITRE V. POMPES ET STATIONS DE POMPAGE

1. Introduction

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

2. Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit [10] :

2.1. Les pompes volumétriques

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

2.2. Les turbopompes

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe volumétrique ;
- Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- **Suivant la forme de la roue :**
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges axial.
- **Suivant la forme du corps de la pompe :**
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - À diffuseur circulaire ou type burine.
- **Suivant le nombre de roue :**
 - Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
 - Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres
- **Suivant la position de son axe :**
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

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

3. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes.

Dans les turbopompes une roue (rotor), munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation (arbre moteur), fournit au fluide l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (stator). Les turbopompes et les pompes centrifuges sont distinguées suivant la forme de la roue Cf. Figure 1 Figure 2.

La force motrice d'entraînement de l'arbre peut provenir d'un moteur thermique, d'un moteur électrique immergée ou émergée ou encore toute autre force comme, par exemple, une turbine sur un fleuve.

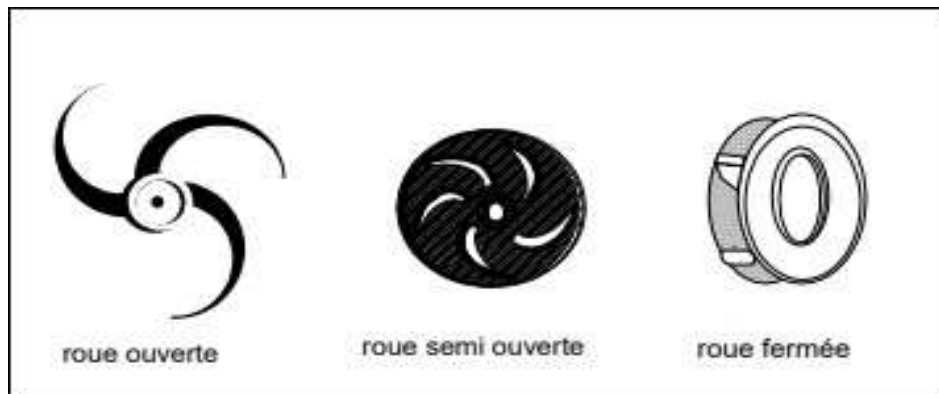


Figure V-1 : forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges

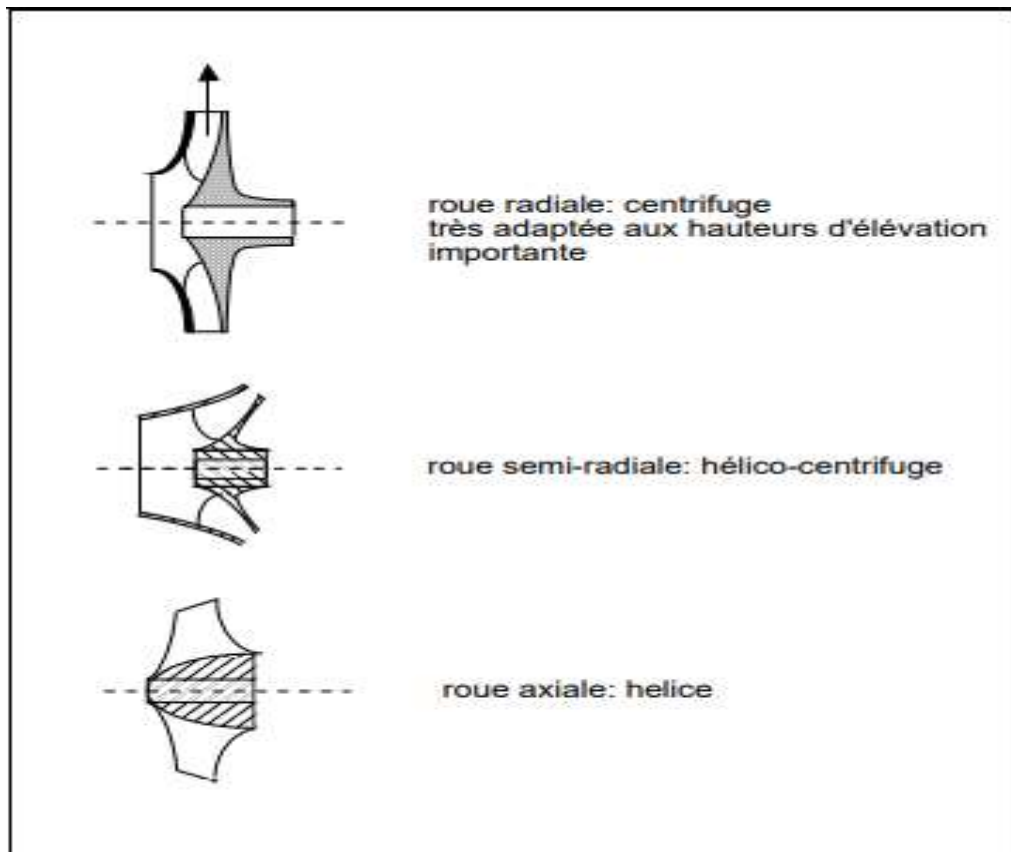


Figure V-2 : Forme de la roue des turbopompes

4. Étanchéité d'une pompe centrifuge

La partie hydraulique (volute) dans laquelle tourne l'aube étant traversée par l'arbre du moteur, le système d'étanchéité est constitué d'une presse étoupe (Graphite) enroulé autour de l'arbre et serré par un fouloir.

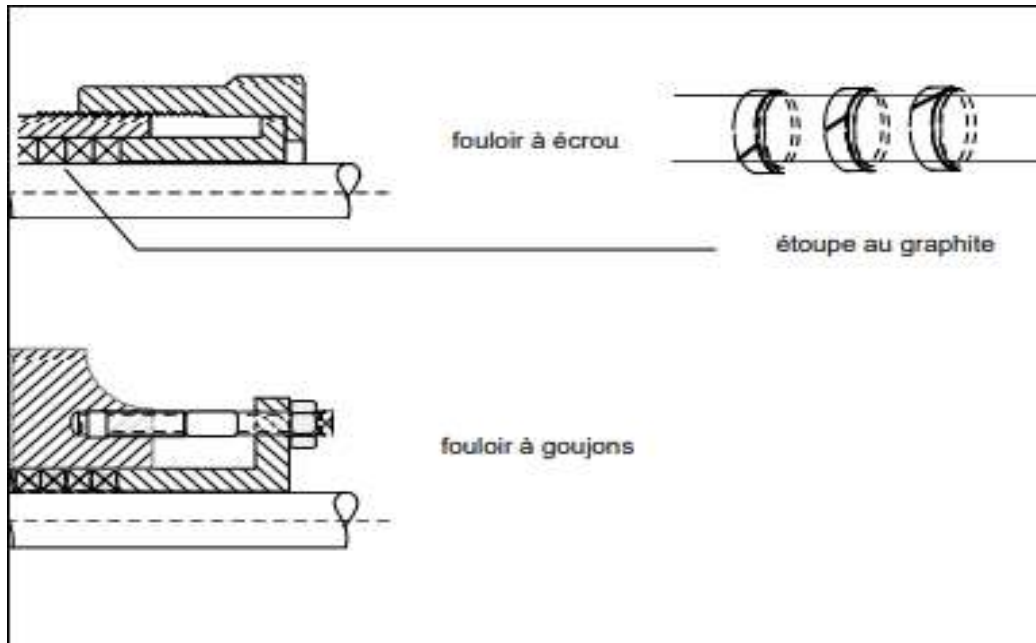


Figure V-3 : presse étoupe

5. Couplage des pompes

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle. [7]

5.1. Couplage en série

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent **Figure (V.4)**.

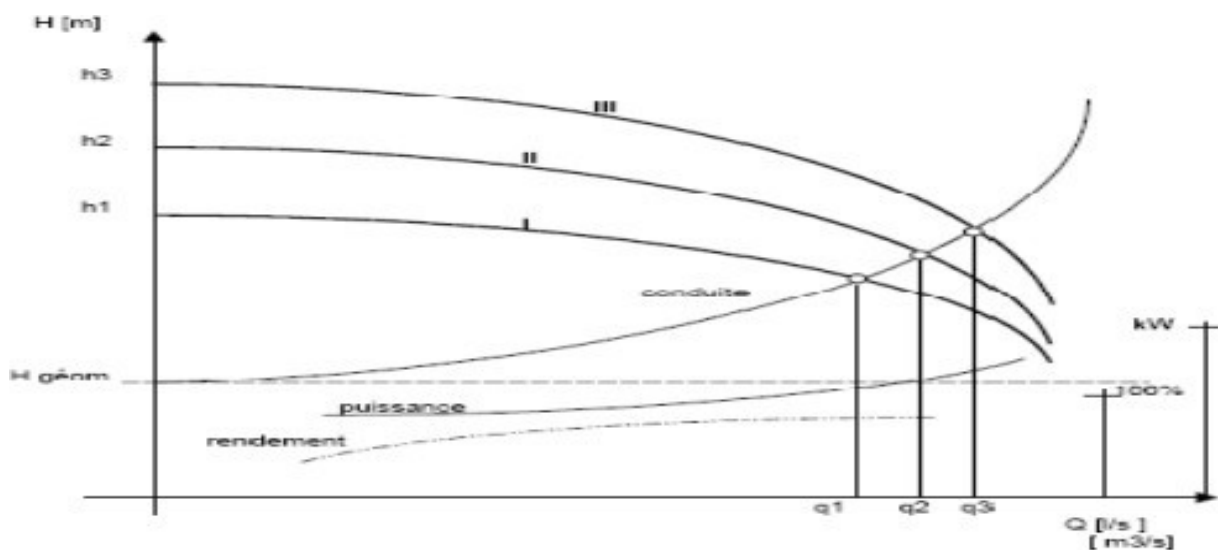


Figure V-4 : Pompes en série

5.2. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

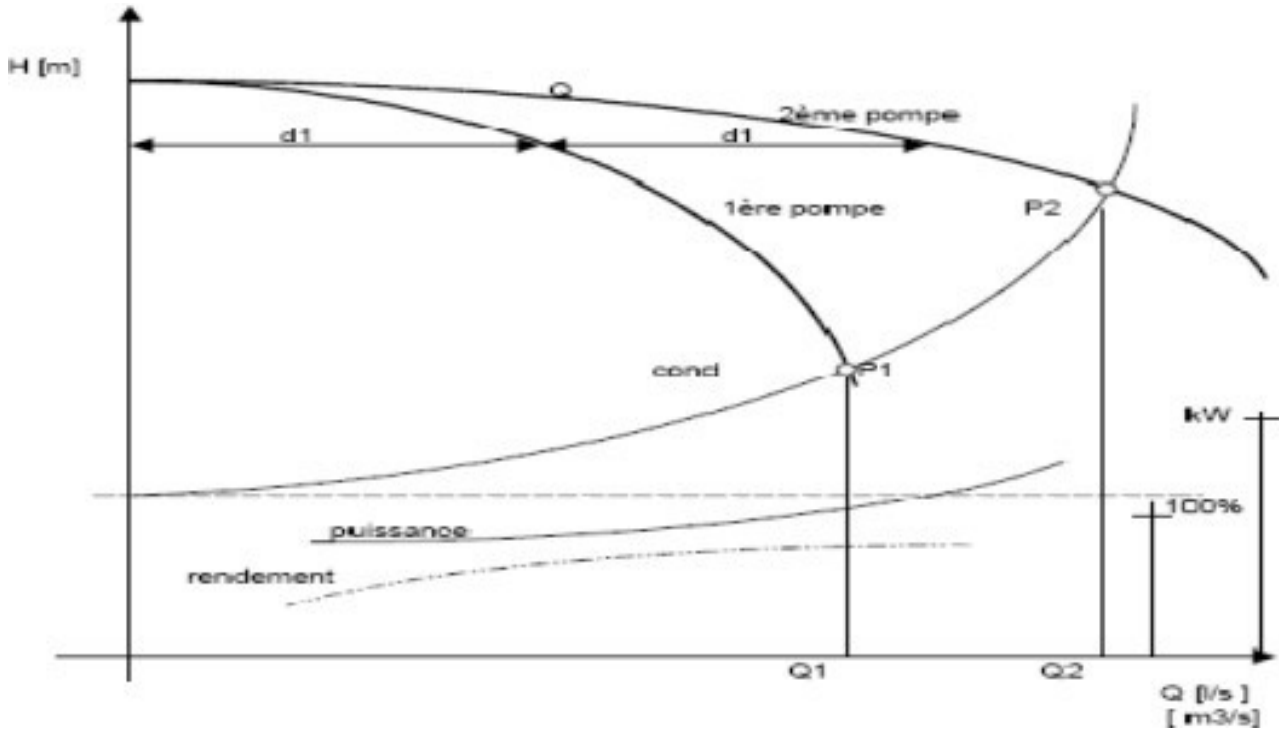


Figure V-5 : Pompes en parallèle.

6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

6.1. Hauteur manométrique totale

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charges à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suite :

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

Avec :

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

6.2. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

6.3. La puissance

o La puissance absorbée par la pompe

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

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

Avec :

- P_a : Puissance totale consommée (Kw) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement totale de l'installation.

7. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes [8] :

- La courbe débit-hauteur (Q-H) qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits $H = f(Q)$;
- La courbe débit-puissance (Q-P) qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits $P = f(Q)$;
- La courbe débit-rendement (Q- η) qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits $\eta = f(Q)$.

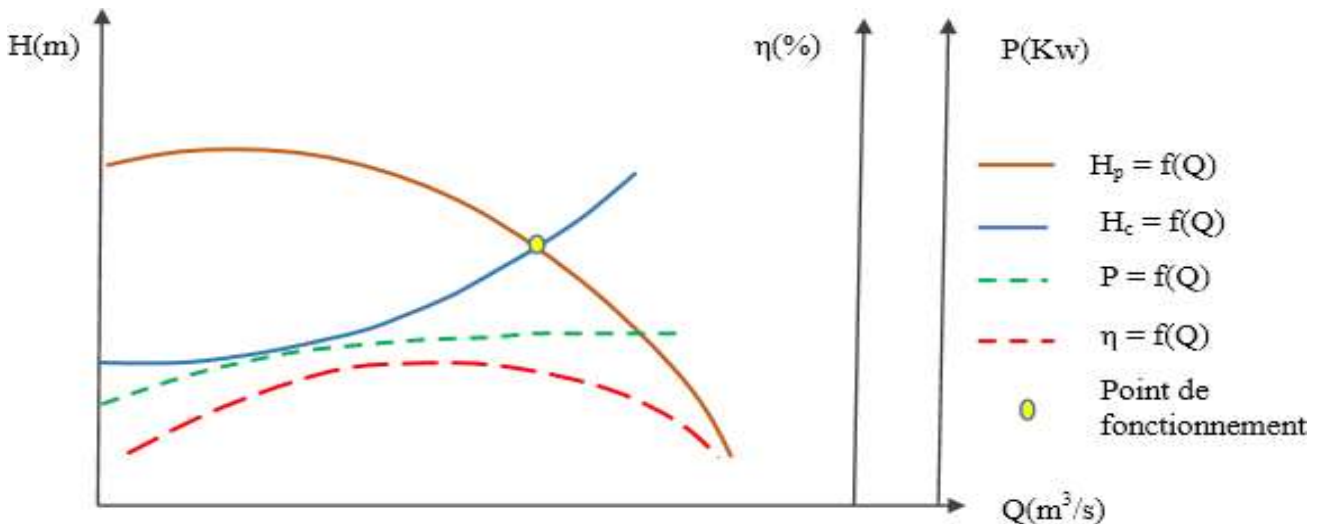


Figure V-6 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

- A : Point de barbotage ou charge à vanne fermée ($Q=0$).
- B : point de fonctionnement.

8. Caractéristiques d'une conduite

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élevation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \quad (V.3)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

9. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$) qui sont représentés dans la figure (V.8) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal [14].

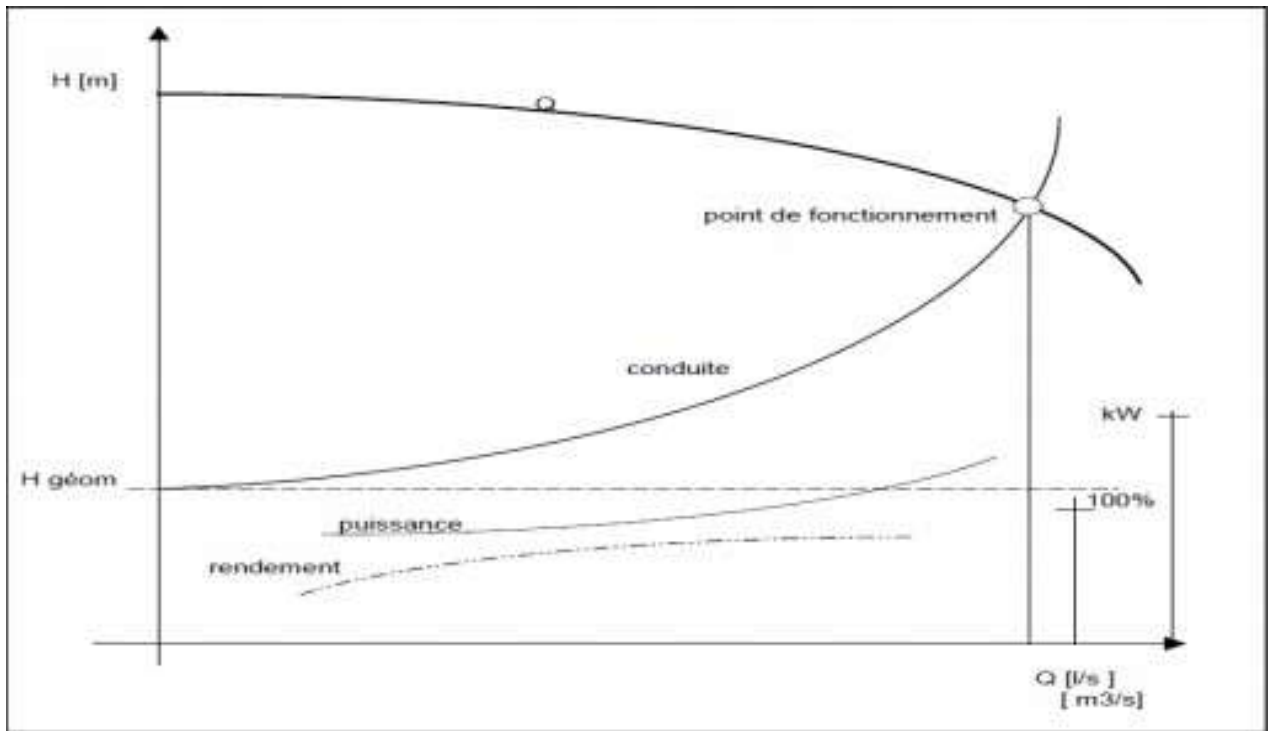


Figure V-7 : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Il est représenté dans la figure (V.8).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter [9] :

9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de : $V = 20Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc, on peut écrire :

$$Q * T = 20 * Q_1 \quad (V.4)$$

D'où :

$$T = 20 * \frac{Q_1}{Q} \quad (V.5)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (V.6)$$

- P_a : Puissance absorbée en (Kw) ;
- Q : Débit à refouler en (m^3/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique total (m) ;
- η : Rendement de la pompe.

9.2. Régulation par étouffement (Le vannage)

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

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \quad (V.7)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v \quad (V.8)$$

Où :

- H' : Hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;
- h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
- η : Rendement (%).

9.3. Rognage de la roue

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

$$\text{On aura alors } m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right) \quad (V.9)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%) \quad (V.10)$$

9.4.Variation de la vitesse de rotation

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

On trace la parabole d'équation $y = a \cdot x^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 dans la figure (V.9) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_2} \tag{V.11}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \tag{V.12}$$

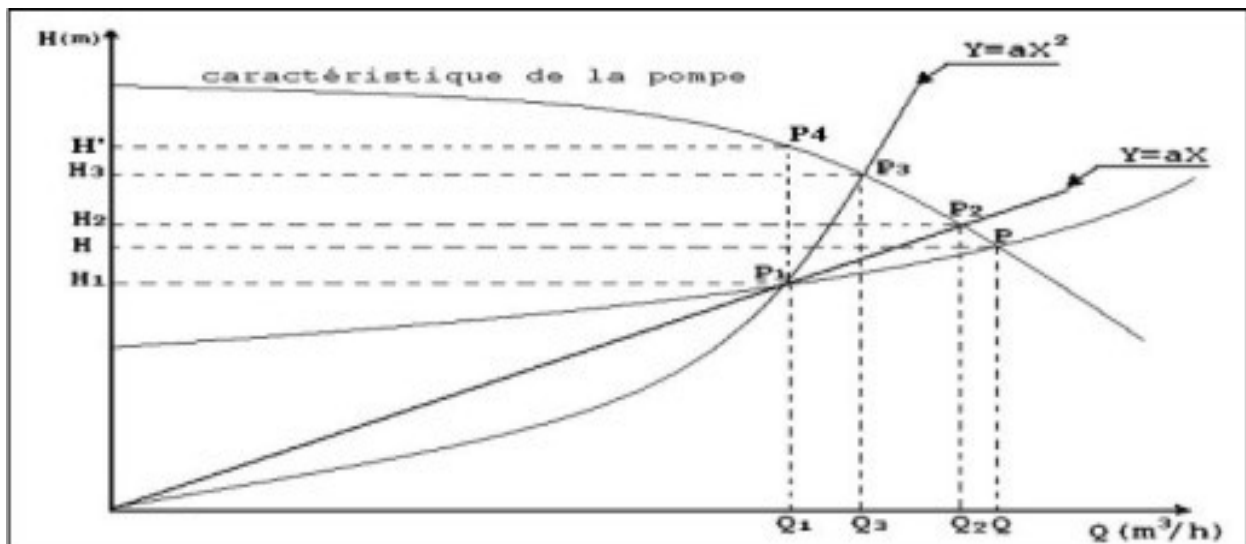


Figure V-8 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

10. Le phénomène de cavitation

10.1. La cavitation dans les pompes

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide. Ces cavités remplies de vapeur du liquide s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées produisant ainsi des bruits et des vibrations diverses [15].

Dans les pompes centrifuges monocellulaires les plus basses pressions s'observent sur la face arrière des aubes de la roue (extrados). Dans les pompes centrifuges multicellulaires c'est toujours au niveau de la première roue que se manifeste le phénomène de cavitation [15].

10.2. Notion du NPSH

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe « $(NPSH)_r = f(Q)$ » [10].

Soit donc la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (V.13)$$

Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho * g} + H_a - (J_a + T_v) \quad (V.14)$$

Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho * g} - H_a - (J_a + T_v) \quad (V.15)$$

Où :

$$\frac{P_0}{\rho * g} = 10.33 - 0.0016 * Z \quad (V.16)$$

Avec :

- H_a : hauteur géométrique d'aspiration (m) ;
- J_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{P_0}{\rho * g}$: pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration ;
- T_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;
- Z : Altitude de la station de reprise

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (V.1), dans notre étude on prend $T^\circ=20^\circ\text{C}$.

Remarque : $J_{asp}=0$, puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0,06	0,083	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,33

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

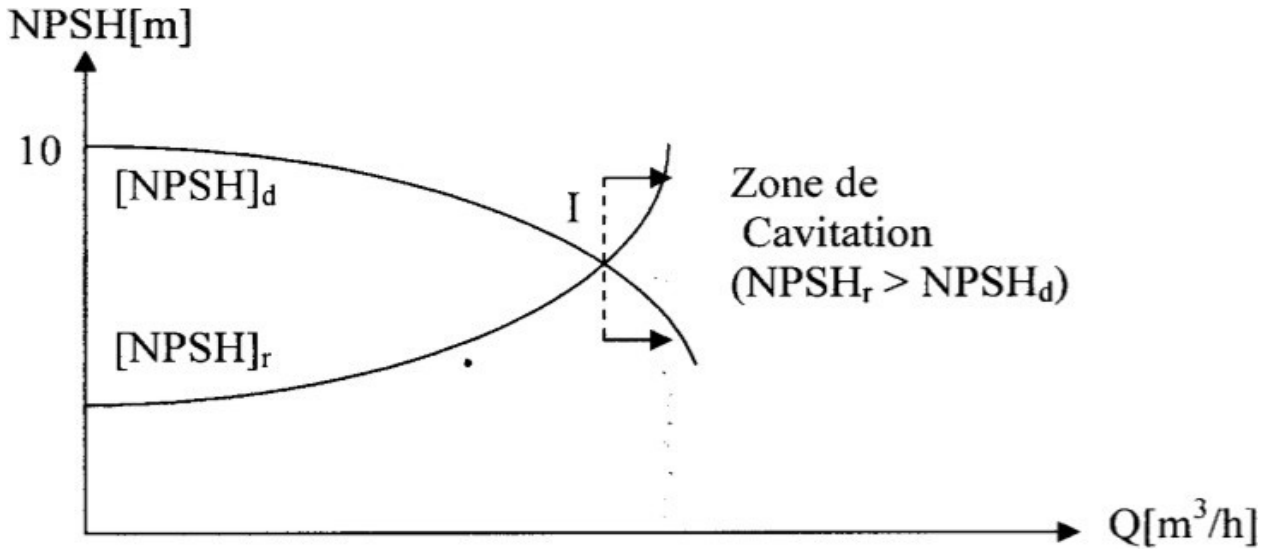


Figure V-9 : Graphe des courbes NPSH



Figure V-10 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

11. Choix des pompes du projet

Pour pouvoir sélectionner les pompes adéquates pour les deux stations de reprise, le choix sera effectué à l'aide du logiciel CAPRARI. La pompe retenue dans chaque cas sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

11.1. Station de reprise SR1

a) Caractéristiques du tronçon

- Le débit véhiculé : $Q = 88.3$ l/s
- La hauteur géométrique : $H_g = 171$ m
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 176.24$ m

b) Caractéristiques de la pompe

On opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM 150H/ 3 G ayant les caractéristiques suivantes :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.1.)

- $N = 2920 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 75.2 \%$;
- $P = 203 \text{ KW}$;
- $NPSHr = 5.66 \text{ m}$;
- Point de fonctionnement (88.3 l/s, 176.24)
- Point désiré (88.3 l/s, 176.24)

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite pas de modifications. Voir Figure (V.11)

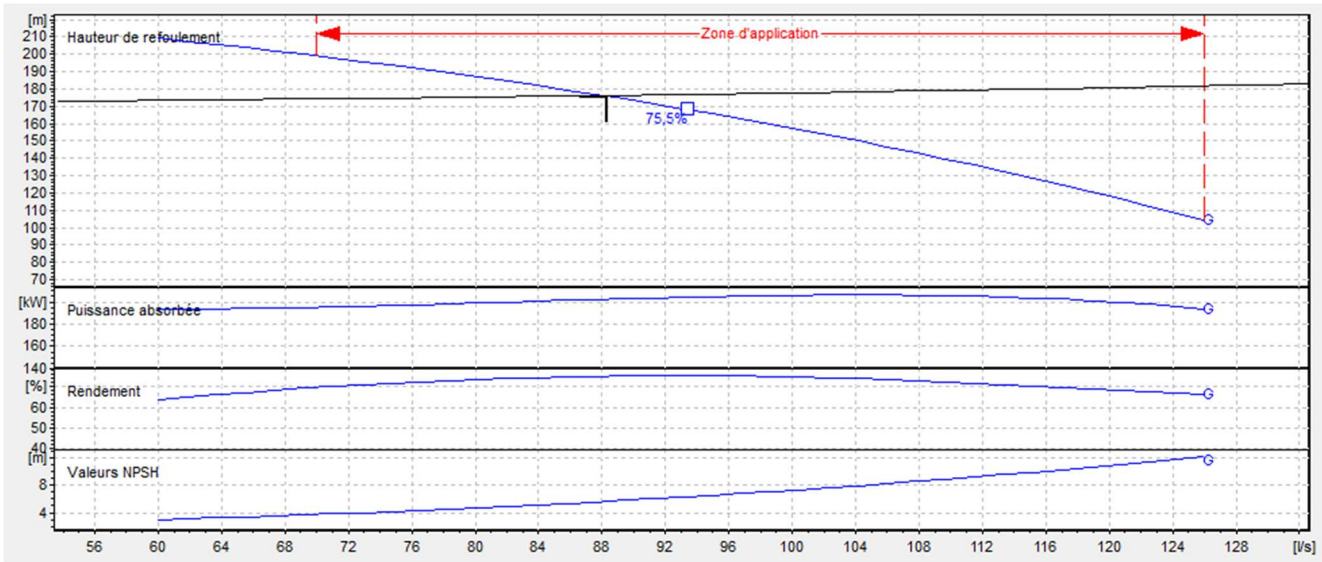


Figure V-11 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR1)

c) Vérification de la cavitation de la pompe choisie

- $CTP (SR1) = 56 \text{ m}$
- $Cp = 52 \text{ m}$
- $Ha = CTP - Cp = 56 - 52 = 4 \text{ m}$
- $NPSHr = 5.66 \text{ m}$

$Ha > 0$, donc la pompe est montée en charge.

En appliquant la relation (V.15), On aura :

$$(NPSH)d = 10.33 - 0.0016 \times [CTP(SR1)] + 4 - 0.24$$

D'où:

$$(NPSH)d = 14 \text{ m}$$

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

11.2. Station de reprise SR2

a) Caractéristiques du tronçon

- Le débit véhiculé : $Q = 106.8 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 118 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 124.29 \text{ m}$

b) Caractéristiques de la pompe

On opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type NCH 100-315/342 ayant les caractéristiques suivantes :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.2.)

- $N = 2970 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 78.7 \%$;
- $P = 164 \text{ KW}$;
- $NPSH_r = 5.55 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement P (107 l/s , 124 m) ;
- Le point désiré $P1$ (107 l/s , 124 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR2) sont représentées dans la figure (V.13) ci-après.

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite pas de modifications. Voir Figure (V.12) :

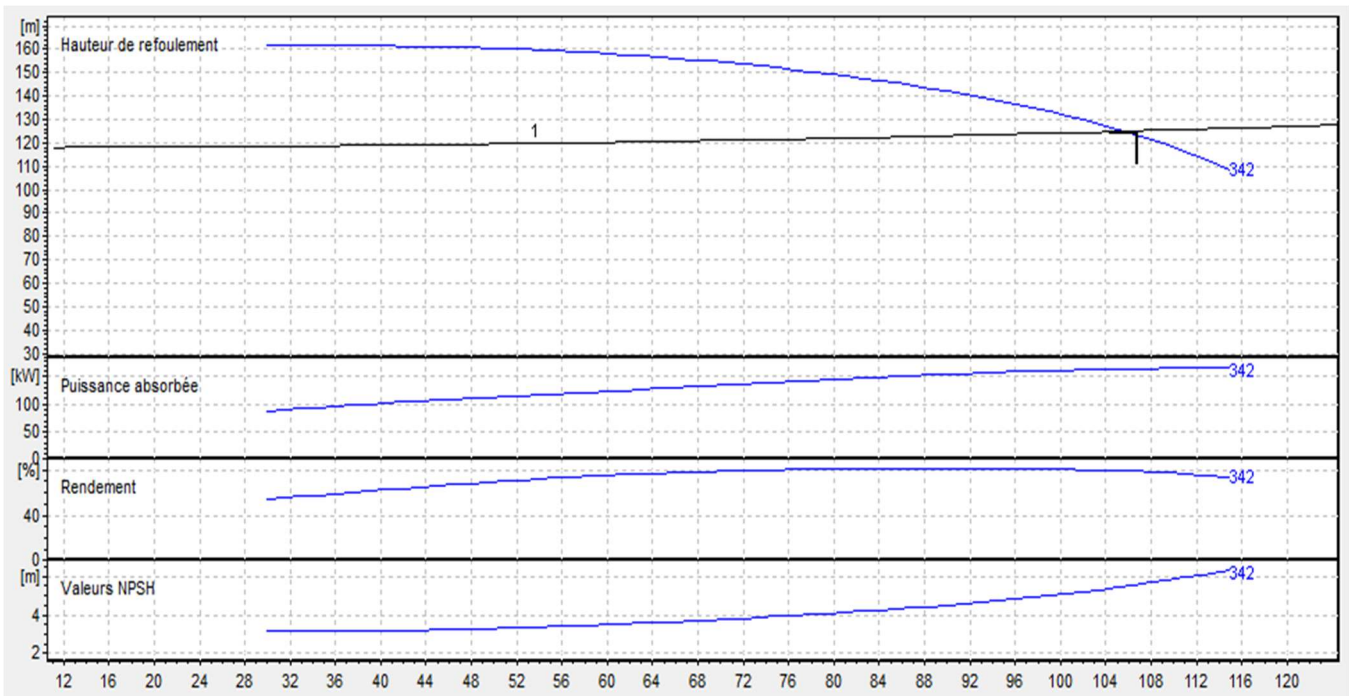


Figure V-12 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise (SR2)

c) Vérification de la cavitation de la pompe choisie

- CTP (SR2) = 92 m
- $C_p = 87$ m
- $H_a = CTP - C_p = 92 - 87 = 5$ m
- $NPSH_r = 5.55$ m

$H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge.

En appliquant la relation (V.15), On aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.0016 \times [CTP(SR2)] + 5 - 0.24$$

D'où:

$$(NPSH)_d = 14.94 \text{ m}$$

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation

12. Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui correspondent à notre projet, pour chaque station de pompage.

À présent, vu que nos adductions (refoulement et gravitaire) sont dimensionnées, donc le chapitre suivant sera porté sur la protection des conduites et les équipements de ces adductions.

**CHAPITRE VI. POSE ET
PROTECTION DES CONDUITES**

1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons mentionner, dans la première partie, les différents types de conduites et les obstacles qui peuvent être rencontrés. Dans les parties suivantes, on propose les méthodes de protection des conduites contre plusieurs phénomènes, tels que la corrosion et le coup de bélier.

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale. En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux. Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

En général, les conduites d'adduction qu'elles soient gravitaires ou par refoulement sont exposées aux dangers de destruction et de dégradation, causés par les phénomènes suscités. Dans le but de procurer une longévité aux conduites, il est nécessaire de les protéger.

2. Pose des conduites

La pose des conduites est une étape très importante et très délicate qui demande une attention particulière pour que ces dernières résistent aux différentes charges, au mouvement du sol et des conditions climatiques (gel, haute température...).

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'éviter des obstacles à la circulation [8].

2.1. Pose en tranchées

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [8].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non ;
- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
 - Du gravier dans les terres ordinaires ;
 - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
 - Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger. Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La coupe transversale d'une conduite enterrée, (figure (VI.1)).

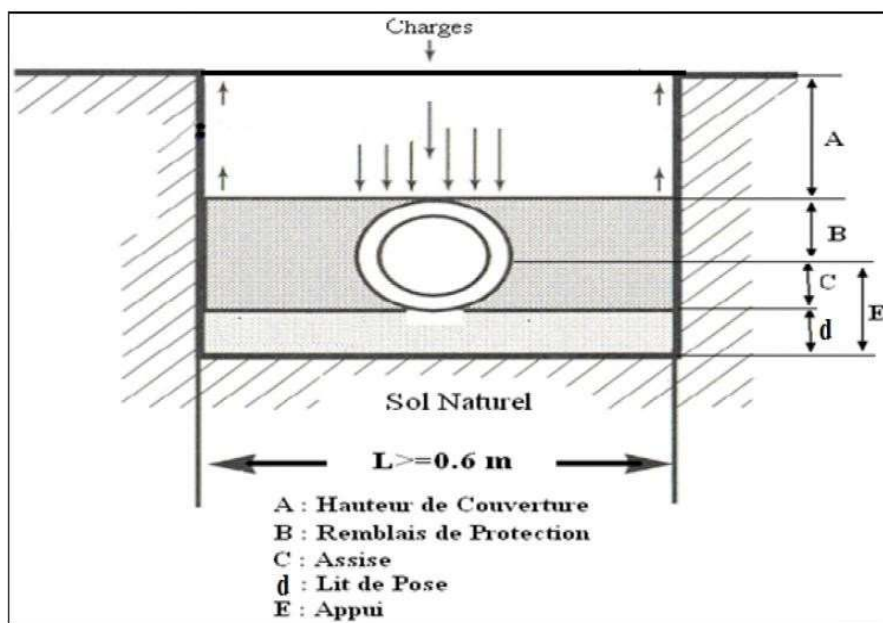


Figure VI-1 : coupe transversale d'une fouille.

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

Tableau VI-1 : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée

2.2.Traverse des points spéciaux

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on s'en trouve dans, pas mal des cas, obligés de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

a) Traversée d'une route

À cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations et des surcharges [8].

b) Traversées d'oueds :

En traversant sous le lit d'un oued, un risque de découverte de la conduite est à redouter. Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous le point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec le matériau en place [16].

c) Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

Dans ce cas, pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non, avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol [16].

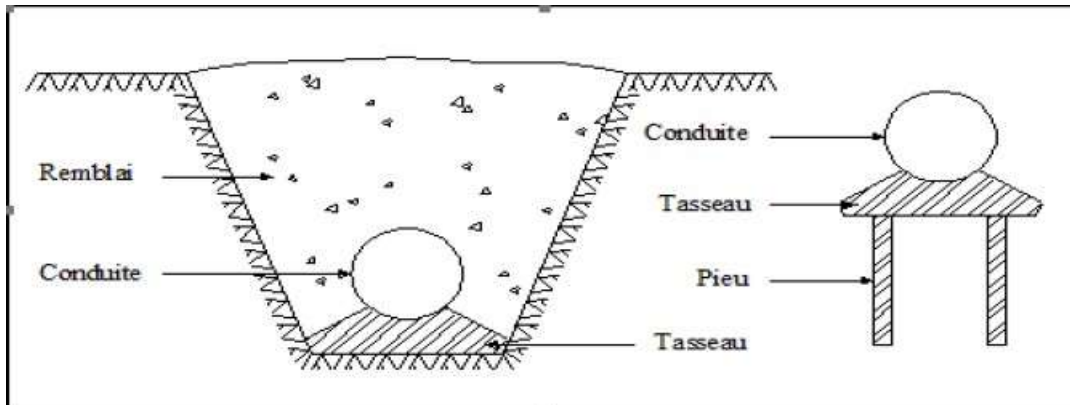


Figure VI-2 : Pose des conduites dans un terrain peu consistant.

d) Les butées

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids [16].

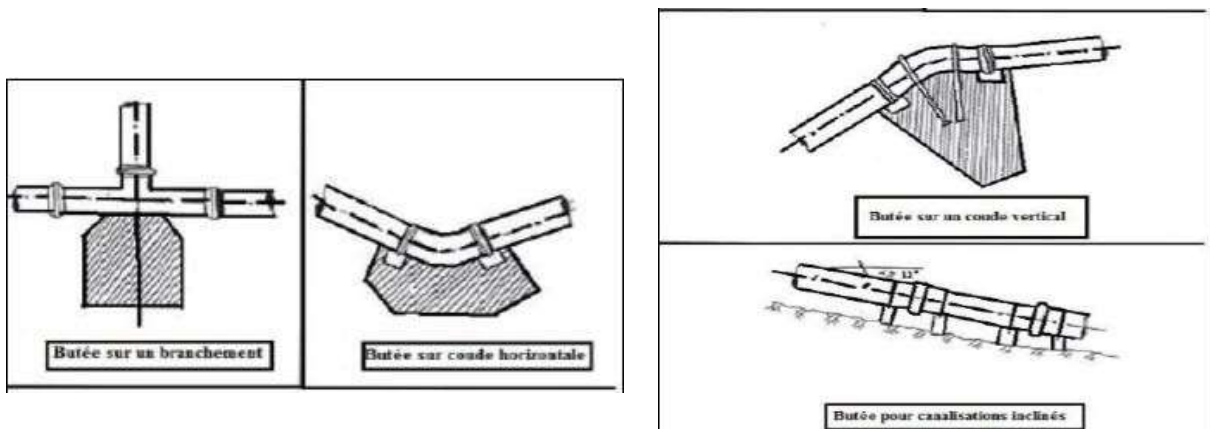


Figure VI-3 : Les butées

2.3. Désinfection des conduites

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [8].

3. Protection contre la corrosion

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne [16].

3.1. La corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

3.2. La corrosion interne

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier [16] :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;
- De la minéralisation de l'eau. Pour remédier à cela, il faut :
- Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
- Éviter les fortes vitesses de circulation dans les conduites ;
- Évacuation de l'air par voit des ventouses ;
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

4. Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par des variations de pression dues à un changement instantané du régime hydraulique et engendre des ondes de propagation.

4.1. Les causes du coup de bélier

Les causes principales du coup de bélier sont les suivantes :

- La fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne placée sur une conduite d'adduction gravitaire.
- L'arrêt brutal des groupes électropompes.
- Le démarrage des pompes.

4.2. Les effets du coup de bélier

Le coup de bélier peut, dans plusieurs cas, provoquer la rupture de la conduite par :

- Rupture des joints.
- Déboîtement.
- Éclatement dû à la surpression.
- Écrasement dû à la dépression.

4.3. Équipements et moyens de protection

Parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés, on distingue :

- Le volant d'inertie.
- La Soupape de décharge.
- Le clapet by-pass.
- Les ventouses.
- La cheminée d'équilibre.
- Le réservoir d'air.

a) Le volant d'inertie

C'est un dispositif qui permet la protection contre la dépression, il transforme l'arrêt brusque des pompes en arrêt lent grâce à l'énergie cinétique accumulée. Calé sur l'arbre du groupe, le volant d'inertie accumule au moment de la disjonction, de l'énergie, de telle façon à prolonger le temps d'arrêt du groupe ainsi que l'intensité de dépression.

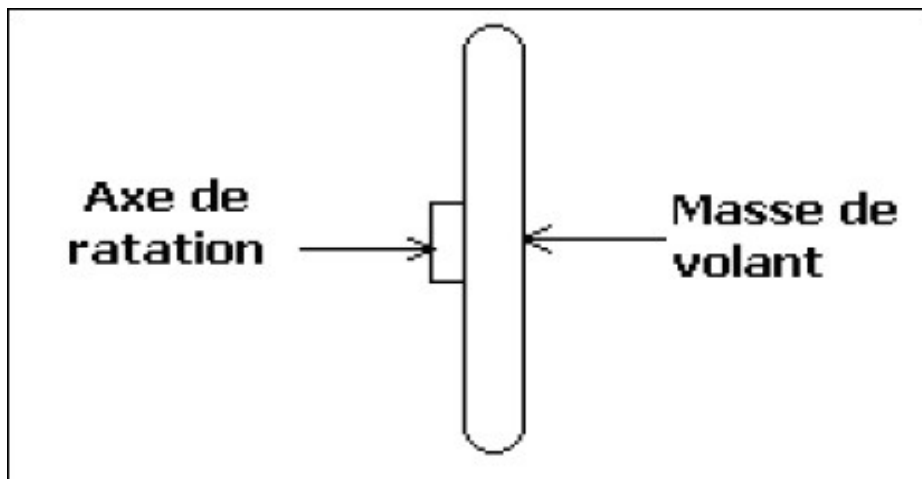


Figure VI-4 : Volant d'inertie

b) Les soupapes de décharge :

Il s'agit d'éléments qui, en cas de surpression laissent passer un certain débit à l'extérieur de la conduite et qui, une fois que la pression se normalise, obstruent de nouveau l'ouverture pour éviter tout contact avec l'air. Ces soupapes seront placées le long de la conduitesuivant les niveaux des risques et à chaque nœud important de la conduite.

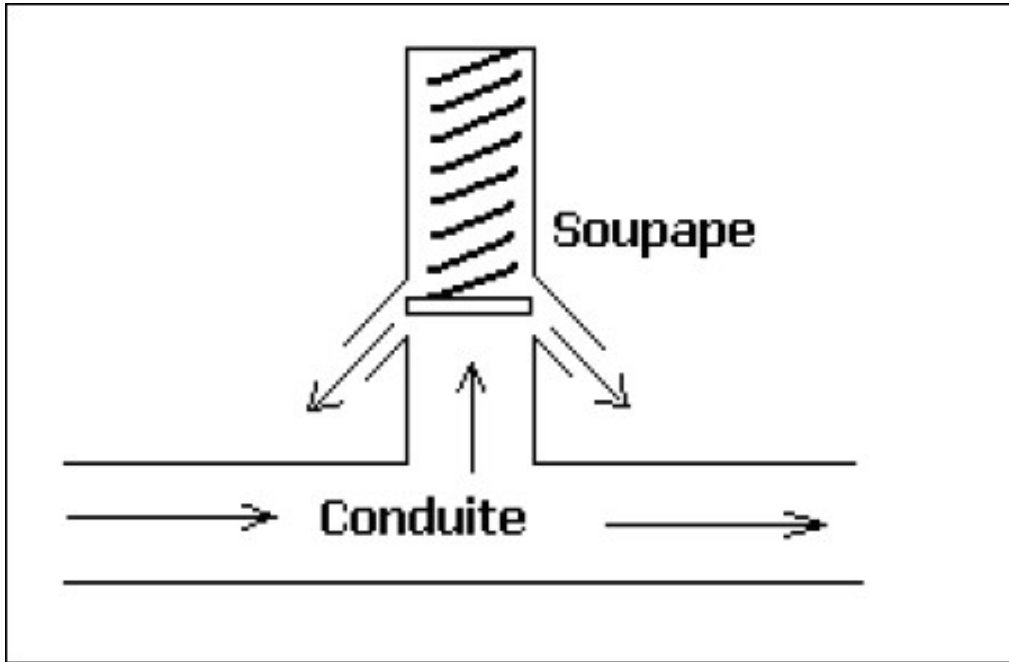


Figure VI-5 : Soupape de décharge

c) Clapet by-pass

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe. Lorsqu'un arrêt brusque intervient, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet, la pression sera alors égale à la pression à l'aspiration.

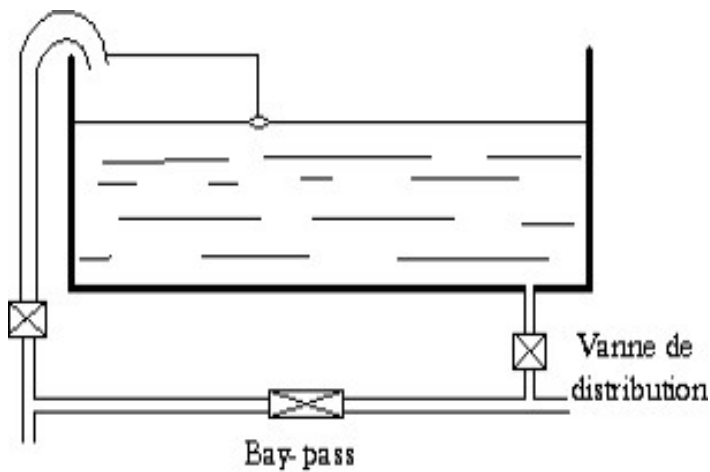


Figure VI-6 : by-pass

d) Les ventouses :

L'évacuation de l'air occlus est recherchée par la mise en place systématiquement aux points hauts d'appareillages dénommés ventouses. L'appareil branché au moyen d'un té à bride à un point haut de la canalisation comporte un corps percé d'un orifice communiquant avec l'air libre, orifice que vient obturer soit une boule plus légère que l'eau, soit un obturateur de forme appropriée relié à un flotteur. Tant que l'air est absent, la boule ou le flotteur directement, agit de façon à obturer l'orifice. Lors de l'accumulation de l'air dans le corps de l'appareil, la boule ou le flotteur, entraîné par leur poids, libère l'orifice qui laisse échapper l'air ; l'eau remplit de nouveau le corps et son action sur le mécanisme intérieur se traduit par la fermeture de l'évacuation.



Figure VI-7 : une ventouse

e) Cheminées d'équilibre :

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont.

Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement.

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ; La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

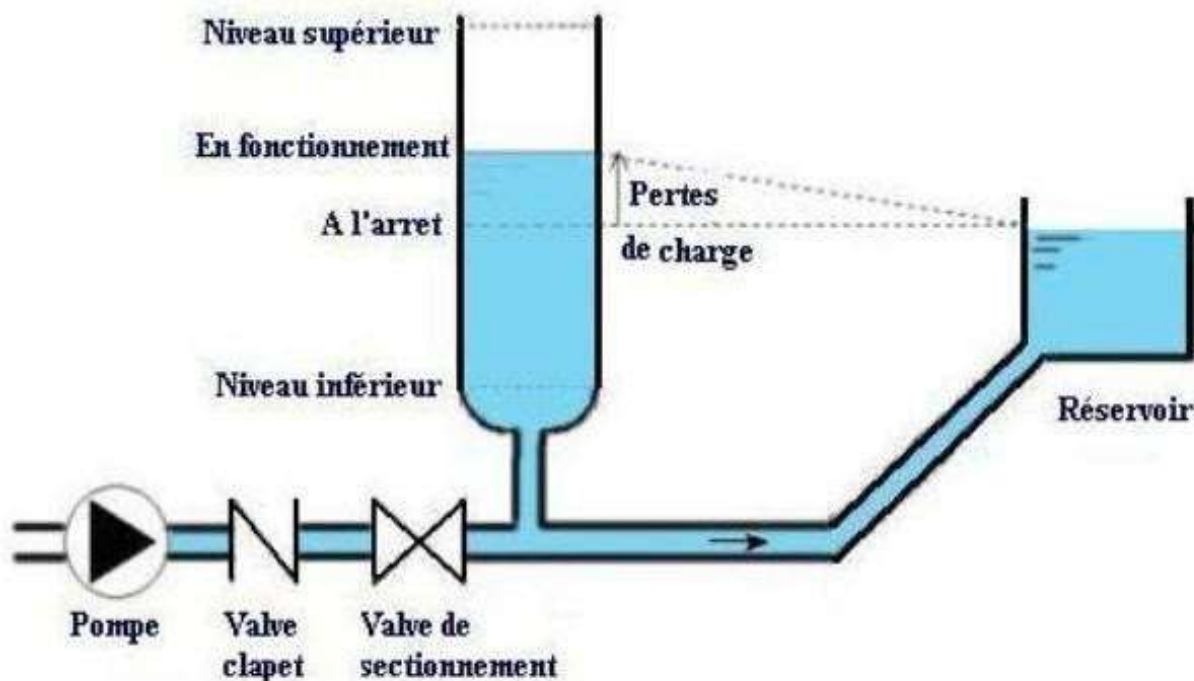


Figure VI-8 : Cheminée d'équilibre

f) Le réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

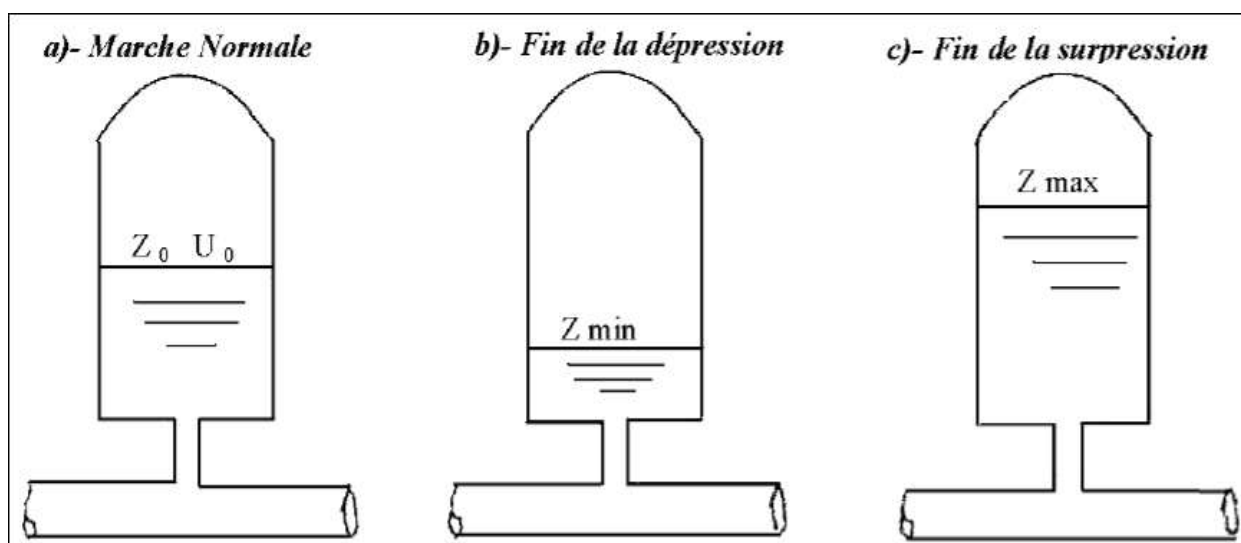


Figure VI-9 : Réservoir d'air

5. Étude du coup de bélier

Dans cette étude, on calcule les valeurs des variations de pression (surpression et dépression).

Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible. Si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier [10].

5.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

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

Avec :

- **K** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- **e** : Épaisseur de la conduite (mm).

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

Tableau VI-2 : valeurs du coefficient K

5.2. Premier cas : Fermeture brusque

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

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

Avec :

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- **B** : La valeur du coup de bélier (m)
- **a** : la célérité de l'onde (m/s²)
- **V₀** : la vitesse de l'écoulement en régime permanent initial (m/s)
- **g** : l'accélération de la pesanteur (m/s²)

- **La valeur maximale de la pression-surpression :**

$$H_S = H_0 + B \quad \text{(VI.4)}$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression :**

$$H_S = H_0 - B \quad \text{(VI.5)}$$

Où

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad \text{(VI.6)}$$

Avec

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement
- **10** : Pression atmosphérique

5.3. Second cas : Fermeture lente

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

$$T > 2 \times \frac{L}{a} \quad \text{(VI.7)}$$

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

$$B = 2 \times L \times \frac{V_0}{g \times T_0} \quad \text{(VI.8)}$$

6. Calcul des valeurs du coup de béliet pour les différents tronçons

6.1. Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans le tableau (VI.3) ci-après

Tronçons	D ext (mm)	e(mm)	V (m/s)
SR1-R1	400	36.3	1.05
SR2- R3	400	45.4	0.81
R1-R2	250	22.7	1.277
R3-R2	315	28.6	1.445

Tableau VI-3 : Caractéristiques des tronçons (gravitaire et refoulement)

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (VI.4) ci-dessous.

Adduction	Tronçons	Hg (m)	H ₀ (m)	a(m/s)	B(m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (bar)
refoulement	SR1-R1	166	176	319.03	34.14	210.48	141.85	16
	SR2-R3	113	123	319.12	27.32	150.32	95.67	16
gravitaire	R1-R2	44	54	319.12	41.54	95.54	12.45	16
	R3-R2	26	36	319.11	47.03	83.03	11.03	16

Tableau VI-4 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire et refoulement)

6.2. Interprétation des résultats

D'après le tableau (VI.4) ci-dessus :

La valeur de la surpression pour le tronçon en adduction par refoulement SR1-R1 dépasse la pression nominale (PN16). Dans la pratique, la conduite en PEHD admet généralement un coefficient de sécurité (Cs) pouvant aller de 10% à 40% [12].

Si on prend un coefficient de sécurité de 35%, la conduite PN16 peut supporter alors facilement une pression de : $16 + 0.35 \times 16 = 21.6$ bars s'équivalent à 216 mce. De ce fait, le tronçon SR1-R1 est protégé car la surpression qui est de 210.48 est inférieure à 216 m ; mais pour que la conduite ne se détériore pas à long terme, on met en place une ventouse.

Par ailleurs, pour les autres tronçons, les dépressions ont des valeurs positives acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs de la surpression qui ne dépassent pas la pression nominale.

Ainsi, ces tronçons ne concourent aucun risque contre le phénomène dangereux du coup de bélier.

7. Conclusion

L'étude du phénomène du coup de bélier a montré que les valeurs de dépression et de surpression pour les conduites en refoulement sont très acceptables et ne dépassent pas la pression nominale.

Par conséquent, elle ne nécessite pas de protection anti-bélier. Cependant, pour les tronçons gravitaires, les deux tronçons ne présentent aucun risque ni de surpression ni même de dépression, donc aucune protection n'est à envisager.

CHAPITRE VII. RÉSEAU DE DISTRIBUTION

1. Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations connectées entre elle sur lesquelles des branchements seront piquées en vue de satisfaire le consommateur. Toutes fois une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestique, industriel ou agricole. Pour ce faire, nous utiliserons le logiciel EPANET.

2. Les types de réseau [17]

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

- Le réseau ramifié.
- Le réseau maillé.
- Le réseau mixte.

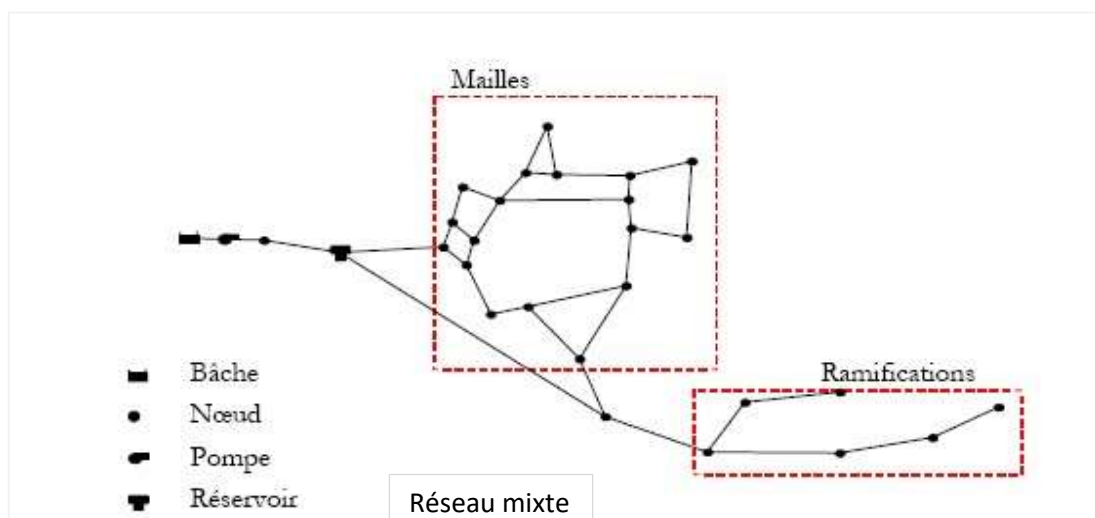
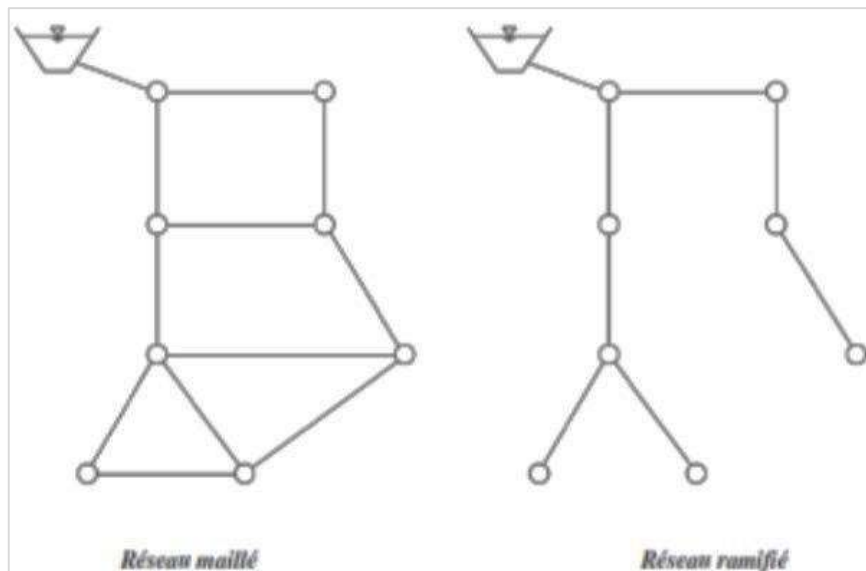


Figure VII-1 : Schémas des différents types de réseau de distribution

2.1.Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout le long de la conduite principale. C'est un réseau arborescent (ramifié) qui n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau.

2.2.Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, on suivant son tracées ; contrairement au réseau ramifié.

Le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de maille en conservant certaine ramification). Bien que son cout soit élevé ; il reste préférable au réseau ramifié car : dans le cas d'une fuite dans une conduite, on peut la réparer sans faire couper l'alimentation de la ville. Ce réseau présente les avantages suivants :

- Une alimentation de retour ;
- Isolation du tronçon accidenté par une simple manœuvre de robinet.

2.3.Réseau mixte

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

Aspect	Ramifié	Maillé
Pertes de charges	Élevés	Faibles
Écoulements	Risques de zones de stagnation aux extrémités	Satisfaisant
Réparation	Risque de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention
Frais de pompage	Élevés	Faibles

Tableau VII-1 : caractéristiques des réseaux d'alimentation en eau potable

3. Conception d'un réseau

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

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

4. Principe de tracé du réseau

Le tracé de notre réseau de distribution a été conçu en tenant compte des paramètres suivants :

- Repérer les quartiers les plus denses de la population.
- Repérer les consommateurs importants (débit concentré).
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situés sur les côtes les plus élevés pour bien répartir l'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par les conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

5. Choix du système de distribution

Dans l'alimentation en eau potable ; on distingue deux principaux systèmes de distributions :

- Système à réservoir de tête.
- Système à contre réservoir ou à injection directe.

6. Choix du type de matériaux

Dans le but de bon choix du type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre.
- La pression du service à supportées par le matériau.
- Les conditions de pose.
- Le prix.
- La durée de vie de matériau.
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

7. Équipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) [18]

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

- **Les canalisations** : Les réseaux de distribution sont constitués de :
 - Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
 - Conduites secondaires qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.
- **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

- **Bouches ou poteau d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.
- **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu.
- **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses sont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.
- **Régulateurs de pression** : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- **Robinets de vidange (décharge)** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :
- **Les Tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

Quelques figures des Appareils et accessoires

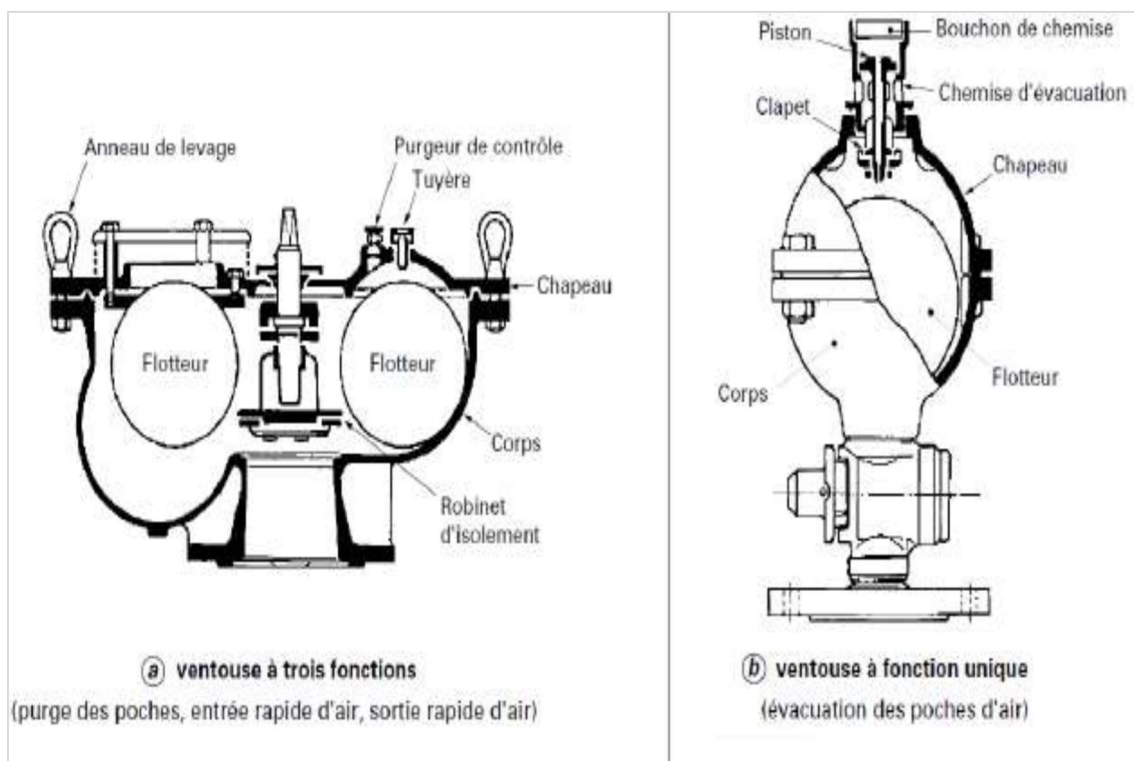


Figure VII-2 : ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)

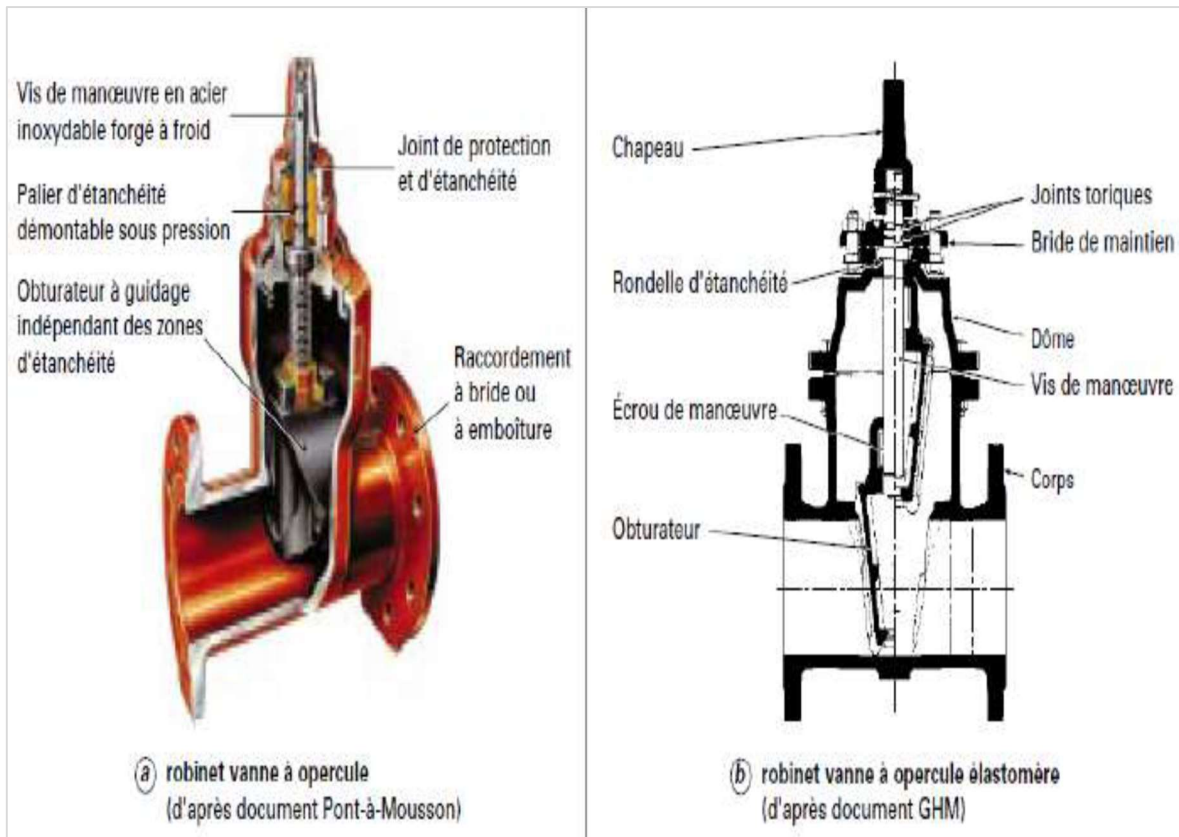


Figure VII-3 : Robinet vanne à opercule



Figure VII-4 : Pièces spéciales de raccord

8. Choix du type de réseau

Dans ce qui suit, le calcul du réseau de distribution se fait généralement par deux (02) méthodes :

- LA METHODE DE « HARDY CROSS ».
- LE CALCUL PAR LE LOGICIEL « EPANET » ; c'est sur ce dernier que se base essentiellement la suite de notre projet.

8.1.Méthode de Hardy – cross

a) Principe

Cette méthode de calcul par itération consiste à répartir les grandeurs arbitrairement et de vérifier les conditions d'équilibre ou de continuité. Si ces conditions ne sont pas satisfaites, on modifie la répartition selon des lois permettant de réduire le déséquilibre, on répète le cycle correctif jusqu'à ce que les conditions d'équilibre ou de continuité soient satisfaites. [17]

b) Conditions d'équilibre

En effet, la méthode de Hardy Cross repose sur deux (02) lois appelées lois de Kirchhoff.

- Loi des nœuds (1ere loi de Kirchhoff) :
En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent.
- Loi des mailles (2eme loi de Kirchhoff) :

Le long d'un parcours orienté et fermé (maille), la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

Exemple : soit le système suivant :

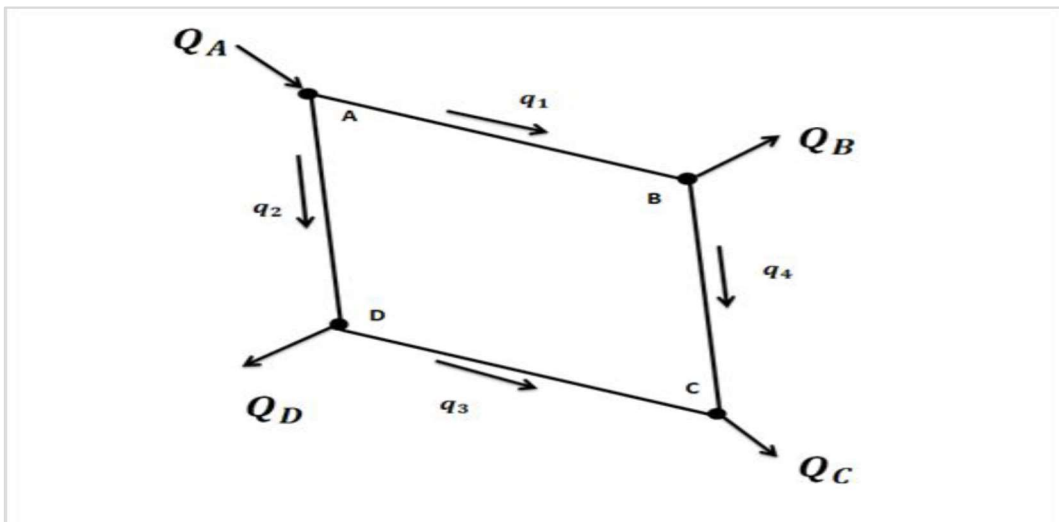


Figure VII-5 : Illustration de la méthode de Hardy-cross dans une maille

- Loi des nœuds : $Q_A = Q_1 + Q_2$
- Loi des mailles : $\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$

8.2. Calcul hydraulique du réseau maillé

Les conduites devront transiter les eaux avec plus fort débit instantané à l'heure de pointe ainsi qu'à l'heure pour laquelle la consommation est minimale.

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante, tout d'abord nous déterminons :

- Les débits de route pendant les heures considérées.
- Le débit spécifique en considérant les débits de route.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds.

a) Débits de route

Il se définit comme étant le débit répartis uniformément le long d'un tronçon du réseau. Le débit de route est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = \sum Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- $\sum Q_r$: la somme du Q de route (débit de chaque tronçon).
- $\sum Q_{\text{cons}}$: la somme du débit consommé.
- $\sum Q_{\text{conc}}$: la somme du débit concentré.

Avec :

- $\sum Q_{\text{conc}} = \sum Q_{\text{ind}} + \sum Q_{\text{ferme}}$
- $\sum Q_{\text{ind}}$: la somme Q consommé par industrie.
- $\sum Q_{\text{ferme}}$: la somme des débits consommés par les fermes.

b) Débit spécifique

Pour pouvoir utiliser le concept du débit spécifique ; nous supposons que les habitants sont répartis uniformément tous le long du réseau, le débit spécifique est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{sp}} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique (l / s / ml).
- $\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m).
- Et pour le calcul le débit de route de chaque tronçon :

$$Q_r = Q_{\text{sp}} * L_i \quad (\text{VII.3})$$

c) Les débits aux nœuds

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau ; il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_n = 0.55 \sum Q_{r_i} + \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{VII.4})$$

Avec

- Q_n : débits aux nœuds
- $\sum Q_{r_i}$: somme des débits route des tronçons reliait au nœud i.
- $\sum Q_{\text{conc}}$: Débit concentré au nœud i

8.3. Modélisation et simulation du réseau

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de multiplier sa puissance de travail. Pour ce, nous avons fait appel au logiciel EPANET qui permet d'établir le calcul des paramètres hydrauliques et des pressions.

a) Présentation du logiciel EPANET

Est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [19].

b) Étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [19] :

- Tracé du réseau ;
- Saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation

c) Modélisation du réseau

Le calcul des paramètres hydraulique ; les débits de route, les diamètres, les vitesses, les pressions et les pertes de charge sont établis par le logiciel EPANET. Les tableaux (aux annexes VII.1. et VII.2.) donnent les rapports de calcul et simulation complets pour les tuyaux ou conduites (Pipe en anglais) et les nœuds (Junction en Anglais).

- Le tableau VII.1 ci-dessous illustre les résultats de simulation au niveau de quelques conduites (Pipe en Anglais) :

Pipe / Conduite	longueur (m)	du nœud	au nœud	diamètre intérieur (mm)	diamètre nominal (mm)	débit route (L/s)	vitesse (m/s)	perte de charge (m/m)
C-304	4	N-205	PBV-4	73,6	90	0	0	0
C-305	10	PBV-4	N-213	73,6	90	0	0	0
C-243	224	N-191	N-192	102,2	125	-0,25	0,03	0
C-303	142	PBV-3	N-84	130,8	160	-0,48	0,04	0
C-111	29	N-83	N-84	130,8	160	-0,57	0,04	0
C-272	169	N-217	N-218	61,4	75	0,15	0,05	0
C-307	8	PBV-5	N-220	102,2	125	0,82	0,1	0
C-278	308	N-221	N-222	61,4	75	0,31	0,1	0
C-169	79	N-124	N-130	26	32	0,23	0,43	0,012
C-122	76	N-91	N-93	61,4	75	1,29	0,44	0,004
C-261	80	N-208	N-209	26	32	0,23	0,44	0,012
C-56	51	N-47	N-48	90	110	-2,78	0,44	0,002
C-156	81	N-118	N-119	26	32	0,23	0,44	0,012
C-63	22	N-52	N-53	61,4	75	-1,3	0,44	0,004
C-60	29	N-51	N-48	61,4	75	1,32	0,45	0,004
C-276	178	N-220	N-221	73,6	90	1,9	0,45	0,003
C-158	84	N-120	N-121	26	32	0,24	0,46	0,013
C-165	10	N-126	N-47	130,8	160	-6,18	0,46	0,002
C-264	86	N-210	N-212	26	32	0,25	0,47	0,013
C-288	898	N-191	N-225	130,8	160	22,69	1,69	0,018
C-274	158	N-219	N-216	61,4	75	-5,05	1,71	0,047
C-95	6	N-71	N-72	90	110	-10,85	1,71	0,029
C-281	350	N-223	N-224	73,6	90	-7,68	1,81	0,042
C-97	59	N-72	N-73	90	110	-11,51	1,81	0,033
C-105	58	N-77	N-79	51,4	63	3,86	1,86	0,069
C-99	55	N-73	N-64	90	110	-12,13	1,91	0,036
C-102	36	N-76	N-70	61,4	75	-5,77	1,95	0,06
C-83	47	N-62	N-63	90	110	12,57	1,98	0,039
C-257	230	N-201	N-205	51,4	63	4,39	2,12	0,088

Tableau VII-2 : Illustration de résultats de simulation au niveau de quelques conduites

- Le tableau VII.2. ci-dessous illustre les résultats de simulation pour les pressions au niveau de quelques nœuds :

Label	Altitude en mètre	Zone	débit au nœuds (l/s)	cote piézométrique (m)	Pression au sol(m H ₂ O)
N-207	102,31	Zone - 3	0,43	106,81	4,49
N-209	101,61	Zone - 3	0,23	106,87	5,24
N-205	105,4	Zone - 3	0,8	112,46	7,05
N-208	97,25	Zone - 3	0,89	107,8	10,53
N-199	114	Zone - 3	0,38	135,43	21,39
N-114	112,23	Zone - 1	0,99	168,34	56
N-37	114,19	Zone - 1	0,11	170,33	56,03
N-115	115,32	Zone - 1	0,77	171,51	56,08
N-219	75,9	Zone - 3	1,08	132,27	56,25
N-107	115,07	Zone - 1	0,08	171,53	56,35
N-147	106,48	Zone - 1	0,46	163,2	56,61
N-118	114,66	Zone - 1	0,85	171,68	56,9
N-128	95,15	Zone - 1	0,32	167,84	72,55
N-155	138,29	Zone - 2	0,17	211,26	72,83
N-132	96,79	Zone - 1	0,98	170,15	73,21
N-88	92,08	Zone - 1	1,81	166,21	73,98
N-127	96,03	Zone - 1	0,9	170,22	74,04
N-89	88	Zone - 1	0,29	164,47	76,32
N-159	135,7	Zone - 2	1,03	212,34	76,48
N-66	82,45	Zone - 1	0,56	159,21	76,61
N-133	91,12	Zone - 1	0,86	170,08	78,8
N-67	81,78	Zone - 1	0,32	161,08	79,15

Tableau VII-3 : Illustration de résultats de simulation au niveau de quelques nœuds

- Le tableau VII.3. ci-dessous donne les résultats de simulation (paramètres) pour les trois réducteurs de pressions :

Label	altitude (m)	diamètre	cote piézométrique amont (m)	cote piézométrique avale (m)
PBV-1	113,52	200	174,22	144,14
PBV-3	102,51	125	170	139,93
PBV-5	68,04	100	161,39	131,32

Tableau VII-4 : Paramètres des trois réducteurs de pressions après simulation

8.4. Aperçu de la simulation du réseau de distribution sur le logiciel Epanet

La figure ci-dessous illustre la simulation du réseau de distribution de toutes les zones de *Tidjlabine* sur EPANET.

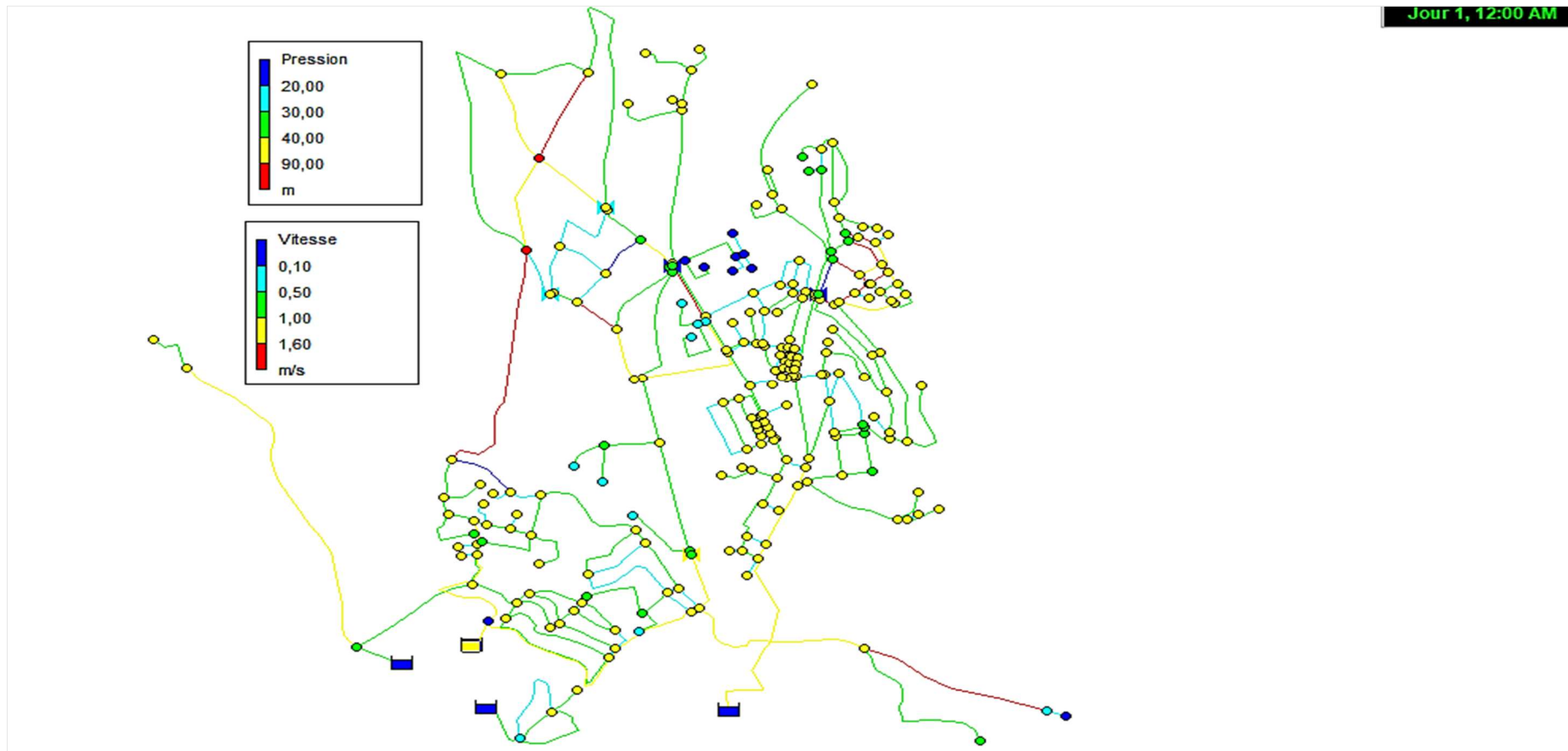


Figure VII-6 : Aperçu de la simulation sur EPANET du réseau de distribution des différentes zones de Tidjlabine

Remarque :

Dans le schéma précédent, on constate que le programme nous signale un souci dans trois tronçons et deux nœuds, coloriés en rouge. Cela signifie qu'au niveau de ces derniers, les pressions sont toujours importantes (mais acceptables) d'où la nécessité d'installer encore d'autres réducteurs de pressions afin de faire chuter les pressions, ce qui coûtera très cher donc on laisse notre réseau tel qu'il est pour des raisons économiques.

9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution de la zone d'étude dont l'ossature est du type mixte. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, la vitesse, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté une forte pression au niveau d certains nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de trois (03) réducteurs de pression dans certains tronçons. Ces derniers ont permis la réduction de la pression aux nœuds avals. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN16) avec des diamètres nominales compris entre 32 mm et 250 mm et pour lesquels les pressions et s vitesses sont acceptables.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Tout au long de ce mémoire, nous avons traité les différentes phases du projet d'alimentation en eau potable de la commune de *Tidjelabine*, Wilaya de *Boumerdes*, et ceci à partir de la chaîne SPIK, SPET et les forages.

Selon la présente étude, la population des trois zones concernées atteindra 47131 habitants à l'horizon 2051 en se basant sur un taux d'accroissement moyen annuel de 1.15%. La consommation pour cet horizon sera de l'ordre de 14050.5 m³ /j.

Nous avons procédé à la vérification des capacités des réservoirs existants, cette dernière nous a montré la nécessité de projeter une bache à eau d'une capacité de 800 m³ au niveau de SR1 et pour SR2 une bache à eau d'une capacité de 300 m³ a projeté. Deux réservoirs projetés pour les unités 1 et 2 d'une capacité de 2000 m³ et 900 m³ respectivement, qui seront jumelés avec les réservoirs existants.

Par ailleurs, la chaîne d'adduction est composée de deux tronçons à écoulement par refoulement de diamètre de 400 mm et de deux autres à écoulement gravitaire de diamètre de 250 mm et 315 mm. Le matériau choisi est dans l'ensemble le PEHD ; les pressions nominales sont de 16 bars.

L'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour les stations de reprise. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM 150H/ 3 G pour SR1 et concernant la SR2 on a opté pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type NCH 100-315/342.

Pour assurer la protection de la conduite d'adduction par refoulement SR1-R1 contre le phénomène du coup de bélier, avec le coefficient de sécurité, la conduite peut supporter facilement la suppression. Tandis que, les trois autres tronçons ne présentent aucun risque vis-à-vis de ce phénomène.

À l'aide du logiciel EPANET, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution de la zone d'étude. Après simulation on a constaté une forte pression au niveau des nœuds, pour cela on a opté pour l'installation de trois réducteurs de pression. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN16) pour des diamètres intérieurs compris entre 26 mm et 204.6 mm et pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptables.

Enfin, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ de ce projet.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Données recueillies : PDAU communal, PDAU intercommunal (*Thenia, Corso et Tidjelabine*) et la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de *Boumerdes*.
- [2] Référence web:
 -Google earth
 -Google MAPS
- [3] ANRH Agence nationale des ressources hydrauliques (wilaya de *Boumerdes*).
- [4] Données recueillies : RGPH auprès des services APC de la commune de *Tidjelabine*.
- [5] PNE (Plan national de l'eau 2008).
- [6] **Diop, N. (2002)**. Etude complète de l'alimentation en eau potable du village *Ritté DIAW*.
 Projet de Fin d'Etudes. *Université Cheikh ANTA DIOP, Ecole Supérieure Polytechnique, Sénégal*, 187 pages.
- [7] **Goudjil, S., Sadelli, H. (2017)**. Alimentation en eau potable des localités *M'nair I, M'nairII, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Kouidi et El Assa (W. Souk Ahras)*. Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. *Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie*, 140 pages.
- [8] **Dupont, A. (1979)**. Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages
- [9] **Djouder, L., Taguemount, L. (2017)**. Réaménagement et extension du système d'alimentation en eau potable de la commune de *Tizi Rached wilaya de Tizi Ouzou*. Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. *Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie*, 165 pages.
- [10] **Bonin, J. (1977)**. Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Edition Eyrolles, 228 pages.
- [11] **VALIRON F.**, « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1 » Edition technique et documentation Lavoisier, 1994.
- [12] **Carlier, M. (1980)**. Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles, Paris, 588 pages.
- [13] **Ahfir, A. (2017)**. Etude de renforcement en AEP de la commune de Beni- Maouche à partir du système d'adduction du couloir *Tichi-Haf- Bejaïa*, Mémoire de Fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. *Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie*, 131pages.
- [14] **BOURAINÉ, L. et YAICI, F. :**'' Renforcement en AEP de la commune de MAATKAS à partir des deux forages sis *Boughni et Bougdoura*'' . Mémoire de fin d'étude, *Université de BEJAIA*, 2017
- [15] **PERNES P.**, Hydraulique unidimensionnelle partie 2, Edition Cemagref, Massy 2004.
- [16] **AUMAR, N. et AIT ARAB, M. :**'' Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de *Bouzeguene, wilaya de Tizi-Ouzou*, à partir de l'oued *Boubhir*'' . Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2018.

[17] **Mr. Benariba Mourad** : Mémoire de fin d'étude. Alimentation en eau potable de la ville de *Chebli (W. BLIDA)*, *Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, Algérie*, 83 page, juin 2013

[18] **BENRADOUANE, N. et BEZAID, Y.** : Mémoire de fin d'étude. Conception et Dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'*ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W. SKIKDA)*, master *université Abderrahmane Mira, Algérie*, 72 page, juin 2015.

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

[20] **Catalogue STPM Chiali.** Catalogue technique de PEHD.

ANNEXES

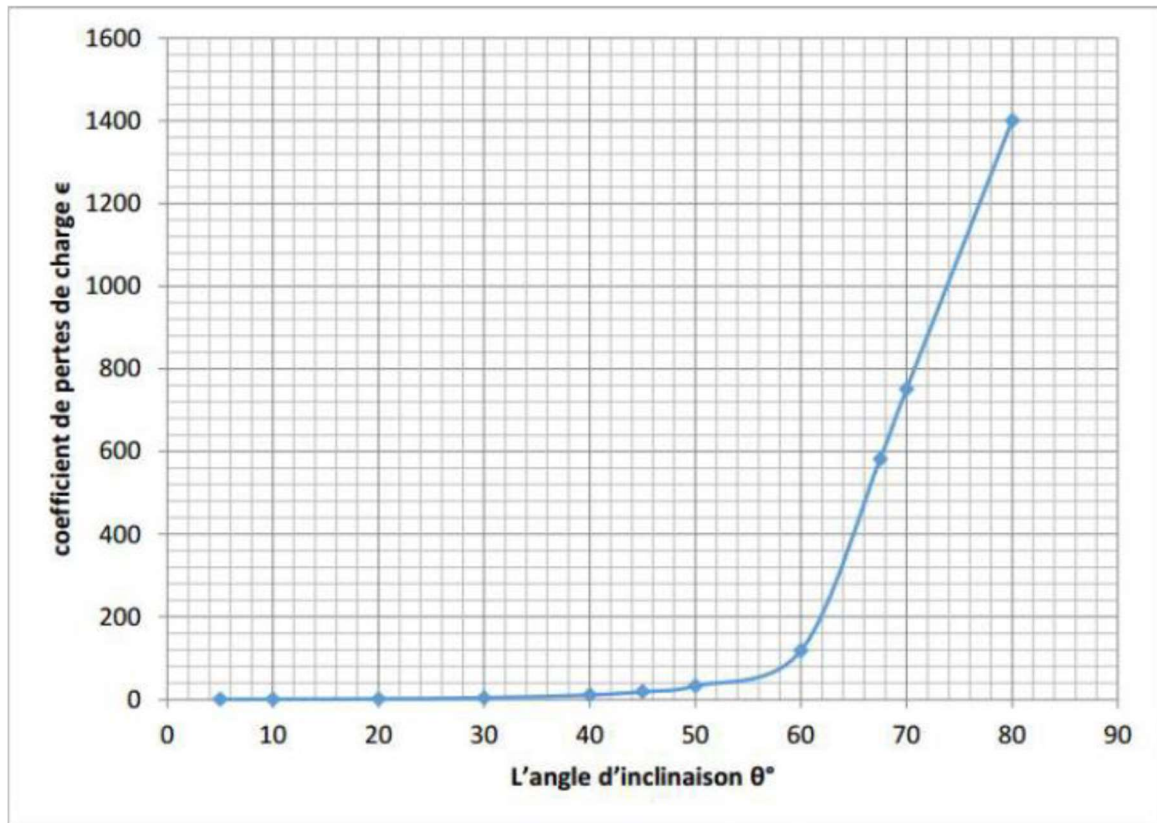
HEURES	COEFFICIENT DE VARIATION MAXIMALE HORAIRE DE LA CONSOMMATION (KMAX H)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
00-01	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
01-02	3.45	3.25	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
02-03	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
03-04	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
04-05	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
05-06	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
06-07	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
07-08	4.4	4.45	4.65	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
08-09	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
09-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.45	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.45	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe.III.1. Régime de consommation des agglomérations.

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Annexe IV.1. Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400

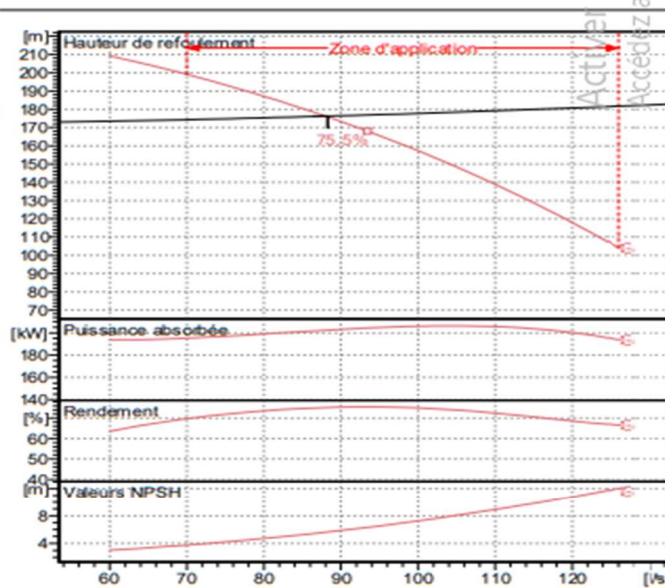


Annexe IV.2. Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Caractéristiques techniques

PML 150H/ 3 G	
Caractéristiques requises	
Débit	88,3 l/s
Hauteur de refoulement	176 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	88,3 l/s
Hauteur de refoulement	176 m
Puissance absorbée	203 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	245 m
Orif. de refoulement	DN150 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	250 kW
Intensité nominale	0 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	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	696 kW
Caractéristiques générales	
Poids	2398 kg

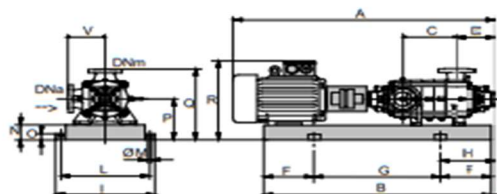
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



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

Dimensions mm

A = 2819
 B = 2302
 C = 485
 D = 351
 DNa = 200 PN8-25
 DNm = DN150 (UNI PN40)
 E = 236
 F = 350
 G = 1402
 H = 986
 I = 900
 L = 850
 M = 22
 N = 180
 O = 50
 V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
22.02.2022	1		

PumpTutor Version 3.8.1 - 04.06.2014 (Build 128)

Annexe V.1. Caractéristiques de la pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM 150H/ 3 G



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

NCH 100-315/342	
Caractéristiques requises	
Débit	107 l/s
Hauteur de refoulement	124 m
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

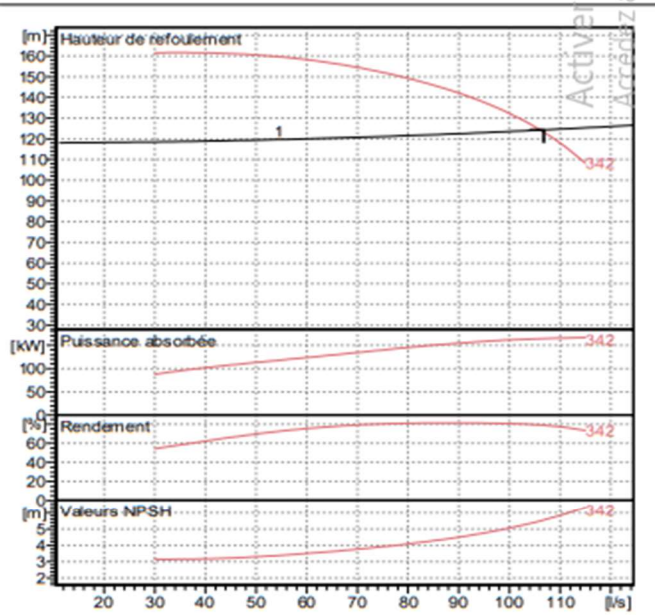
Caractéristiques de la pompe	
Débit	107 l/s
Hauteur de refoulement	124 m
Puissance absorbée	164 kW
Rendement	78,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	161 m
Orif. de refoulement	DN100

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	331 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	
Teneur maximum en matières solides	g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	1413 kg
Index de rendement minimum	M.E.I. >= 0,10

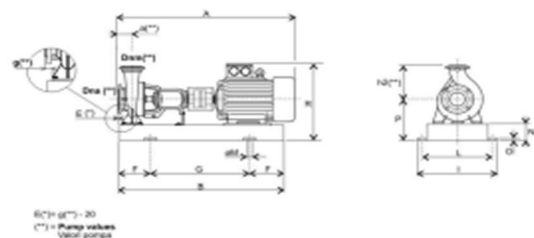
Matériaux	
Palier	Acier inox
Palier de liaison	Fonte grise
Couvercle garniture mécanique	Fonte grise
Langouette	Acier inox
Roue	Fonte grise
Garniture mécanique	Carbure de silicium/carbure de silicium
Anneau torique	Caoutchouc
Corps de pompe	Fonte grise
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc
Arbre	Acier inox
Entretoise d'arbre	Acier inox
Support	Fonte grise
Bague d'usure	Fonte grise



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

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

A = 1974 **Dimensions mm**



62° (67°) - 30
(*) = Pump valves
(**) = Valve pumps

Notes:			
Date 26.02.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°

PumpTutor Version 3.8.1 - 04.06.2014 (Build 128)

Annexe V.2. Caractéristiques de la pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type NCH 100-315/342

Pipe / Conduites	longueur (m)	du nœud	au nœud	diamètre intérieur (mm)	diamètre nominal (mm)	débit route (L/s)	vitesse (m/s)	perte de charge (m/m)
C-304	4	N-205	PBV-4	73,6	90	0	0	0
C-305	10	PBV-4	N-213	73,6	90	0	0	0
C-243	224	N-191	N-192	102,2	125	-0,25	0,03	0
C-303	142	PBV-3	N-84	130,8	160	-0,48	0,04	0
C-302	8	N-85	PBV-3	130,8	160	-0,48	0,04	0
C-111	29	N-83	N-84	130,8	160	-0,57	0,04	0
C-272	169	N-217	N-218	61,4	75	0,15	0,05	0
C-306	190	N-225	PBV-5	102,2	125	0,82	0,1	0
C-307	8	PBV-5	N-220	102,2	125	0,82	0,1	0
C-278	308	N-221	N-222	61,4	75	0,31	0,1	0
C-176	139	N-134	N-135	61,4	75	0,32	0,11	0
C-209	36	N-163	N-164	26	32	-0,06	0,11	0,001
C-226	40	N-177	N-169	102,2	125	-0,92	0,11	0
C-245	99	N-192	N-178	130,8	160	-1,59	0,12	0
C-108	31	N-81	N-82	90	110	-0,78	0,12	0
C-175	29	N-134	N-85	102,2	125	1,15	0,14	0
C-220	358	N-169	N-173	26	32	0,08	0,15	0,002
C-142	28	N-108	N-109	26	32	0,08	0,15	0,002
C-140	29	N-106	N-107	26	32	0,08	0,16	0,002
C-144	29	N-110	N-111	26	32	0,08	0,16	0,002
C-135	29	N-101	N-102	26	32	0,09	0,16	0,002
C-64	35	N-53	N-45	26	32	-0,09	0,16	0,002
C-146	30	N-112	N-113	26	32	0,09	0,16	0,002
C-183	31	N-140	N-141	26	32	0,09	0,17	0,002
C-61	62	N-51	N-46	26	32	-0,1	0,19	0,003
C-43	37	N-36	N-37	26	32	0,11	0,2	0,003
C-4	39	N-3	N-4	26	32	0,11	0,21	0,003
C-225	98	N-176	N-177	130,8	160	-2,83	0,21	0
C-121	39	N-91	N-92	26	32	0,11	0,21	0,003
C-106	39	N-79	N-80	26	32	0,11	0,21	0,003
C-16	41	N-13	N-15	26	32	0,12	0,22	0,004
C-178	124	N-135	N-133	73,6	90	-0,95	0,22	0,001
C-131	64	N-41	N-99	163,6	200	-4,8	0,23	0
C-40	46	N-34	N-32	90	110	-1,51	0,24	0,001
C-66	35	N-54	N-44	61,4	75	-0,72	0,24	0,001
C-195	45	N-152	N-153	26	32	0,13	0,24	0,004
C-38	113	N-33	N-21	51,4	63	0,52	0,25	0,002
C-104	48	N-77	N-78	26	32	0,14	0,26	0,005
C-216	2	N-168	N-169	102,2	125	2,16	0,26	0,001
C-113	10	N-61	N-85	163,6	200	5,53	0,26	0
C-171	168	N-131	N-132	61,4	75	0,79	0,27	0,002

C-174	81	N-133	N-134	102,2	125	2,19	0,27	0,001
C-98	50	N-73	N-74	26	32	0,14	0,27	0,005
C-68	17	N-55	N-52	40,8	50	0,36	0,27	0,003
C-9	51	N-7	N-8	26	32	0,15	0,28	0,005
C-173	91	N-132	N-133	130,8	160	4	0,3	0,001
C-172	79	N-132	N-127	130,8	160	-4,19	0,31	0,001
C-263	57	N-210	N-211	26	32	0,17	0,31	0,007
C-233	59	N-182	N-183	26	32	0,17	0,32	0,007
C-36	207	N-22	N-32	40,8	50	-0,42	0,32	0,004
C-197	60	N-154	N-155	26	32	0,17	0,33	0,007
C-291	60	N-228	N-229	26	32	0,17	0,33	0,007
C-71	31	N-56	N-57	51,4	63	0,69	0,33	0,003
C-6	65	N-5	N-6	73,6	90	1,41	0,33	0,002
C-59	21	N-50	N-51	73,6	90	1,54	0,36	0,002
C-58	30	N-49	N-50	51,4	63	-0,76	0,36	0,004
C-37	109	N-32	N-33	102,2	125	-2,99	0,36	0,002
C-41	10	N-34	N-35	163,6	200	7,69	0,37	0,001
C-70	17	N-56	N-50	61,4	75	1,08	0,37	0,003
C-208	92	N-163	N-162	26	32	-0,2	0,37	0,009
C-273	138	N-218	N-219	73,6	90	-1,57	0,37	0,002
C-223	218	N-175	N-173	26	32	0,2	0,38	0,009
C-244	70	N-192	N-193	26	32	0,2	0,38	0,009
C-73	51	N-57	N-58	51,4	63	-0,8	0,38	0,004
C-277	175	N-221	N-218	32,6	40	-0,32	0,38	0,007
C-215	104	N-167	N-168	130,8	160	5,22	0,39	0,001
C-160	120	N-122	N-47	40,8	50	0,51	0,39	0,005
C-2	72	N-1	N-2	26	32	0,21	0,39	0,01
C-74	18	N-58	N-56	40,8	50	0,52	0,4	0,006
C-166	120	N-126	N-127	130,8	160	5,42	0,4	0,001
C-72	18	N-57	N-49	61,4	75	1,2	0,4	0,003
C-151	294	N-116	N-117	26	32	0,22	0,41	0,01
C-296	372	N-231	N-232	32,6	40	0,34	0,41	0,008
C-57	21	N-48	N-49	73,6	90	-1,75	0,41	0,003
C-76	18	N-59	N-55	40,8	50	0,55	0,42	0,006
C-34	78	N-29	N-30	26	32	0,23	0,42	0,011
C-45	80	N-35	N-39	130,8	160	5,79	0,43	0,002
C-169	79	N-124	N-130	26	32	0,23	0,43	0,012
C-122	76	N-91	N-93	61,4	75	1,29	0,44	0,004
C-261	80	N-208	N-209	26	32	0,23	0,44	0,012
C-56	51	N-47	N-48	90	110	-2,78	0,44	0,002
C-156	81	N-118	N-119	26	32	0,23	0,44	0,012
C-63	22	N-52	N-53	61,4	75	-1,3	0,44	0,004
C-60	29	N-51	N-48	61,4	75	1,32	0,45	0,004
C-276	178	N-220	N-221	73,6	90	1,9	0,45	0,003
C-158	84	N-120	N-121	26	32	0,24	0,46	0,013
C-165	10	N-126	N-47	130,8	160	-6,18	0,46	0,002

C-264	86	N-210	N-212	26	32	0,25	0,47	0,013
C-65	18	N-53	N-54	61,4	75	-1,43	0,48	0,005
C-177	89	N-135	N-136	26	32	0,26	0,48	0,014
C-39	105	N-33	N-34	130,8	160	6,64	0,49	0,002
C-235	91	N-184	N-185	26	32	0,26	0,5	0,015
C-62	24	N-50	N-52	61,4	75	-1,48	0,5	0,005
C-123	92	N-93	N-94	26	32	0,27	0,5	0,015
C-188	93	N-145	N-146	26	32	0,27	0,51	0,015
C-110	65	N-82	N-83	90	110	3,23	0,51	0,003
C-69	23	N-55	N-56	61,4	75	1,51	0,51	0,005
C-67	22	N-54	N-55	61,4	75	1,55	0,52	0,005
C-294	317	N-231	N-232	40,8	50	0,69	0,53	0,009
C-136	97	N-101	N-103	26	32	0,28	0,53	0,016
C-152	185	N-117	N-116	26	32	-0,28	0,53	0,017
C-75	23	N-58	N-59	61,4	75	-1,58	0,54	0,006
C-118	100	N-88	N-89	26	32	0,29	0,54	0,017
C-77	23	N-59	N-60	73,6	90	-2,32	0,55	0,005
C-185	102	N-142	N-143	26	32	0,3	0,56	0,018
C-47	220	N-40	N-33	163,6	200	11,73	0,56	0,002
C-229	150	N-178	N-179	163,6	200	-11,76	0,56	0,002
C-24	15	N-21	N-19	130,8	160	-7,53	0,56	0,002
C-53	18	N-44	N-45	102,2	125	4,67	0,57	0,003
C-161	7	N-122	N-123	163,6	200	12	0,57	0,002
C-55	100	N-46	N-47	90	110	3,7	0,58	0,004
C-270	285	N-216	N-214	61,4	75	1,76	0,59	0,007
C-297	109	N-232	N-233	26	32	0,32	0,59	0,02
C-78	18	N-60	N-54	73,6	90	2,53	0,59	0,005
C-162	58	N-123	N-124	51,4	63	1,25	0,6	0,009
C-164	23	N-125	N-126	26	32	-0,32	0,6	0,021
C-167	112	N-127	N-128	26	32	0,32	0,61	0,021
C-163	38	N-124	N-125	32,6	40	0,51	0,61	0,016
C-79	22	N-60	N-43	102,2	125	-5,03	0,61	0,004
C-15	113	N-13	N-14	26	32	0,33	0,62	0,021
C-168	113	N-125	N-129	26	32	0,33	0,62	0,022
C-82	285	N-62	N-27	90	110	-3,95	0,62	0,005
C-228	355	N-174	N-178	130,8	160	-8,43	0,63	0,003
C-159	144	N-120	N-122	163,6	200	13,29	0,63	0,002
C-312	1 028	PBV-7	N-223	40,8	50	-0,83	0,63	0,013
C-311	12	N-222	PBV-7	40,8	50	-0,83	0,63	0,013
C-32	152	N-28	N-29	130,8	160	-8,6	0,64	0,003
C-129	118	N-97	N-98	26	32	0,34	0,64	0,023
C-119	461	N-88	N-90	51,4	63	1,33	0,64	0,01
C-96	43	N-72	N-69	26	32	0,34	0,65	0,023
C-20	89	N-18	N-19	73,6	90	-2,78	0,65	0,006
C-35	295	N-28	N-31	40,8	50	0,85	0,65	0,014
C-218	121	N-170	N-171	26	32	0,35	0,66	0,024

C-212	527	N-165	N-164	40,8	50	0,87	0,66	0,014
C-42	82	N-35	N-36	51,4	63	1,4	0,67	0,011
C-227	196	N-177	N-175	73,6	90	-2,88	0,68	0,007
C-54	28	N-45	N-46	90	110	4,35	0,68	0,006
C-130	251	N-96	N-95	32,6	40	0,57	0,69	0,02
C-52	29	N-43	N-44	102,2	125	5,62	0,69	0,005
C-262	23	N-208	N-210	40,8	50	0,9	0,69	0,015
C-137	83	N-99	N-104	204,6	250	22,69	0,69	0,002
C-28	312	N-24	N-25	40,8	50	0,9	0,69	0,015
C-157	114	N-118	N-120	163,6	200	14,52	0,69	0,003
C-124	60	N-93	N-95	26	32	0,37	0,69	0,026
C-241	127	N-189	N-190	26	32	0,37	0,69	0,027
C-222	55	N-174	N-175	90	110	4,43	0,7	0,006
C-230	202	N-179	N-180	32,6	40	0,58	0,7	0,02
C-232	68	N-179	N-182	163,6	200	-14,75	0,7	0,003
C-13	129	N-11	N-12	26	32	0,37	0,7	0,027
C-231	204	N-179	N-181	32,6	40	0,59	0,71	0,021
C-221	245	N-173	N-174	61,4	75	-2,1	0,71	0,009
C-203	65	N-160	N-161	32,6	40	-0,59	0,71	0,021
C-33	26	N-29	N-23	130,8	160	-9,57	0,71	0,004
C-251	131	N-197	N-199	26	32	0,38	0,71	0,028
C-206	152	N-162	N-160	32,6	40	-0,6	0,72	0,021
C-250	133	N-197	N-198	26	32	0,39	0,73	0,029
C-256	133	N-202	N-204	26	32	0,39	0,73	0,029
C-125	224	N-95	N-96	32,6	40	-0,61	0,73	0,022
C-134	80	N-100	N-101	40,8	50	0,96	0,74	0,017
C-234	72	N-182	N-184	163,6	200	-15,49	0,74	0,003
C-17	113	N-10	N-16	204,6	250	24,29	0,74	0,002
C-181	213	N-138	N-139	32,6	40	0,62	0,74	0,022
C-14	27	N-11	N-13	40,8	50	0,97	0,74	0,017
C-155	99	N-118	N-104	163,6	200	-15,61	0,74	0,003
C-239	214	N-187	N-188	32,6	40	0,62	0,74	0,023
C-141	27	N-106	N-108	61,4	75	2,23	0,75	0,01
C-148	182	N-114	N-115	40,8	50	-0,98	0,75	0,017
C-27	57	N-23	N-24	130,8	160	10,13	0,75	0,004
C-170	144	N-123	N-131	130,8	160	10,15	0,76	0,004
C-46	302	N-39	N-40	204,6	250	-24,87	0,76	0,002
C-187	39	N-61	N-145	51,4	63	1,57	0,76	0,013
C-279	152	N-222	N-217	73,6	90	-3,25	0,76	0,009
C-285	963	N-225	N-226	32,6	40	0,64	0,77	0,024
C-268	21	N-215	N-200	163,6	200	-16,25	0,77	0,003
C-236	44	N-184	N-186	163,6	200	-16,36	0,78	0,003
C-145	27	N-110	N-112	51,4	63	1,62	0,78	0,014
C-153	47	N-117	N-114	40,8	50	-1,02	0,78	0,019
C-116	145	N-86	N-87	26	32	0,42	0,79	0,034
C-147	115	N-112	N-114	40,8	50	1,04	0,79	0,019

C-193	425	N-148	N-151	163,6	200	16,65	0,79	0,003
C-242	147	N-189	N-191	204,6	250	26,11	0,79	0,003
C-293	188	R-2000 projeté	N-231	102,2	125	6,53	0,8	0,006
C-138	7	N-104	N-105	102,2	125	6,54	0,8	0,006
C-254	28	N-201	N-202	61,4	75	2,36	0,8	0,012
C-247	232	N-194	N-195	32,6	40	0,67	0,8	0,026
C-51	5	N-42	N-43	130,8	160	10,82	0,81	0,005
C-117	65	N-86	N-88	73,6	90	3,44	0,81	0,01
C-275	79	N-219	N-220	61,4	75	2,4	0,81	0,012
C-259	149	N-206	N-207	26	32	0,43	0,81	0,035
C-190	147	R-500 beni fouda	N-148	204,6	250	26,85	0,82	0,003
C-266	24	N-213	N-214	90	110	-5,21	0,82	0,008
C-21	144	N-19	N-16	130,8	160	-11,03	0,82	0,005
C-207	197	N-161	N-163	32,6	40	0,69	0,82	0,027
C-252	245	N-196	N-200	204,6	250	27,18	0,83	0,003
C-217	105	N-168	N-170	61,4	75	2,45	0,83	0,013
C-292	597	N-227	N-230	51,4	63	1,73	0,83	0,016
C-240	69	N-187	N-189	204,6	250	27,47	0,84	0,003
C-258	38	N-205	N-206	73,6	90	3,59	0,84	0,01
C-204	160	N-161	N-158	61,4	75	-2,5	0,84	0,013
C-201	169	N-158	N-159	61,4	75	2,5	0,85	0,013
C-87	98	N-65	N-66	40,8	50	1,11	0,85	0,022
C-80	300	N-42	N-61	163,6	200	17,8	0,85	0,004
C-196	36	N-152	N-154	26	32	0,45	0,85	0,038
C-132	73	N-99	N-100	204,6	250	-28,13	0,86	0,003
C-199	158	N-156	N-157	26	32	0,46	0,86	0,039
C-11	29	N-9	N-10	204,6	250	28,32	0,86	0,003
C-139	27	N-105	N-106	61,4	75	2,55	0,86	0,013
C-19	142	N-17	N-18	130,8	160	11,59	0,86	0,005
C-189	159	N-145	N-147	26	32	0,46	0,87	0,04
C-219	250	N-170	N-172	32,6	40	0,72	0,87	0,03
C-180	571	N-137	N-138	90	110	5,53	0,87	0,009
C-182	23	N-138	N-140	61,4	75	2,57	0,87	0,014
C-29	355	N-24	N-26	102,2	125	7,14	0,87	0,007
C-115	372	N-85	N-86	90	110	5,54	0,87	0,009
C-205	148	N-159	N-162	32,6	40	0,73	0,87	0,03
C-128	60	N-97	N-81	73,6	90	-3,76	0,88	0,011
C-211	68	N-165	N-156	90	110	-5,62	0,88	0,009
C-238	79	N-186	N-187	204,6	250	29,14	0,89	0,003
C-267	453	N-214	N-215	90	110	-5,65	0,89	0,009
C-149	38	N-115	N-105	73,6	90	-3,78	0,89	0,011
C-120	309	N-83	N-91	61,4	75	2,63	0,89	0,014
C-44	163	N-36	N-38	26	32	0,47	0,89	0,042
C-202	39	N-159	N-160	32,6	40	0,75	0,9	0,032
C-50	8	N-39	N-42	204,6	250	29,53	0,9	0,003

C-194	126	N-151	N-152	40,8	50	1,18	0,9	0,024
C-23	89	N-20	N-21	102,2	125	-7,42	0,9	0,008
C-255	261	N-202	N-203	32,6	40	0,75	0,9	0,032
C-91	62	N-68	N-69	40,8	50	-1,19	0,91	0,025
C-133	107	N-100	N-7	204,6	250	-29,85	0,91	0,003
C-18	89	N-16	N-17	130,8	160	12,26	0,91	0,006
C-12	315	N-10	N-11	61,4	75	2,7	0,91	0,015
C-30	25	N-26	N-27	32,6	40	-0,77	0,92	0,033
C-127	60	N-96	N-97	61,4	75	-2,73	0,92	0,015
C-7	55	N-6	N-3	204,6	250	-30,36	0,92	0,004
C-143	21	N-108	N-110	51,4	63	1,93	0,93	0,019
C-210	382	N-164	N-165	51,4	63	-1,93	0,93	0,019
C-186	172	N-142	N-144	26	32	0,5	0,94	0,046
C-3	56	N-1	N-3	204,6	250	30,9	0,94	0,004
C-8	168	N-6	N-7	204,6	250	30,94	0,94	0,004
C-184	128	N-140	N-142	51,4	63	1,96	0,94	0,02
C-192	174	N-149	N-150	26	32	0,5	0,95	0,047
C-31	145	N-27	N-28	90	110	-6,04	0,95	0,01
C-179	221	N-131	N-137	102,2	125	7,82	0,95	0,009
C-200	48	N-156	N-158	90	110	6,09	0,96	0,01
C-248	412	N-194	N-196	204,6	250	31,57	0,96	0,004
C-26	100	N-22	N-23	163,6	200	20,22	0,96	0,005
C-295	142	N-232	N-231	51,4	63	-2	0,97	0,021
C-84	224	N-63	N-26	90	110	-6,15	0,97	0,01
C-249	166	N-196	N-197	51,4	63	2,01	0,97	0,021
C-286	280	N-226	N-223	51,4	63	-2,02	0,97	0,021
C-260	204	N-206	N-208	51,4	63	2,02	0,97	0,021
C-90	45	N-66	N-68	51,4	63	2,02	0,97	0,021
C-150	48	N-115	N-116	51,4	63	2,02	0,98	0,021
C-92	45	N-69	N-67	40,8	50	-1,28	0,98	0,028
C-25	11	N-20	N-22	163,6	200	20,71	0,99	0,005
C-198	157	N-151	N-156	130,8	160	13,42	1	0,007
C-22	22	N-18	N-20	130,8	160	13,64	1,01	0,007
C-48	69	N-9	N-41	204,6	250	33,89	1,03	0,004
C-89	13	N-67	N-65	61,4	75	-3,07	1,04	0,019
C-269	198	N-215	N-216	102,2	125	8,66	1,06	0,01
C-298	218	N-176	PBV-1	204,6	250	34,77	1,06	0,005
C-299	12	PBV-1	N-194	204,6	250	34,77	1,06	0,005
C-283	359	N-224	N-225	130,8	160	-14,23	1,06	0,008
C-289	607	N-176	N-227	102,2	125	9,09	1,11	0,011
C-88	51	N-66	N-67	40,8	50	-1,48	1,13	0,036
C-49	35	N-41	N-40	204,6	250	38,21	1,16	0,005
C-86	178	N-64	N-65	73,6	90	5,02	1,18	0,019
C-1	723	R-500 Medjbar	N-1	327,4	400	101,47	1,21	0,003
C-10	238	N-5	N-9	257,8	315	63,18	1,21	0,004

C-213	111	R-1000 projeté pour l'extension	N-166	327,4	400	104,33	1,24	0,003
C-5	58	N-1	N-5	257,8	315	65,64	1,26	0,005
C-93	51	N-68	N-70	51,4	63	2,75	1,33	0,037
C-85	17	N-63	N-64	130,8	160	17,87	1,33	0,012
C-224	26	N-167	N-176	204,6	250	43,82	1,33	0,007
C-253	460	N-200	N-201	90	110	8,82	1,39	0,02
C-282	279	N-224	N-222	26	32	0,77	1,44	0,1
C-237	592	N-186	N-166	204,6	250	-47,57	1,45	0,008
C-287	343	N-226	N-224	40,8	50	-1,93	1,48	0,06
C-101	77	N-75	N-76	61,4	75	4,52	1,53	0,038
C-191	1 228	N-148	N-149	61,4	75	4,56	1,54	0,039
C-103	95	N-76	N-77	61,4	75	4,58	1,55	0,039
C-214	863	N-166	N-167	204,6	250	51,91	1,58	0,009
C-271	135	N-213	N-217	61,4	75	4,72	1,59	0,042
C-290	609	N-227	N-228	40,8	50	2,11	1,61	0,07
C-94	74	N-70	N-71	51,4	63	-3,49	1,68	0,057
C-288	898	N-191	N-225	130,8	160	22,69	1,69	0,018
C-274	158	N-219	N-216	61,4	75	-5,05	1,71	0,047
C-95	6	N-71	N-72	90	110	-10,85	1,71	0,029
C-281	350	N-223	N-224	73,6	90	-7,68	1,81	0,042
C-97	59	N-72	N-73	90	110	-11,51	1,81	0,033
C-105	58	N-77	N-79	51,4	63	3,86	1,86	0,069
C-99	55	N-73	N-64	90	110	-12,13	1,91	0,036
C-102	36	N-76	N-70	61,4	75	-5,77	1,95	0,06
C-83	47	N-62	N-63	90	110	12,57	1,98	0,039
C-257	230	N-201	N-205	51,4	63	4,39	2,12	0,088
C-112	102	N-84	N-75	32,6	40	-1,86	2,23	0,169
C-109	142	N-82	N-76	51,4	63	-4,7	2,27	0,099
C-100	40	N-71	N-75	61,4	75	7,02	2,37	0,087
C-107	38	N-79	N-81	40,8	50	3,35	2,56	0,166
C-81	21	N-61	N-62	61,4	75	9,65	3,26	0,158

Annexe VII.1. Détermination, via EPANET, des caractéristiques (D_{int} , Vitesse, débit de route Q_r , Perte de charge) des différents tronçons du réseau de distribution.

Label	Altitude en mètre	Zone	débit au nœuds (l/s)	cote piézométrique (m)	Pression au sol(m H2O)
N-207	102,31	Zone - 3	0,43	106,81	4,49
N-209	101,61	Zone - 3	0,23	106,87	5,24
N-205	105,4	Zone - 3	0,8	112,46	7,05
N-206	102,78	Zone - 3	1,14	112,07	9,26
N-211	96,83	Zone - 3	0,17	107,09	10,23
N-208	97,25	Zone - 3	0,89	107,8	10,53
N-210	96,58	Zone - 3	0,48	107,46	10,87
N-166	169,99	Zone - 3	4,85	183,56	13,55
N-212	91,65	Zone - 3	0,25	106,33	14,65
N-229	104,87	Zone - 3	0,17	124,98	20,07
N-228	104,87	Zone - 3	1,94	125,41	20,5
N-199	114	Zone - 3	0,38	135,43	21,39
N-203	100,99	Zone - 3	0,75	123,85	22,81
N-204	104,72	Zone - 3	0,39	128,39	23,61
N-171	146,88	Zone - 3	0,35	170,99	24,06
N-201	108	Zone - 3	2,07	132,59	24,54
N-202	106,59	Zone - 3	1,22	132,26	25,62
N-198	107,54	Zone - 3	0,39	135,23	27,64
N-231	221,03	Zone - 4	3,49	249,01	27,93
N-195	108,85	Zone - 3	0,67	138,06	29,15
N-217	101,73	Zone - 3	1,32	131,96	30,16
N-194	113,26	Zone - 3	2,53	144,09	30,77
N-172	134,73	Zone - 3	0,72	166,46	31,66
N-213	105,74	Zone - 3	0,48	137,57	31,76
N-230	127,03	Zone - 3	1,73	158,87	31,77
N-214	105,83	Zone - 3	2,2	137,75	31,85
N-197	104,81	Zone - 3	1,25	139,09	34,2
N-170	139,45	Zone - 3	1,38	173,93	34,41
N-181	139,29	Zone - 3	0,59	174,01	34,66
N-84	104,78	Zone - 1	0,81	139,94	35,08
N-92	99,74	Zone - 1	0,11	135,4	35,59
N-188	137,17	Zone - 3	0,62	173,67	36,43
N-17	134,95	Zone - 1	0,67	171,55	36,53
N-91	98,67	Zone - 1	1,23	135,53	36,79
N-83	103,01	Zone - 1	1,17	139,93	36,85
N-82	102,89	Zone - 1	0,69	140,14	37,18
N-94	96,04	Zone - 1	0,27	133,87	37,75
N-148	179,41	Zone - 2	5,64	217,59	38,1
N-22	132	Zone - 1	0,91	170,59	38,51
N-20	132	Zone - 1	0,35	170,64	38,56
N-18	132	Zone - 1	0,73	170,8	38,72
N-81	100,48	Zone - 1	0,37	140,13	39,57
N-218	91,57	Zone - 3	1,39	131,94	40,29
N-227	126,37	Zone - 3	5,25	168,28	41,83

N-30	127,07	Zone - 1	0,23	169,13	41,97
N-186	136	Zone - 3	2,07	178,79	42,71
N-93	92,06	Zone - 1	0,66	135,23	43,09
N-222	87,5	Zone - 3	5,15	130,64	43,05
N-97	94,77	Zone - 1	0,69	139,46	44,6
N-164	161,89	Zone - 2	2,73	207,09	45,11
N-184	133,36	Zone - 3	0,6	178,65	45,19
N-16	126,78	Zone - 1	1	172,08	45,21
N-4	128	Zone - 1	0,11	173,42	45,33
N-96	93,04	Zone - 1	1,55	138,55	45,42
N-3	128	Zone - 1	0,43	173,55	45,45
N-6	127,47	Zone - 1	0,83	173,35	45,79
N-98	90,65	Zone - 1	0,34	136,71	45,97
N-32	125,22	Zone - 1	1,05	171,38	46,07
N-79	99,67	Zone - 1	0,39	146,51	46,74
N-1	126,76	Zone - 1	4,72	173,75	46,9
N-2	125,92	Zone - 1	0,21	173,05	47,03
N-5	126,24	Zone - 1	1,04	173,48	47,14
N-95	86,08	Zone - 1	1,55	133,64	47,46
N-182	130,84	Zone - 3	0,58	178,43	47,5
N-19	123,32	Zone - 1	0,72	171,38	47,96
N-168	127,1	Zone - 3	0,61	175,25	48,06
N-169	127,09	Zone - 3	1,16	175,25	48,06
N-180	125,96	Zone - 3	0,58	174,15	48,09
N-21	123,14	Zone - 1	0,63	171,34	48,1
N-8	124,1	Zone - 1	0,15	172,47	48,27
N-38	115,08	Zone - 1	0,47	163,64	48,46
N-216	90,94	Zone - 3	1,85	139,7	48,66
N-179	129,44	Zone - 3	1,81	178,24	48,7
N-165	165,49	Zone - 2	2,83	214,42	48,83
N-7	123,78	Zone - 1	0,94	172,74	48,87
N-33	122,31	Zone - 1	1,58	171,55	49,14
N-185	127,7	Zone - 3	0,26	177,3	49,5
N-157	158,86	Zone - 2	0,46	208,86	49,9
N-196	92,32	Zone - 3	2,38	142,53	50,11
N-163	156,84	Zone - 2	0,94	207,07	50,12
N-187	127,79	Zone - 3	1,05	178,54	50,65
N-34	120,58	Zone - 1	0,47	171,34	50,66
N-173	123,69	Zone - 3	2,38	174,6	50,81
N-29	118,96	Zone - 1	0,74	170	50,94
N-221	79,61	Zone - 3	1,91	130,74	51,03
N-77	99,14	Zone - 1	0,58	150,49	51,24
N-23	118,74	Zone - 1	0,52	170,09	51,24
N-76	102,45	Zone - 1	1,02	154,23	51,67
N-12	112,2	Zone - 1	0,37	164,13	51,82
N-35	119,27	Zone - 1	0,5	171,34	51,96

N-75	104,5	Zone - 1	0,63	157,2	52,6
N-232	193,22	Zone - 4	2,72	246,09	52,76
N-167	122,5	Zone - 3	2,88	175,38	52,78
N-36	117,32	Zone - 1	0,82	170,45	53,02
N-9	119,04	Zone - 1	0,97	172,43	53,28
N-183	124,04	Zone - 3	0,17	178,02	53,88
N-176	121,19	Zone - 3	2,78	175,2	53,9
N-41	118,04	Zone - 1	0,49	172,14	53,98
N-10	118,18	Zone - 1	1,32	172,34	54,06
N-40	117,71	Zone - 1	1,61	171,95	54,13
N-103	115,14	Zone - 1	0,28	169,44	54,2
N-100	117,81	Zone - 1	0,75	172,38	54,46
N-99	117,5	Zone - 1	0,64	172,16	54,55
N-104	117,28	Zone - 1	0,55	171,99	54,6
N-105	117,06	Zone - 1	0,21	171,94	54,78
N-177	120,2	Zone - 3	0,97	175,24	54,93
N-106	116,38	Zone - 1	0,24	171,59	55,1
N-80	91,03	Zone - 1	0,11	146,37	55,23
N-108	115,92	Zone - 1	0,22	171,31	55,27
N-110	115,49	Zone - 1	0,22	170,91	55,31
N-200	86,41	Zone - 3	2,1	141,83	55,31
N-112	114,5	Zone - 1	0,5	170,53	55,92
N-114	112,23	Zone - 1	0,99	168,34	56
N-37	114,19	Zone - 1	0,11	170,33	56,03
N-115	115,32	Zone - 1	0,77	171,51	56,08
N-219	75,9	Zone - 3	1,08	132,27	56,25
N-107	115,07	Zone - 1	0,08	171,53	56,35
N-147	106,48	Zone - 1	0,46	163,2	56,61
N-118	114,66	Zone - 1	0,85	171,68	56,9
N-31	108,36	Zone - 1	0,85	165,54	57,06
N-111	113,64	Zone - 1	0,08	170,85	57,1
N-109	114	Zone - 1	0,08	171,25	57,14
N-113	113,17	Zone - 1	0,09	170,47	57,19
N-162	150,47	Zone - 2	1,13	207,87	57,28
N-223	90,99	Zone - 3	4,83	143,96	52,87
N-189	120,41	Zone - 3	0,99	178,34	57,8
N-28	111,4	Zone - 1	1,71	169,53	58
N-161	153,98	Zone - 2	1,22	212,46	58,36
N-215	83,08	Zone - 3	1,94	141,76	58,57
N-70	97,5	Zone - 1	0,47	156,42	58,8
N-175	117,67	Zone - 3	1,36	176,59	58,81
N-190	116,02	Zone - 3	0,37	174,97	58,83
N-117	108,2	Zone - 1	1,52	167,44	59,13
N-120	112,07	Zone - 1	0,99	171,38	59,19
N-58	110,95	Zone - 1	0,27	170,84	59,77
N-24	109,93	Zone - 1	2,1	169,86	59,81

N-11	107,69	Zone - 1	1,36	167,64	59,83
N-139	98,91	Zone - 1	0,62	158,89	59,86
N-151	155,88	Zone - 2	2,05	216,11	60,11
N-144	92,71	Zone - 1	0,5	152,98	60,16
N-119	110,4	Zone - 1	0,23	170,73	60,21
N-121	109,87	Zone - 1	0,24	170,32	60,32
N-149	109,09	Zone - 2	4,06	169,79	60,57
N-14	104	Zone - 1	0,33	164,75	60,63
N-42	110,28	Zone - 1	0,91	171,19	60,79
N-39	110,29	Zone - 1	1,13	171,21	60,8
N-59	110	Zone - 1	0,18	170,97	60,84
N-101	110,05	Zone - 1	0,6	171,04	60,87
N-156	153,93	Zone - 2	1,25	215,02	60,96
N-60	109,82	Zone - 1	0,18	171,07	61,13
N-57	109,27	Zone - 1	0,29	170,64	61,25
N-13	105,79	Zone - 1	0,52	167,18	61,26
N-56	108,93	Zone - 1	0,26	170,74	61,68
N-43	109,28	Zone - 1	0,16	171,16	61,76
N-71	98,66	Zone - 1	0,35	160,64	61,86
N-55	108,77	Zone - 1	0,23	170,86	61,96
N-102	108,63	Zone - 1	0,09	170,97	62,22
N-131	108	Zone - 1	1,54	170,43	62,3
N-193	114,59	Zone - 3	0,2	177,31	62,59
N-27	105,27	Zone - 1	1,32	168,08	62,68
N-72	97,84	Zone - 1	0,31	160,81	62,84
N-54	107,9	Zone - 1	0,27	170,98	62,95
N-220	68,22	Zone - 3	1,32	131,32	62,97
N-49	107,46	Zone - 1	0,2	170,58	62,99
N-50	107,32	Zone - 1	0,26	170,69	63,24
N-116	107,1	Zone - 1	1,53	170,5	63,28
N-174	113,4	Zone - 3	1,9	176,91	63,38
N-137	104,84	Zone - 1	2,29	168,52	63,55
N-15	103,1	Zone - 1	0,12	167,03	63,8
N-52	106,77	Zone - 1	0,18	170,81	63,91
N-233	179,85	Zone - 4	0,32	243,89	63,91
N-123	106,92	Zone - 1	0,6	171,03	63,98
N-122	106,83	Zone - 1	0,78	171,04	64,08
N-53	106,18	Zone - 1	0,21	170,89	64,58
N-62	102	Zone - 1	1,02	166,76	64,63
N-158	149,76	Zone - 2	1,09	214,53	64,64
N-44	106,09	Zone - 1	0,24	171,02	64,81
N-138	98,64	Zone - 1	2,33	163,67	64,9
N-141	98,07	Zone - 1	0,09	163,28	65,08
N-51	105,27	Zone - 1	0,32	170,64	65,23
N-48	105,04	Zone - 1	0,29	170,52	65,35
N-130	104,07	Zone - 1	0,23	169,61	65,41

N-140	97,47	Zone - 1	0,53	163,35	65,75
N-73	96,69	Zone - 1	0,47	162,74	65,92
N-78	84,19	Zone - 1	0,14	150,26	65,93
N-26	101,09	Zone - 1	1,75	167,26	66,04
N-45	104,33	Zone - 1	0,23	170,97	66,5
N-143	92,01	Zone - 1	0,3	158,99	66,84
N-142	93,63	Zone - 1	1,16	160,83	67,07
N-191	110,59	Zone - 3	3,67	177,94	67,22
N-85	102,39	Zone - 1	1,62	170	67,48
N-124	102,85	Zone - 1	0,51	170,52	67,53
N-160	143,43	Zone - 2	0,74	211,1	67,53
N-61	102,13	Zone - 1	1,05	170,01	67,74
N-63	96,4	Zone - 1	0,86	164,94	68,4
N-192	109,33	Zone - 3	1,14	177,95	68,48
N-178	109,21	Zone - 3	1,75	177,96	68,62
N-25	96,4	Zone - 1	0,9	165,18	68,64
N-46	102	Zone - 1	0,55	170,81	68,67
N-129	98,4	Zone - 1	0,33	167,46	68,92
N-152	143,8	Zone - 2	0,6	213,05	69,11
N-145	100,2	Zone - 1	0,84	169,49	69,14
N-68	88,99	Zone - 1	0,46	158,28	69,15
N-134	100,35	Zone - 1	0,72	170,01	69,53
N-146	98,28	Zone - 1	0,27	168,07	69,65
N-153	142,78	Zone - 2	0,13	212,87	69,95
N-150	91,47	Zone - 2	0,5	161,71	70,09
N-69	89,43	Zone - 1	0,44	159,81	70,24
N-125	99,42	Zone - 1	0,5	169,91	70,35
N-64	94,19	Zone - 1	0,72	164,74	70,41
N-154	140,3	Zone - 2	0,28	211,68	71,23
N-47	98,94	Zone - 1	0,81	170,4	71,31
N-126	98,82	Zone - 1	0,44	170,38	71,42
N-135	97,96	Zone - 1	1,02	169,96	71,86
N-86	94,42	Zone - 1	1,68	166,82	72,26
N-74	90,04	Zone - 1	0,14	162,49	72,3
N-136	96,25	Zone - 1	0,26	168,72	72,32
N-128	95,15	Zone - 1	0,32	167,84	72,55
N-155	138,29	Zone - 2	0,17	211,26	72,83
N-132	96,79	Zone - 1	0,98	170,15	73,21
N-88	92,08	Zone - 1	1,81	166,21	73,98
N-127	96,03	Zone - 1	0,9	170,22	74,04
N-89	88	Zone - 1	0,29	164,47	76,32
N-159	135,7	Zone - 2	1,03	212,34	76,48
N-66	82,45	Zone - 1	0,56	159,21	76,61
N-133	91,12	Zone - 1	0,86	170,08	78,8
N-67	81,78	Zone - 1	0,32	161,08	79,15
N-87	81,96	Zone - 1	0,42	161,93	79,82

N-65	79,99	Zone - 1	0,84	161,34	81,18
N-226	64,9	Zone - 3	4,59	138,13	73,08
N-90	74,19	Zone - 1	1,33	161,66	87,29
N-224	67,7	Zone - 3	3,85	158,64	90,76
N-225	63,89	Zone - 3	7	161,42	97,33

Annexe VII.2. Détermination, via EPANET, des Pressions au niveaux des différents nœuds

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	1
DÉDICACES	2
SOMMAIRE	3
LISTE DES TABLEAUX	5
LISTE DES FIGURES.....	7
LISTE DES SYMBOLES	9
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	11
CHAPITRE I. PRÉSENTATION DU SITE	13
1. Introduction	14
2. Présentation du site	14
2.1. Situation géographique de la zone d'étude.....	14
2.2. Situation topographique.....	15
2.3. Situation climatique.....	16
a) Le climat.....	16
b) Les températures	16
c) Pluviométrie.....	18
d) Diagramme Ombrothermique.....	19
2.4. Situation hydraulique.....	21
a) Ressources existantes	21
b) Réseau d'adduction	21
c) Ouvrages de stockages	22
d) Réseau de distribution.....	22
2.5. Répartition des agglomérations.....	23
3. Conclusion	24
CHAPITRE II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	25
1. Introduction	26
2. Situation démographique.....	26
2.1. Agglomération chef-lieu (U.A.1).....	26
2.2. Unité d'agglomération N 02 (U.A.2)	27
2.3. Unité d'agglomération N 03(U.A.3)	27
3. Estimation de besoins en eau	27
3.1. Estimation de la population	27
3.2. Dotation	29
3.3. Consommation moyenne journalière $Q_{moy.j}$	30
4. Les différents types de besoins	30
4.1. Besoins domestiques	30
4.2. Besoins d'équipements	32
5. Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur	33
6. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{majoré.j}$	34
7. Débit maximum journalier $Q_{max.j}$	35
8. Débit minimum journalier $Q_{min.j}$	35
9. Débit moyen horaire $Q_{moy.h}$	36
10. Débit maximum horaire $Q_{max.h}$	37
11. Débit minimum horaire $Q_{min.h}$	38

12.	Bilan ressources-besoins	41
13.	Conclusion	42
CHAPITRE III. RÉSERVOIRS		43
1.	Introduction	44
2.	Classification des réservoirs	44
3.	Rôles d'un réservoir	44
4.	Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir	45
5.	Les équipements d'un réservoir	45
5.1.	Conduite d'adduction	45
5.2.	Conduite de distribution	46
5.3.	Conduite de Trop-plein	47
5.4.	Conduite de vidange	47
5.5.	Dispositions spéciales	47
a)	By-pass entre adduction et distribution	47
b)	Matérialisation de la réserve incendie	48
6.	Description du schéma synoptique des réservoirs	49
7.	Vérification des réservoirs des stations de reprises	50
8.	Capacité de réservoir :	50
8.1.	Méthode analytique :	50
a)	Détermination de la valeur de Pmax :	51
b)	Le volume total de réservoir [5] :	51
c)	Calcul du diamètre :	51
8.2.	Méthode graphique :	52
9.	Vérification des réservoirs	53
9.1.	Vérification de réservoir de la station de reprise de la zone d'activité (SR1)	53
9.2.	Vérification de réservoir de la station de reprise de la gare (SR2)	54
9.3.	Vérification de la capacité du réservoir R1 de Beni fouda	55
9.4.	Vérification de la capacité du réservoir R3 de Madjber	56
9.5.	Vérification de la capacité du réservoir R2 de Madjber	57
10.	Dimensionnement des réservoirs projetés	58
11.	Conclusion	58
CHAPITRE IV. ADDUCTION		59
1.	Introduction	60
2.	Type d'adduction	60
2.1.	Adduction gravitaire	60
2.2.	Adduction par refoulement	60
3.	Description du schéma d'adduction	60
4.	Critère de choix du tracé	61
5.	Choix du matériau de la conduite	61
6.	Les équipements du système d'adduction	62
6.1.	Robinets et vannes	62
6.2.	Ventouses	63
6.3.	Soupape de décharge	63
7.	Prix des conduites	64
8.	Étude technico-économique	64

8.1. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement	64
8.2. Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires.....	64
8.3. Calcul de la vitesse V	65
8.4. Calcul des pertes de charge ΔH	65
a) Les pertes de charge linéaires ΔH_L	65
b) Les pertes de charge singulières ΔH_S	66
8.5. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt	66
8.6. Calcul de la puissance absorbée par la pompe Pa	66
8.7. Calcul de l'énergie consommée par la pompe E	66
8.8. Calcul des frais d'exploitation Fexp.....	67
8.9. Calcul des frais d'amortissement Fam	67
8.10. Calcul du bilan BL	67
9. Dimensionnement de l'adduction par refoulement	67
9.1. Tronçon SR11100m ³ – R11400m ³	67
a) Caractéristiques du tronçon	67
b) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	68
c) Calcul des frais d'exploitation.....	68
d) Calcul des frais d'amortissement	68
e) Calcul du Bilan	68
9.2. Tronçon SR ₂ 1300m ³ –R ₂ 2000m ³ :.....	69
a) Caractéristiques du tronçon	69
b) Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	69
c) Calcul des frais d'exploitation.....	69
d) Calcul des frais d'amortissement	69
e) Calcul du Bilan	69
10. Dimensionnement de l'adduction gravitaire	70
10.1. Tronçon R ₁ 1400m ³ -R ₂ 2500m ³	70
a) Caractéristiques du tronçon	70
b) Calcul des pertes de charges.....	70
c) Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :	70
d) Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :	70
e) Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :	71
10.2. Tronçon R ₃ 2000m ³ -R ₂ 2500m ³	71
a) Caractéristiques du tronçon	71
b) Calcul des pertes de charges.....	71
c) Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :	71
d) Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :	71
e) Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :	72
11. Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	72
12. Conclusion	72
CHAPITRE V. POMPES ET STATIONS DE POMPAGE	73
1. Introduction	74
2. Classification des pompes	74
2.1. Les pompes volumétriques.....	74
2.2. Les turbopompes.....	74

3.	Principe de fonctionnement des pompes centrifuges.....	75
4.	Étanchéité d'une pompe centrifuge.....	76
5.	Couplage des pompes	76
5.1.	Couplage en série.....	76
5.2.	Couplage en parallèle.....	77
6.	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	77
6.1.	Hauteur manométrique totale	77
6.2.	La vitesse de rotation.....	77
6.3.	La puissance.....	78
7.	Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	78
8.	Caractéristiques d'une conduite.....	79
9.	Le point de fonctionnement de la pompe.....	79
9.1.	Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	80
9.2.	Régulation par étouffement (Le vannage).....	80
9.3.	Rognage de la roue	80
9.4.	Variation de la vitesse de rotation.....	81
10.	Le phénomène de cavitation	81
10.1.	La cavitation dans les pompes.....	81
10.2.	Notion du NPSH	82
11.	Choix des pompes du projet	83
11.1.	Station de reprise SR1.....	83
a)	Caractéristiques du tronçon	83
b)	Caractéristiques de la pompe	84
c)	Vérification de la cavitation de la pompe choisie.....	84
11.2.	Station de reprise SR2.....	85
a)	Caractéristiques du tronçon	85
b)	Caractéristiques de la pompe	85
c)	Vérification de la cavitation de la pompe choisie.....	86
12.	Conclusion	86
CHAPITRE VI. POSE ET PROTECTION DES CONDUITES		87
1.	Introduction	88
2.	Pose des conduites	88
2.1.	Pose en tranchées.....	88
2.2.	Traverse des points spéciaux	89
a)	Traversée d'une route.....	89
b)	Traversées d'oueds :.....	90
c)	Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	90
d)	Les butées	90
2.3.	Désinfection des conduites	91
3.	Protection contre la corrosion	91
3.1.	La corrosion externe.....	91
3.2.	La corrosion interne	91
4.	Protection contre le coup de bélier.....	91
4.1.	Les causes du coup de bélier	92

4.2. Les effets du coup de bélier.....	92
4.3. Équipements et moyens de protection	92
a) Le volant d'inertie	92
b) Les soupapes de décharge :.....	93
c) Clapet by-pass.....	93
d) Les ventouses :	94
e) Cheminées d'équilibre :	94
f) Le réservoir d'air.....	95
5. Étude du coup de bélier	96
5.1. La valeur du coup de bélier	96
5.2. Premier cas : Fermeture brusque	96
5.3. Second cas : Fermeture lente	97
6. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons.....	97
6.1. Caractéristiques des tronçons.....	97
6.2. Interprétation des résultats.....	98
7. Conclusion.....	98
CHAPITRE VII. RÉSEAU DE DISTRIBUTION	99
1. Introduction	100
2. Les types de réseau [16]	100
2.1. Réseau ramifié.....	101
2.2. Réseau maillé.....	101
2.3. Réseau mixte	101
3. Conception d'un réseau	101
4. Principe de tracé du réseau	102
5. Choix du système de distribution	102
6. Choix du type de matériaux.....	102
7. Équipement du réseau de distribution (Appareils et accessoires) [17].....	102
8. Choix du type de réseau	105
8.1. Méthode de Hardy – cross	105
a) Principe.....	105
b) Conditions d'équilibre	105
8.2. Calcul hydraulique du réseau maillé	106
a) Débits de route	106
b) Débit spécifique.....	106
c) Les débits aux nœuds	106
8.3. Modélisation et simulation du réseau	107
a) Présentation du logiciel EPANET	107
b) Étapes d'utilisation du logiciel EPANET	107
c) Modélisation du réseau	107
8.4. Aperçu de la simulation du réseau de distribution sur le logiciel Epanet	110
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	112
BIBLIOGRAPHIE	114
ANNEXES	117
TABLE DES MATIÈRES	136