



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

RASSOUL YUCEF

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU SECTEUR OUSSAMA (WILAYA DE BEJAIA)

Soutenu le **07/07/2019** devant le jury composé de :

- Président : **Mr BENZERRA Abbas.**
- Promoteur: **Mr HAMCHAOUI Samir.**
- Examineur : **Mr IKNI Tahar.**

Année Universitaire : 2018/2019

REMERCIEMENTS

Je remercie ALLAH le tout puissant qui m'a donné la force et la patience durant ces longues années d'études.

Un remerciement tout particulier à mes chers parents pour leurs sacrifices, leurs contributions, leurs soutiens et leurs patiences.

Je tiens à remercier sincèrement monsieur Hamchaoui, qui, en tant que directeur de mémoire, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je ne serais comment remercier Mr Hamadouche Naim pour son aide durant toute la période du travail.

Mes remerciements s'adressent à l'équipe de l'ADE : Mr Keddadouche, Mr Sadou, Mr Hamadouche et M^{me} Bitout.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes enseignants du département d'hydraulique, en particulier : Mr Belhocine et Mr Kadji.

DEDICACES

Je dédie ce travail...

À ma famille qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui : particulièrement mes chers parents. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

À ma grand-mère qui m'accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé.

À vous mes frères (Aissa, Moussa, Abraham) et mes sœurs (Djouhra, Hanifa) qui m'ont toujours soutenu et encouragé afin d'accomplir ce modeste travail.

À mes cousins, mes cousines, mes oncles et tantes. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

À toi mon ami d'enfance, mon ami de toujours Bihman. J'aurais tant aimé que tu sois présent.

À mes amis et collègues : Naim, Naguim Hakim, Yazid, Salim, Ninis, Belkacem, Yacine, Muhend, Karim, Lyes, Cix Redouane, Baya, Sonia, Thiziri...Il me serait difficile de vous citer tous, vous êtes dans mon cœur, affectueusement.

RESUME

Le travail effectué dans ce mémoire de fin d'études a pour but de dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable du secteur Oussama, wilaya de Bejaia.

Pour mener à bien ce projet, le réseau d'AEP pour notre zone d'étude doit comporter : une conduite d'adduction en charge de longueur 3316 m de DN 150 FONTE PN25, une station de reprise d'une capacité de 13 m³ équipée de deux pompes, un réservoir d'une capacité totale 400 m³ situé à une altitude de 308 m, un réservoir d'air d'une capacité 400 litres, réseau de distribution de type ramifié avec des conduites en PEHD PN10 et des réducteurs de pression.

Les mots clés : AEP, dimensionnement, pompes, réservoir d'air.

ملخص

يهدف العمل المنجز في هذه مذكرة التخرج إلى حساب شبكة التوزيع بمياه الشروب في قطاع أسامة بولاية بجاية. لتنفيذ هذا المشروع ، يجب أن تشمل شبكة التوزيع بمايلي: قناة إمداد بطول 3316 مترًا، محطة استرداد بسعة 13 م³ مزودة بمضختين، خزان بسعة إجمالية تبلغ 400 متر مكعب تقع على ارتفاع 308 متر، خزان هواء بسعة 400 لتر، شبكة توزيع متفرعة ومخفضات الضغط.

الكلمات المفتاحية : التزويد بمياه الشروب، ، تحجيم، مضخات، خزان هواء.

ABSTRACT

The work carried out in this final thesis aims to size the drinking water supply network of the sector Oussama, Bejaia city. To carry out this project, the drinking water supply network for our study area must include: a supply duct with a length of 3316 m of DN 150 FONTE PN25, a recovery station with a capacity of 13 m³ equipped of two pumps, a tank with a total capacity of 400 m³ located at an altitude of 308 m, an air tank with a capacity of 400 liters, branched distribution network with HDPE pipes NP10 and pressure reducers.

Key words: drinking water supply, sizing, pumps, air tank.

SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de la ville de Bejaia.....	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Situation topographique	3
I.2.3. Situation climatique.....	3
I.2.4. Démographie urbaine et rurale.....	3
I.3. Situation Hydraulique.....	3
I.3.1. Description du système d'alimentation en potable de la ville de Bejaia.....	3
I.3.1.1. Ressources	4
I.3.1.2. Adduction	5
I.3.1.3. Distribution.....	6
I.3.1.3.1. Secteur de distribution	8
I.4. Présentation de la zone d'étude	9
I.4.1. Localisation géographique	9
I.4.2. Population.....	10
I.5. Conclusion	10

Chapitre II Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction	11
II.2. Etude démographique	11
II.3. Norme de consommation.....	12
II.4. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	12
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	13
II.6. Etude des variations des débits journaliers.....	13
II.6.1. Coefficients d'irrégularité journalière.....	13
II.6.1.1. Coefficients d'irrégularité journalière maximum	13
II.6.1.2. Coefficients d'irrégularité journalière minimum	14
II.6.2. Consommation maximale journalière	14
II.6.3. Consommation minimale journalière	14
II.7. Etude des variations des débits horaires	15

II.7.1.	Débit moyen horaire	15
II.7.2.	Coefficients d'irrégularité horaires	15
II.7.2.1.	Coefficient d'irrégularité horaire maximum	15
II.7.2.2.	Coefficient d'irrégularité horaire minimum.....	15
II.7.3.	Débit maximal horaire.....	16
II.7.4.	Débit minimal horaire	16
II.7.5.	Evaluation de la consommation par tranche horaire	17
II.7.5.1.	Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2039.....	17
II.8.	Conclusion	19

Chapitre III Adduction

III.1.	Introduction	20
III.2.	Type d'adduction.....	20
III.2.1.	Adduction gravitaire.....	20
III.2.2.	Adduction par refoulement.....	20
III.2.3.	Adduction mixte.....	20
III.3.	Adduction et type d'écoulement.....	20
III.3.1.	Écoulement à surface libre	20
III.3.2.	Écoulement en charge	20
III.4.	Critères de choix de tracé	21
III.5.	Choix du matériau de la conduite	21
III.6.	Dépôts dans l'adduction	23
III.6.1.	Condition limite de la vitesse	23
III.7.	Calcul hydraulique.....	24
III.7.1.	Cas gravitaire.....	24
III.7.2.	Cas de refoulement.....	25
III.7.3.	Caractéristiques de l'adduction	26
III.7.3.1.	Hauteur manométrique totale.....	26
III.7.3.2.	Puissance de pompage	28
III.7.3.3.	Dépense annuelle de l'énergie	28
III.8.	Dimensionnement de l'adduction.....	29
III.8.1.	Présentation de l'adduction par refoulement.....	29
III.8.2.	Calcul de débit d'exploitation	29
III.8.3.	Détermination du diamètre de la conduite de refoulement	30

III.8.4. Calcul la puissance motrice.....	33
III.8.5. calcul la puissance de transformateur.....	33
III.9. Conclusion.....	35

Chapitre IV Les pompes

IV.1. Introduction	36
IV.2. Différents types de pompes	36
IV.2.1. Les pompes volumétriques.....	37
IV.2.1.1. Pompe à piston.....	37
IV.2.1.2. Pompe à diaphragme.....	37
IV.2.1.3. Pompe à piston plongeur.....	38
IV.2.1.4. Pompe à engrenage	38
IV.2.1.5. Pompe à palettes rigides.....	38
IV.2.1.6. Pompe péristaltiques	39
IV.2.2 Les pompes hydrodynamique, ou Turbo-pompes	39
IV.2.2.1. Pression différentielle engendrée par la pompe	41
IV.2.2.2. Caractéristique pression-débit.....	42
IV.2.2.3. Point de fonctionnement	42
IV.2.2.4. Caractéristique de vitesse.....	43
IV.2.2.5. Condition d'aspiration NPSH	43
IV.2.2.6. Amorçage d'une turbo-pompe	44
IV.3. Dimensionnement de la station de pompage	44
IV.3.1. Choix du type de pompe.....	44
IV.3.2. Etude de la cavitation	46
IV.4. Conclusion.....	47

Chapitre V Protection des conduites contre le coup de Béliér

V.1. Introduction	48
V.2. Définition et origines des coups de bélier	48
V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	48
V.3.1. Volant d'inertie	48
V.3.2. Soupapes de décharge	49
V.3.3. Les ventouses	49
V.3.4. Soupapes d'admission et de purge d'air.....	49
V.3.5. Cheminée d'équilibre	49

V.4.	Etude du coup de bélier	50
V.4.1.	La valeur du coup de bélier	50
V.5.	Calcul du coup de Bélier	51
V.6.	Méthode de calcul d'un réservoir d'air.....	52
V.6.1.	Principe de fonctionnement.....	52
V.6.2.	Principe de calcul	52
V.6.2.1.	Principe de construction de l'épure de Bergeron.....	53
V.7.	Calcul du réservoir d'air	56
V.8.	Conclusion	61

Chapitre VI Réservoirs

VI.1.	Introduction	62
VI.2.	Fonctions des réservoirs	62
VI.3.	Classification des réservoirs	62
VI.4.	Equipements des réservoirs	63
VI.4.1.	Equipements d'intervention	64
VI.4.2.	Equipements de nettoyage.....	64
VI.4.3.	Equipements hydrauliques	64
VI.4.4.	Dispositifs d'alimentation	64
VI.4.5.	Conduite de départ ou de distribution	65
VI.4.6.	Trop plein et vidange.....	66
VI.4.7.	Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	66
VI.4.8.	Trappes d'accès et échelles	67
VI.4.9.	Conduite by-pass	67
VI.4.10.	Emplacement des réservoirs	68
VI.4.11.	Hygiène et sécurité des réservoirs	69
VI.5.	Capacités des réservoirs.....	69
VI.5.1.	Méthode analytique	69
VI.5.1.1.	Détermination du résidu maximum dans les réservoirs	69
VI.5.2.	Méthode graphique.....	70
VI.6.	Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction.....	71
VI.6.1.	Dimensionnement de la bache de reprise S'MINA.....	71
VI.6.2.	Détermination de la capacité du réservoir.....	71
VI.7.	Conclusion	73

Chapitre VII Distribution

VII.1.	Introduction.....	74
VII.2.	Choix du matériau des conduites	74
VII.3.	Types de réseaux.....	74
VII.3.1.	Les réseaux maillés.....	74
VII.3.2.	Réseaux ramifié	75
VII.3.3.	Réseaux étagés.....	75
VII.4.	Conception d'un réseau.....	75
VII.5.	Calcul des débits	76
VII.5.1.	Détermination du débit spécifique.....	76
VII.6.	Dimensionnement du réseau	77
VII.6.1.	Calcul les débits en nœuds.....	77
VII.6.2.	Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	79
VII.6.2.1.	Présentation du logiciel.....	79
VII.7.	Appareils et accessoires du réseau :.....	87
VII.8.	Conclusion	89
	Conclusion Générale.....	90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 forages et puits alimentant la ville de Bejaia	4
Tableau I.2 Caractéristiques de la captation superficielle de la source bleu	4
Tableau I.3 Caractéristiques Hydrologiques du barrage Tichi-haff(Hamchaoui, 2017)	4
Tableau I.4 Station de pompage de la chaine de refoulement de Fouka (COBA,2006)	5
Tableau I.5 Station de pompage de la chaine de refoulement de Sidi Ahmed (COBA, 2006 ...	6
Tableau I.6 Station de pompage de la chaine de refoulement d'Ihaddaden(COBA, 2006)	6
Tableau I.7 Caractéristiques des 09 chaines de distribution	7
Tableau I.8 Caractéristiques des réservoirs de réseau de Bejaia	7
Tableau I.9 Répartition des conduites de distribution par secteurs et matériaux	8
Tableau II.1 Evaluation de la population à l'horizon de 2039	11
Tableau II.2 Consommation moyenne journalière à différents horizons	12
Tableau II.3 Consommation moyenne journalière majorée	13
Tableau II.4 Tableau récapitulatif des consommations $Q_{moy.j}$, $Q_{min.j}$ et $Q_{max.j}$	14
Tableau II.5 Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant	15
Tableau II.6 Variation du coefficient β_{min}	16
Tableau II.7 Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires	17
Tableau II.8 Répartition horaire du débit à l'horizon long terme	18
Tableau III.1 Variation journalière des tarifs de l'énergie	29
Tableau III.2 Caractéristiques du refoulement	29
Tableau III.3 Caractéristiques du système de refoulement	31
Tableau III.4 Calcul des frais d'investissements	31
Tableau III.5 Calcul des frais d'exploitation	32
Tableau III.6 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	32
Tableau III.7 Caractéristiques du système de refoulement	33
Tableau IV.1 Caractéristiques de pompes centrifuges	45
Tableau IV.2 Pression atmosphérique en fonction de la côte	46
Tableau IV.3 Pression de vapeur en fonction de la température	46
Tableau V.1 Calcul de la valeur du coup de bélier	51
Tableau V.2 Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR S'MINA-Res OUSSAMA	59
Tableau VI.1 Evaluation du volume résiduel du réservoir OUSSAMA	72
Tableau VII.1 Détermination de débit spécifique	76

Tableau VII.2 Débit aux nœuds du secteur OUSSAMA.....	78
Tableau VII.3 Caractéristiques du réseau de distribution	81
Tableau VII.4 Les pressions et les charges au niveau des nœuds	83
Tableau VII.5 Détermination les diamètres commerciaux pour le réseau de distribution.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Situation géographique de la wilaya de Bejaia (Hamchaoui, 2017).....	2
Figure I.2 Les différents reliefs de la wilaya de Bejaia.....	3
Figure I.3 Position géographique de secteur OUSSAMA.....	9
Figure I.4 Situation géographique de secteur OUSSAMA	10
Figure III.1 Simulation de l'adduction par refoulement	34
Figure IV.1 La variation des ΔP et Q_v entre les pompes volumétriques et centrifuges	36
Figure IV.2 Fonctionnement de la pompe à piston	37
Figure IV.3 Pompe à diaphragme	37
Figure IV.4 Pompe à piston plongeur	38
Figure IV.5 Pompe à engrenage	38
Figure IV.6 Pompe à palettes rigides	39
Figure IV.7 Pompe péristaltiques.....	39
Figure IV.8 Schéma d'une pompe centrifuge	40
Figure IV.9 Application le théorème de Bernoulli entre Res A et Res B	41
Figure IV.10 Variation de la pression différentielle en fonction du débit de la pompe.....	42
Figure IV.11 Courbe ΔP I en fonction Q_v	42
Figure IV.12 Graphique de point de fonctionnement	43
Figure IV.13 Techniques d'amorçage une turbo-pompe	44
Figure IV.14 Courbe caractéristiques de la pompe (PM 65 / 6A).....	45
Figure V.1 Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	52
Figure V.2 Principe de la construction de l'épure de Bergeron	53
Figure V.3 Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite.....	57
Figure V.3 Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite.....	57
Figure V.5 Variation de la pression absolue en fonction du temps.....	60
Figure V.6 Epure de BERGERON.....	60
Figure V.7 Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire.....	61
Figure VI.1 Réservoir surélevé	63
Figure VI.2 Réservoir semi-enterré circulaire.....	63
Figure VI.3 Equipements hydrauliques des réservoirs.....	64
Figure VI.4 Arrivée par surverse(chute libre)	65
Figure VI.5 Arrivée par surverse(Noyée)	65
Figure VI.6 Arrivée par dessous (par le fond)	65

Figure VI.7 Arrivée par dessous (par le bas)	65
Figure VI.8 Conduite de départ.....	66
Figure VI.9 Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange.....	66
Figure VI.10 Système de matérialisation d'incendie d'évent	67
Figure VI.11 Trappes d'accès	67
Figure VI.12 Conduite by-pass	68
Figure VI.13 Emplacements de réservoir.....	68
Figure VI.16 Graphique de la méthode graphique (Benmebarek, 2011).....	70
Figure VII.1 Représentation schématique d'un réseau d'alimentation d'eau potable	75
Figure VII.2 Schéma d'ossature du réseau de distribution du secteur OUSSAMA.....	77
Figure VII.3 Variation des pressions et des vitesses dans le réseau de distribution	85

Liste des symboles

A : Amortissement annuel (Annuité).

a : Célérité de l'onde (m/s).

B_L : Bilan en (DA).

B : Valeur du coup de bélier (m).

CTN : Côte Terrain Naturel en (m).

CTP : Côte Trop Plein en (m).

D : Diamètre du tuyau en (m).

D_N : Diamètre normalisé en (m).

D : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/hab.

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

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

e' : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

g : Accélération de la pesanteur en m/s².

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Hg : Hauteur géométrique en (m).

Hmt: La hauteur manométrique totale en (m).

H₀ : Pression absolue de la conduite.

i : Taux d'annuité.

J₁ : perte de charge linéaire (m)

J_s : perte de charge singulière (m)

J_t : perte de charge totale (m)

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

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

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

K_{max,h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.

$K_{\min,h}$: Coefficient de variation de consommation minimum horaire.

L : Longueur de la conduite en (m).

m : Coefficient de rognage.

N_i : Nombre de consommateurs.

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 25$ ans).

$NPSH_d$: Charge nette minimale disponible à l'aspiration.

$NPSH_r$: Charge nette minimale requise à l'aspiration.

P : Puissance de pompage en (KWh).

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

P_0 : Pression absolue.

P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%).

Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .

$Q_{\max,h}$: Débit entrant dans la station (m^3/h).

$Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.

$Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

$Q_{\text{moyen journalier}}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j).

P_n : population pour l'horizon considéré

P_0 : population actuelle.

Re : Nombre de Reynolds.

S : Section de la conduite (m^2).

T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).

T : taux de croissance ($T=1,7\%$)

T_v : 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 : Nombre d'heures de pompage (h).

U_0 : Volume d'air initial.

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

V' : nouveau volume d'air.

V_f : Vitesse finale choisie.

V_{\max} : Volume maximal de stockage en (m^3).

V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie.

V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3).

V_{tot} = Volume total du réservoir en (m^3).

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z_0 : Pression absolue.

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).

ρ : Masse volumique de l'eau.

η : Rendement de la pompe en (%).

δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

λ : Coefficient de pertes de charge.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est considérée comme la source de la vie. C'est un élément vital et le principal moyen de l'hygiène, mais cet or bleu est très mal géré dans les pays en voie de développement suite à diverses raisons.

Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés à la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau. Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social qui pèse de façon déterminante. Aussi la politique mise en place dans le secteur de l'eau. Dans les pays en voie de développement seule une fraction de la population dispose de l'accès au réseau de distribution public (Issa, 2008). Le développement de la demande en eau se fera par la mise en place d'une politique cohérente de développement de l'alimentation en eau. Elle doit tenir compte des contraintes de mobilisation des fonds nécessaires, du développement de l'efficacité technique des sociétés distributrices dans le respect des équilibres financiers, et de la capacité des usagers de payer l'eau.

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure qui concerne tous les pays du bassin méditerranéen. Le changement climatique et la croissance urbaine et démographique attendus dans la région risquent d'aggraver la situation de stress hydrique (GIEC, 2014). En Algérie, plusieurs facteurs peuvent expliquer la situation de stress hydrique : croissance démographique, évolution de la demande en eau, la pluviométrie... etc.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet. Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin d'études qui vise à étudier l'alimentation en eau potable du secteur Oussama (wilaya de Bejaia) sur un horizon projet de 20 ans.

Pour mener à bien ce projet, le mémoire sera présenté comme suit. :

- La présentation du site se fera au chapitre I.
- L'évaluation des besoins en eau se fera au chapitre II.
- Le dimensionnement du réseau d'adduction sera présenté dans le chapitre III.
- Le calcul de la station de pompage sera inscrit dans le chapitre IV.
- Le dimensionnement du réservoir Oussama se fera au chapitre V.
- La protection des conduites d'adduction contre le coup de Bélier se fera au chapitre VI.
- Le dimensionnement du réseau de distribution sera détaillé au chapitre VII.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Notre étude a pour objectif le transport, le stockage et la distribution d'eau destinée à la population du secteur Oussama qui appartient à la ville de Bejaia.

Pour mener à bien cette étude. Le chapitre fera l'objet de la présentation de la ville de Bejaia des points de vue : géographique, topographique, climatique, démographique, urbain et rural. Par la suite, on fera une description du système d'alimentation en eau potable de la ville. Enfin, on présentera notre zone d'étude : localisation géographique et population.

I.2. Présentation de la ville de Bejaia

I.2.1. Situation géographique

Bejaia est une ville côtière située en bordure de la mer méditerranée à 250 Km à l'est d'Alger. Elle est le chef-lieu de la wilaya de Bejaia et la plus grande ville de la Kabylie en termes de population avec 912 577 habitants lors du recensement de 2008.

Elle est délimitée à l'ouest et nord-ouest par les Babors auxquels viennent se souder les Bibans au sud ; à l'est les crêtes du Djurdjura.

La wilaya de Bejaia a une superficie de 3 268 Km² et issue du découpage administratif de 1974, subdivisée en 52 communes regroupées elles-mêmes en 19 Daïras.

Elle est limitée par la mer méditerranée au nord, la wilaya de Jijel à l'est, les wilayas de Sétif et Bordj Bou Arreridj au sud, les wilayas de Bouira et Tizi Ouzou à l'ouest (Figure I.1).

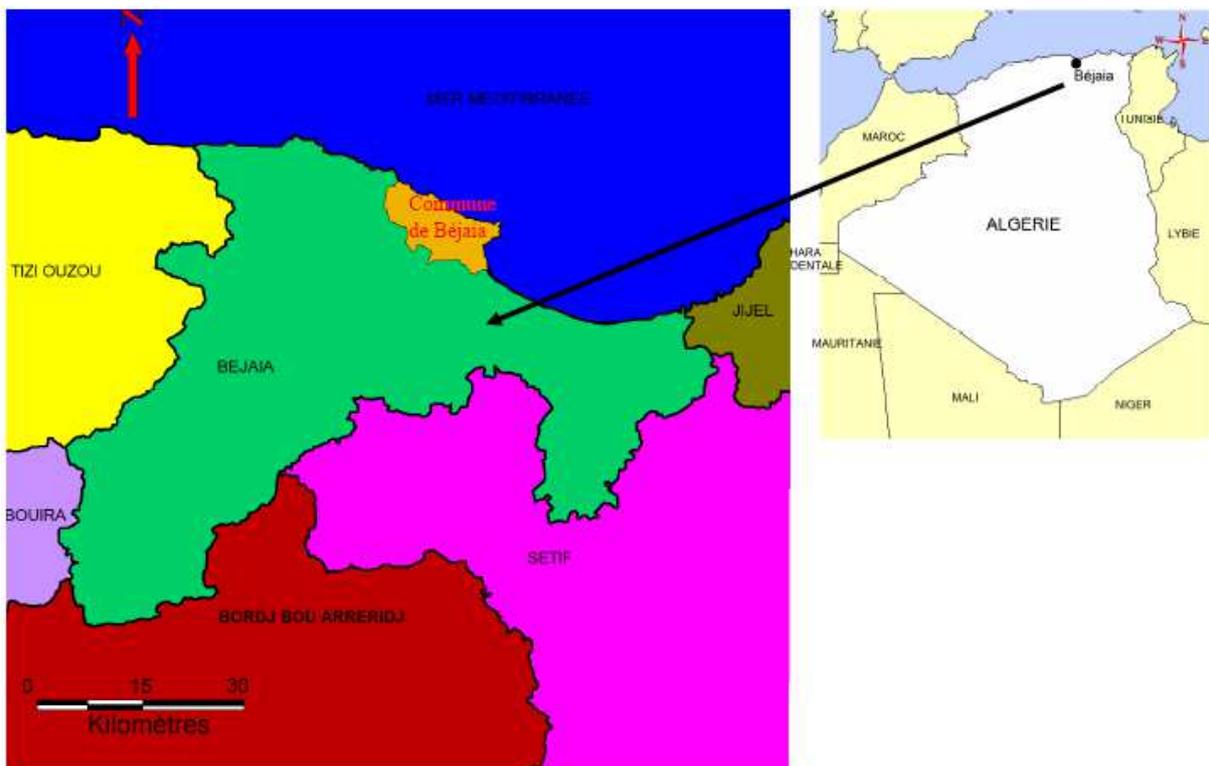


Figure I.1 Situation géographique de la wilaya de Bejaia (Hamchaoui, 2017)

I.2.2. Situation topographique

Bejaia est marqué par la prépondérance des reliefs montagneux et coupée par la vallée de la Soummam et les plaines situées près du littoral. Les différents reliefs s'établissent dans les proportions suivantes : montagnes 60% ; plaines 30% ; collines et piémont 10% (Ikhlef et Haliche, 2018).

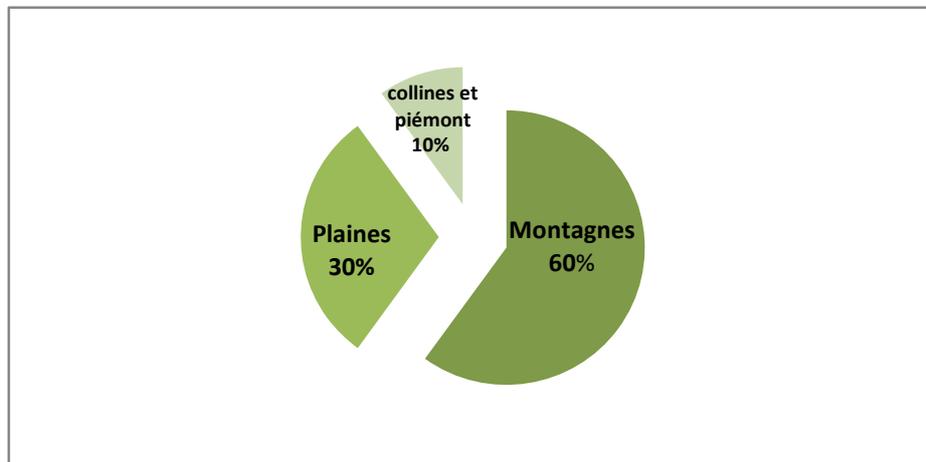


Figure I.2 Les différents reliefs de la wilaya de Bejaia.

I.2.3. Situation climatique

Comme toutes les régions du littoral algérien, la wilaya de Bejaïa bénéficie d'un climat tempéré avec un hiver doux caractéristique des zones méditerranéennes avec une température de 15 °C en moyenne. La période estivale, rafraîchie par les vents marins, présente une température moyenne de 25 °C environ.

Sur les hauteurs, le climat est beaucoup plus rude, avec parfois des températures négatives et une neige abondante l'hiver et des étés chauds. La pluviométrie de la région peut aller de 800 à 1200 mm/an. Elle est parmi les régions les plus arrosées d'Algérie.

I.2.4. Démographie urbaine et rurale

La ville à toujours exercé sa force d'attraction sur la campagne. Les rapports ville campagne se caractérisent par un drainage des populations rurales qui sont captées par le cadre de vie urbain et les multiples opportunités qu'il offre (travail, soins, éducation, loisir, etc.). Comme cela été le cas dans l'ensemble du pays, l'exode rural a commencé après l'indépendance et s'est intensifié dans les années 1970-80. La désertion des campagnes a engendré la dévitalisation et la dévalorisation de l'espace rural. De ce fait, les villages se vident de leurs populations qui trouvent refuge dans les chefs lieux et d'une façon plus sensible dans la ville de Bejaia (Sadoudi, 2013).

I.3. Situation Hydraulique

I.3.1. Description du système d'alimentation en potable de la ville de Bejaia

Les réseaux d'eau sont formés d'ensemble d'infrastructures qui doivent véhiculer jusqu'aux points prévus une eau de bonne qualité, en quantité suffisante et avec le moins de défaillance possible. Cette eau doit être propre à la consommation, exempte de matière nocives et de microbes dangereux, et conserver impérativement ses qualités jusqu'aux points de consommation.

I.3.1.1. Ressources

La production d'eau du système d'AEP de Béjaïa est assurée par cinq origines principales :

- Transfert à partir de la Source Bleue, située à Bordj-Mira ;
- Transfert à partir du barrage Tichi Haff, situé sur l'oued bousselam ;
- Champ de captage d'oued Agrioune, constitué par 5 forages ;
- Champ de captage d'oued Zitouna, constitué par 4 forages ;
- Champ de captage d'oued Djamaa, constitué par 3 forages et 3 puits.

Les caractéristiques principales des champs de captage (forages et puits) sont indiquées dans le tableau I.1. Le tableau I.2 présente les caractéristiques de la captation de la source bleue. Le tableau I.3 regroupe les caractéristiques hydrologiques du barrage Tichi Haff.

Tableau I.1 Forages et puits alimentant la ville de Bejaia (COBA, 2006)

Champ de captage	Captation	Type	Profondeur (m)	Paramètres hydrogéologiques		Débit exploits (l/s)	HMT (m)	Année de mise en service
				Ns (m)	Nd (m)			
Oued Agrioun	F3	Forage	20	2.38	5.00	35	95	1992
	F5	Forage	41	4.42	6.80	40	95	1992
	F6	Forage	45	8.10	-	35	750	2001
	F7	Forage	45	3.00	-	30	130	2004
	F8	Forage	45	3.50	-	30	130	2004
Oued Zitouna	F1	Forage	41	2.70	4.12	60	120	1980
	F2	Forage	37	2.10	3.75	40	120	1980
	F3	Forage	20	2.70	8.00	40	120	1976
	F14	Forage	36	4.70	8.00	40	120	1980
Oued Djamaa	F8	Forage	35	-	5.45	30	130	2005
	F9	Forage	35	4.13	5.35	30	-	2005
	F3	Puits	12	2.00	6.70	60	90	1974
	F5	Puits	12	2.81	7.01	63	90	1974
	F6	Puits	12	4.70	6.03	70	90	1961

Tableau I.2 Caractéristiques de la captation superficielle de la source bleue (COBA, 2006)

Désignation	Type	Débit max. (L/s)	Niveau max. (m)	Ecoulement	observations
Source bleue	Prise d'eau superficielle	360	136	Gravitaire	Origine d'eau souterraine

Tableau I.3 Caractéristiques hydrologiques du barrage Tichi Haff
(Hamchaoui, 2017)

Caractéristiques	Valeur	Unité
Surface du bassin versant	3890	km ²
Apport moyen inter-annuel	185	hm ³
Apports solides	4,7 x 10 ⁶	t/an
Capacité total de la retenue	80	hm ³
Capacité utile	75	hm ³
Volume régularisé garanti	150	hm ³
Crue de projet	7400	m ³ /s
Volume de la garde d'envasement	5	hm ³

I.3.1.2 Adduction

Les systèmes de production et d'adduction d'eau alimentent la Station Centrale (chaîne d'alimentation de la Station Centrale), située à l'intérieur de la ville, dont ont origine trois chaînes de refoulement qui conduisent l'eau aux divers réservoirs de distribution de la ville.

Ces trois chaînes de refoulement sont les suivantes :

- Chaîne de refoulement de Fouka ;
- Chaîne de refoulement de Sidi Ahmed ;
- Chaîne de refoulement d'Ihaddaden.

Ainsi, on peut considérer que le système d'AEP de Bejaïa est constitué par 4 chaînes : alimentation de la Station Centrale et trois chaînes de refoulement.

Le tableau I.4 présente les caractéristiques principales de la chaîne Fouka, y compris la partie de station de pompage de la station centrale qui constitue l'origine de cette chaîne.

Dans le tableau I.5, regroupe les caractéristiques principales de la chaîne Sidi Ahmed, y compris la partie de station de pompage de la station centrale qui constitue l'origine de cette chaîne.

Les caractéristiques principales de la chaîne Ihaddaden, y compris la partie de station de pompage de la station centrale qui constitue l'origine de cette chaîne sont présentées dans le tableau I.6.

Tableau I.4 Station de pompage de la chaîne de refoulement de Fouka
(COBA, 2006)

Désignation	Nature	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Écoulement
Station centrale - Fouka	Acier	600	2100	Refoulement
Fouka - Boussiron	Acier	500	350	Refoulement
Boussiron - Romaine	Acier	250	140	Gravitaire
Boussiron – Sidi Touati	Acier	300	350	Refoulement
Boussiron - Gouraya	Acier	350	540	Refoulement
Gouraya – Fort Clausel	Acier	350	1900	Gravitaire

Tableau I.5 Station de pompage de la chaîne de refoulement de Sidi Ahmed
(COBA, 2006)

Désignation	Nature	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Écoulement
Station centrale – Sidi Ahmed I	Fonte + Acier	500	2100	Refoulement
Sidi Ahmed I - Sidi Ahmed II	Acier	400	540	Refoulement
Sidi Ahmed II - Sidi Ahmed III	Fonte +Acier	300	1000	Refoulement
Sidi Ahmed III - Sidi Ahmed IV	Acier	300	600	Refoulement
Sidi Ahmed IV – Fort Clausel	Acier	200	250	Gravitaire
Sidi Ahmed IV – Ighil El Bordj	Acier	168	2310	Gravitaire
Sidi Ahmed I - Smina	Acier	250	930	Refoulement
Smina - Université	Acier	200	1490	Gravitaire
Smina - Tala Markha	Acier	200	2000	Refoulement
Tala Markha - Ibouhathmane	Acier	150	1170	Gravitaire

Tableau I.6 Station de pompage de la chaîne de refoulement d'Ihaddaden
(COBA, 2006)

Désignation	Nature	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Écoulement
Station centrale – Der. EGZIB	Acier	500	2460	Refoulement
Der. EGZIB – Ihaddaden I	Acier	500	340	Refoulement
Ihaddaden I – Boukhiamia I	Acier	110	1750	Gravitaire
Boukhiamia I – Boukhiamia II	Acier	200	1410	Refoulement
Boukhiamia II – Boukhiamia	Acier	150	530	Refoulement
Ihaddaden I – Ihaddaden II	Acier	400	360	Refoulement
Ihaddaden II – Tizi Ighil Ouazoug	Acier	200	930	Refoulement
Ihaddaden II – Dar Djebel	Acier	168	480	Refoulement

1.3.1.3 Distribution

Le réseau de distribution de la ville de Bejaia possède près de 270 km de conduite (Tableau I.6), Ce réseau peut être séparé en 9 sous réseaux distincts alimentés par l'une des trois chaînes de refoulement (Hamchaoui, 2017).

La capacité totale de stockage dans les réservoirs est de 43 170 m³ (Tableau I.7). Le plus grand réservoir a une capacité de stockage de 5 000 m³ (réservoir d'EGZIB) et qu'existent plusieurs réservoirs avec capacité inférieure à 500 m³. Le réseau de distribution est actuellement alimenté à partir de 23 réservoirs (COBA, 2006).

Tableau I.7 Caractéristiques des 09 chaînes de distribution

Réseau	Réservoir	Longueur (m)	Chaîne de refoulement
Gouraya	Gouraya + Petit Boussiron	11790	Fouka
Sidi Touati - Romaine	Sidi Touati + Romaine	20930	Fouka
Fouka	Fouka	19828	Fouka
Fort Clauzel	Fort Clauzel	11038	Fouka
Sidi Ahmed	Sidi Ahmed I + II + III + IV + Ighil El Bordj	63661	Sidi Ahmed
Ihaddaden	Ihaddaden I + II+ Boukhiamia II + Boukhiamia	68000	Ihaddaden
Zone Industrielle	EGZIB	35789	Ihaddaden
Smina	Smina + Université + Tala Markha + Ibouhathmane	26293	Sidi Ahmed
Tizi	Tizi Ighil Ouazoug	11891	Ihaddaden

Tableau I.8 Caractéristiques des réservoirs de réseau de Bejaia

Désignation	Nombre et volume (m ³)	Côte (m NGA)		Chaîne de refoulement
		Côte radié	Côte trop plein	
Fouka	2x1500	63.0	70.0	Fouka
Romaine	3700	115.0	120.0	Fouka
Sidi Touati	750+1670	148.0	152.0	Fouka
Gouraya	2x750+1000	216.0	220.0	Fouka
Petit Boussiron	100	-	-	Fouka
Fort Clauzel	2x750+1000	190.0	194.0	Fouka et Sidi Ahmed
Sidi Ahmed I	2x1000	65.0	69.0	Sidi Ahmed
Sidi Ahmed II	2x1000	105.0	109.0	Sidi Ahmed
Sidi Ahmed III	2x1000	145.0	149.0	Sidi Ahmed
Sidi Ahmed IV	2x1000	230.0	234.0	Sidi Ahmed
Ighil El Bordj	300	217.0	219.0	Sidi Ahmed
Smina	1000	105.0	109.0	Sidi Ahmed
Université	2x500	60.0	63.0	Sidi Ahmed
Tala Markha	500	198.0	201.0	Sidi Ahmed
Ibouhathmane	200	-	-	Sidi Ahmed
EGZIB	2x2500	61.1	67.0	Ihaddaden
Ihaddaden I	2x2000	63.0	69.0	Ihaddaden
Ihaddaden II	2x1000	120.0	124.0	Ihaddaden
Tizi Iguil Ouazoug	2x500	211.0	214.5	Ihaddaden
Dar Djebel	150	191.0	196.0	Ihaddaden
Boukhiamia II	100	159.0	162.0	Ihaddaden
Boukhiamia	200	219.0	222.0	Ihaddaden

I.3.1.3.1 Secteur de distribution

Dans le réseau de distribution de la ville de Bejaia, il existe 21 secteurs de distribution. Le Tableau I.8, identifie les différents secteurs du réseau de distribution de la ville de Bejaia, indiquant pour chacun d'eux la chaîne de refoulement et le réservoir qui les alimentent (COBA, 2006).

Chacun de ces 21 secteurs est donc desservi par le réservoir du même nom, à l'exception du secteur Ihaddaden I qui est desservi non seulement par le réservoir d'Ihaddaden I mais aussi par le réservoir de la Station Centrale.

Tableau I.9 Répartition des conduites de distribution par secteurs et matériaux

	CHAÎNE DE REFOULEMENT	RÉSERVOIR	SECTEUR
1	Fouka	Fouka	Fouka
2		Romaine	Romaine
3		Sidi Touati	Sidi Touati
4		Gouraya	Gouraya
5		Fort Clauzel	Fort Clauzel
6	Sidi Ahmed	Sidi Ahmed I	Sidi Ahmed I
7		Smina	Smina
8		Tala Markhal	Tala Markhal
9		Targa Ouzemmour	Targa Ouzemmour
10		Adrar Oufarnou	Adrar Oufarnou
11		Sidi Ahmed II	Sidi Ahmed II
12		Sidi Ahmed III	Sidi Ahmed III
13		Sidi Ahmed IV	Sidi Ahmed IV
14	Ighil el Bordj	Ighil el Bordj	
15	Ihaddaden	EGZIB	EGZIB
15.1			Imahdiene
16		Station Centrale/Ihaddaden I	Ihaddaden I
17		Ihaddaden II	Ihaddaden II
17.1			Takhribt
18		Tizi Ighil Ouazoug	Tizi Ighil Ouazoug
19		Dar el Djebel	Dar el Djebel
20		Boukhiamia II	Boukhiamia II
21	Boukhiamia	Boukhiamia	

I.4. Présentation de la zone d'étude

I.4.1 Localisation géographique

Le village d'OUSSAMA est une localité localisée au nord-ouest de Bejaïa à 5.7 km de la ville de Bejaïa, situé à des côtes variant entre 150 m NGA et 302 m NGA, il résulte de la séparation du secteur d'Adrar Oufarnou en deux (02) secteurs (Figure I.3) et (figure I.4).

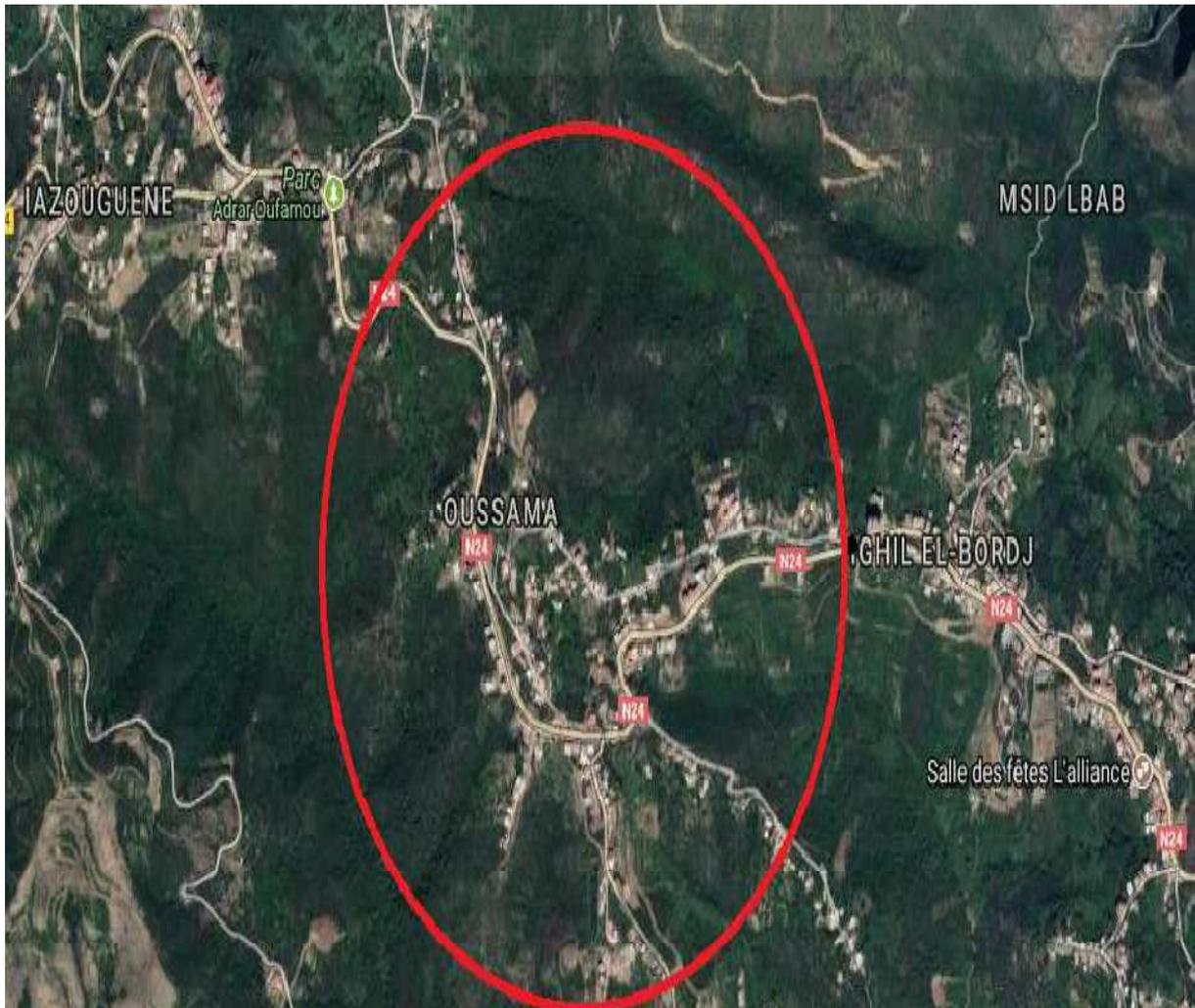


Figure I.3 Position géographique de secteur OUSSAMA

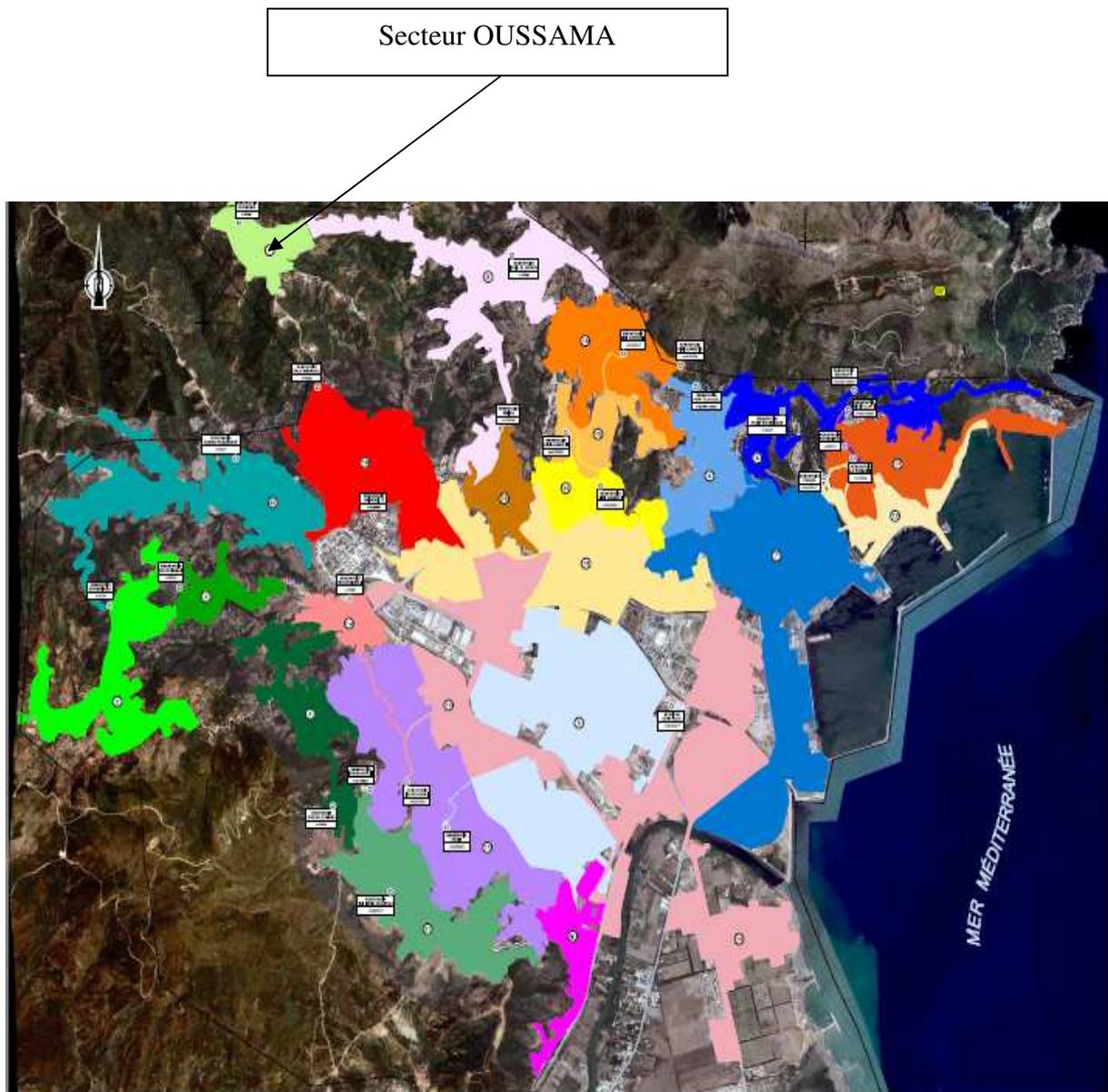


Figure I.4 Situation géographique de secteur OUSSAMA

I.4.2 Population

L'agglomération abrite quelques 2385 habitants et connaît un taux démographique élevé. Autour de la mosquée et le long de la RN24 des habitations individuelles sont érigées l'une derrière l'autre sans compter les salles des fêtes et des promotions immobilières.

I.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu faire un aperçu sur la ville de Bejaia en points de vue (géographique, topographique, climatique...), une présentation de notre zone d'étude et l'estimation de nombre actuel de la population qui nous conduira à dimensionner le réseau d'alimentation en potable pour le secteur Oussama.

Chapitre II

Evaluation des besoins en eau

II.1. Introduction

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

Dans ce chapitre on abordera une étude globale sur l'évaluation démographique dans notre zone d'étude, ainsi que l'évaluation de la variation journalière et horaire du débit à consommer.

II.2. Etude démographique

La démographie est l'étude quantitative et qualitative de l'âge des populations et de leurs dynamiques, à partir de caractéristiques telles que la natalité, la fécondité, la mortalité, la nuptialité et la migration. Le démographe analyse les variations de ces phénomènes dans le temps et dans l'espace, en fonction des milieux socio-économiques et culturels.

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, la détermination de la croissance démographique aura des répercussions sur l'estimation et la satisfaction des besoins de la population en eau potable, et aussi sur le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques. Dans chaque étude démographique on est obligé de prendre en considération la croissance dans les horizons futurs, pour assurer le bon fonctionnement de ses ouvrages, et la satisfaction des besoins dans les années prochaines. On utilisera la formule suivante pour l'estimation de nombre d'habitant sur un horizon de 20 ans :

$$P_{fut} = P_{act} \times (1+T)^n$$

Où :

- P_{fut} : Population pour l'horizon considéré (future).
- P_{act} : Population actuelle.
- T : Taux d'accroissement démographique.
- n : Nombre d'années de calcul.

Avec un taux d'accroissement démographique 2.15% (COBA, 2006).

Les résultats de calcul de nombre de population pour différents horizons sont regroupés dans le tableau II.1.

Tableau II.1 Evaluation de la population à l'horizon de 2039

ANNEE	2008	2019	2029	2039
POPULATION	713	2385	2950	3649

Commentaires

Le tableau ci-dessus montre une évaluation démographique très importante entre 2008 et 2019 et qu'à long terme l'agglomération d'OUSSAMA deviendra une petite ville de taille moyenne avec un nombre de 3 649 habitants pour laquelle il faudra assurer les différents besoins notamment en matière d'AEP pour assurer un confort pour la population.

II.3. Norme de consommation

Le secteur d'OUSSAMA est caractérisé par sa superficie assez importante et son aspect rural. Les besoins de l'agglomération peuvent être évalués forfaitairement à raison 200 litre par jour et par habitant, vue le progrès de l'hygiène, l'extension possibles de l'agglomération et des pertes dans le réseau de distribution estimée à 20%.

II.4. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine à partir de la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = (D * Np / 1000) \quad [m^3/j]$$

Où :

- $Q_{moy,j}$: Débit moyen de consommation en (m^3/j).
- D : Dotation (l/j/hab).
- Np : Nombre d'habitants.

Le tableau II.2, montre la consommation moyenne journalière à différents horizons.

Tableau II.2 Consommation moyenne journalière à différents horizons

ANNEE	2008		2029	2039
POPULATION	713		2950	3649
DOTATION (l/j/hab)	200		200	200
CONSOMMATION (m^3/j)	142,60		590,00	729,80

Remarque : Le nombre de la population est déterminé par = nombre de logements * nombre d'habitants par logement.

- Le nombre de logement est tiré du levé topographique (397 Logements).
- Nombre d'habitants par logement est estimé en moyen de 6 (source COBA 2006).

II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est majorée de 20% Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, et pour combler les fuites qui sont dues, soit :

- A la consommation non quantifiée (illégal).
- Aux fuites dans le réseau d'adduction ;
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, Vieillessement du réseau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien.
- Soit aux fuites chez le consommateur (robinets).
- A la qualité de pose.
-

Tableau II.3 Consommation moyenne journalière majorée à différents horizons

ANNEE	POPULATION	Q _{moy j} (m ³ /j)	Q _{moy j majoré} (m ³ /j)
2008	713	142,60	171,12
2019	2385	477,00	572,4
2029	2950	590,00	708,00
2039	3 649	802,78	936,34

Commentaires

En tenant compte de différentes pertes d'eau, la consommation moyenne journalière totale du secteur OUSSAMA (la zone de notre étude) s'élèvera, à l'horizon 2039 à 936,34 m³/j ; soit un débit de 10,84 l/s.

II.6. Etude des variations des débits journaliers

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

II.6.1. Coefficients d'irrégularité journalière

II.6.1.1. Coefficients d'irrégularité journalière maximum

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

$$K_{\max.j} = Q_{\max.j}/Q_{\text{moy.j}}$$

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

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

II.6.1.2. Coefficients d'irrégularité journalière minimum

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

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

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

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

II.6.2. Consommation maximale journalière

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

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

II.6.3. Consommation minimale journalière

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

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum.

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalière sont réunies dans le tableau suivant :

Tableau II.4 Tableau récapitulatif des consommations $Q_{moy,j}$, $Q_{min,j}$ et $Q_{max,j}$

$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
936,34	842,71	1217,24

II.7. Etude des variations des débits horaires

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

II.7.1. Débit moyen horaire

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

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

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximal journalier (m^3/j).

II.7.2. Coefficients d'irrégularité horaires

II.7.2.1. Coefficient d'irrégularité horaire maximum

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

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

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4.

Pour notre zone d'étude on prend $\alpha_{\max} = 1,2$

β_{\max} : Un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à

partir du tableau suivant :

Tableau II.5 Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants *(10 ³)	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1 000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Pour le secteur Oussama on a : $P_{2039} = 3649$ habitants d'où $\beta_{\max} = 1,55$

II.7.2.2. Coefficient d'irrégularité horaire minimum

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

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

Avec :

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

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.6 : Variation du coefficient β_{\min} .

Nombre d'habitants *(10 ³)	1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	50	100
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Pour le secteur Oussama on a : $P_{2039} = 3649$ habitants d'où $\beta_{\min} = 1,5$.

II.7.3. Débit maximal horaire

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

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

Avec :

$Q_{\max h}$: Débit maximal horaire (m³/h).

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

II.7.4. Débit minimal horaire

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

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

Avec :

$Q_{\min h}$: Débit minimal horaire (m³/h).

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

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

Tableau II.7 Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires

Q _{moy h} (m ³ /h)	α_{\max}	β_{\max}	K max h	Q max h (m ³ /h)	α_{\min}	β_{\min}	K min h	Q min h (m ³ /h)
50,72	1,2	1,55	1,86	94,34	0,5	1,5	0,75	38,04

II.7.5. Evaluation de la consommation par tranche horaire

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans (l'annexe 1) la répartition horaire du débit maximale journalier dans les heures de la journée, en fonction de nombre des habitants.

II.7.5.1. Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2039

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

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

Avec :

Q_h : Débit horaire (m³/h).

Q_{max.j} : débit maximal journalier (m³/h).

P : pourcentage horaire.

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

Tableau II.8 Répartition horaire du débit à l'horizon long terme

Heure	Qmax.j		cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	18,26	1,5	18,26
1-2	1,5	18,26	3	36,52
2-3	1,5	18,26	4,5	54,78
3-4	1,5	18,26	6	73,04
4-5	2,5	30,43	8,5	103,47
5-6	3,5	42,60	12	146,07
6-7	4,5	54,78	16,5	200,83
7-8	5,5	66,95	22	267,77
8-9	6,25	76,08	28,25	343,85
09-10	6,25	76,08	34,5	419,93
10-11	6,25	76,08	40,75	496,02
11-12	6,25	76,08	47	572,09
12-13	5	60,86	52	632,95
13-14	5	60,86	57	693,81
14-15	5,5	66,95	62,5	760,76
15-16	6	73,03	68,5	833,79
16-17	6	73,03	74,5	906,82
17-18	5,5	66,95	80	973,77
18-19	5	60,86	85	1034,63
19-20	4,5	54,75	89,5	1089,38
20-21	4	48,70	93,5	1138,08
21-22	3	36,52	96,5	1174,6
22-23	2	24,36	98,5	1198,97
23-24	1,5	18,26	100	1217,24
	100	1217,24		

II.8. conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé les besoins en eau de la zone étudiée. On a trouvé que le débit maximal journalier pour le secteur Oussama est de $1217,24 \text{ m}^3/\text{j}$, soit $14,09 \text{ l/s}$ à l'horizon 2039. Ce qui nous permettra d'évaluer la capacité optimale du réservoir et de la bache d'eau ainsi que dimensionner l'adduction. Ces calculs sont nécessaires afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes aux populations.

Chapitre III

Adduction

III.1. Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques qui permettent d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

Ce chapitre a pour but le dimensionnement des conduites et la détermination du type de matériaux propices, qui servent à transporter l'eau vers le secteur concerné. Ce dimensionnement, se fait grâce au débit alloué tout en tenant compte au bon fonctionnement hydraulique.

III.2. Type d'adduction

III.2.1. Adduction gravitaire

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

III.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 la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III 2.3. Adduction mixte

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

III.3. Adduction et type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III.3.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.3.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

III.4. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

III.5. Choix du matériau de la conduite

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

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

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte; les conduites en acier; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

- **Conduite en Fonte ductile:** La fonte est un alliage de fer, carbone et autres matériaux. La structure du carbone lui donne une grande résistance aux chocs.

Raccords :

Raccords mobiles:

- Emboîtements à vis.
- Emboîtements à contre bride.
- Emboîtements auto-étanches.

Raccords indéboîtables :

- Emboîtements à vis avec verrouillage, brides.
- Emboîtements auto-étanches avec verrouillage.

Caractéristiques :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.
- Longévité de la conduite.
- N'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.
- Elimine tous risques de propagation des ruptures.
- Le matériau n'est plus fragile.

- **Conduite en Acier :** ils se prêtent à la fabrication en grand diamètre à partir des bobines laminées à chaud.

Raccords :

- Raccords verrouillés rigides : soudures bout à bout, emboîtements soudés, manchons soudés, emboîtements sphériques soudés, brides, etc...
- Raccords verrouillés mobiles : emboîtements avec dispositif résistant à la traction, emboîtements à vis avec dispositif de verrouillage.
- Raccords à verrouillage limité : raccords coulissants avec dispositif de serrage (Dresser, Viking-Johnson, etc...).
- Raccords sans verrouillage : emboîtements simples, emboîtements Sigur, raccord Reka.

Caractéristiques :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif.
- Adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

- **Conduite en PEHD** : ce sont, à l'aube de nos jours, les tuyaux qui dominent le marché des petits et moyens diamètres aux raisons des particularités suivants :

Raccords :

Résistant à la traction :

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

Mobiles :

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

Caractéristique :

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

III.6. Dépôts dans l'adduction

L'eau captée peut être chargée en limons, sable, le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solide au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problème dans le futur, surtout dans le cas d'adduction longue, trois précautions s'imposent :

- Prévoir un décanteur des sableurs en tête d'ouvrage ;
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieur à 0,5 m /s ;
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

III.6.1. Condition limite de la vitesse

Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau, la vitesse d'écoulement sera limitée à 1,5 m/s.

Afin d'éviter les phénomènes de dépôt et d'assurer un auto-curage continu des conduites, la vitesse minimale d'écoulement doit être supérieure ou égal à 0,5 m/s. Donc pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limite de la vitesse.

III.7. Calcul hydraulique

III.7.1. Cas gravitaire

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

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

Avec :

C_r : la côte du radier du réservoir tampon.

C_{TP} : côte de trop plein du réservoir récepteur.

Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 1,50 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites.

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

Donc on peut écrire que :

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

$$h_d = \Delta h_t = 1,1 * \Delta h_{lin}.$$

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

On a une équation à un seul inconnu, qu'on doit la résoudre par proposition de différentes valeurs des diamètres intérieures.

$$D^5 * \frac{\pi^2 * g * \Delta h}{1,1 * 8 * L * Q^2} = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

$$D^5 * 284,72 = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

Il est rarement soutirer un diamètre normalisé ou proche à être normalisé dans le calcul d'une conduite gravitaire. Dans le cas contraire on sera obligé de remplacer notre conduit par deux

conduites en série des diamètres D_1 et D_2 dont le diamètre calculé est compris entre ces deux diamètres.

$$D_1 < D < D_2$$

Le tronçon du diamètre le plus grand D_1 sera placé en amont à la raison de ne pas gaspiller les pertes de charge au départ. Les longueurs des deux tronçons restent à déterminer :

$$\Delta h_t = \frac{1,1 \cdot 8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g} \left(\frac{\lambda_1 \cdot L_1}{D_1^5} + \frac{\lambda_2 \cdot L_2}{D_2^5} \right)$$

III.7.2. Cas de refoulement

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

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

Bonin et Bresse ont proposés les approches ci-après qui donnent un diamètre économique mais non normalisé en mètre d'une seule conduit refoulant un débit Q en (m^3/s).

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin})$$

$$D_{ec} = 1,5 \cdot \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse})$$

Avec :

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

➤ Amortissement annuel

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 :

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

Avec :

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, \dots, D_n).

➤ Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

III.7.3. Caractéristiques de l'adduction

III.7.3.1. Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$$

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_{lin}$$

Avec :

Δh_{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach})$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

Avec :

R_e : Nombre de Reynolds ;

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s) ;

ε : Rugosité absolue de la conduite.

III.7.3.2. Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta}$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la station de pompage.

III.7.3.3. Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

III.7.3.4. Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E$$

Avec :

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

Tableau III.1 Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du Kwh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6h à 17h et 21h à 22h30	12,5	1,779
Heures de pointes	17h à 21h	4	4,179
Heures creuses	22h30 à 6h	7,5	0,933

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,779 * 12,5 + 7,5 * 0,933}{20} \Rightarrow \delta = 1,46 \text{ DA.}$$

III.8. Dimensionnement de l'adduction

III.8.1. Présentation de l'adduction par refoulement

Il s'agit d'une adduction par refoulement destinée au secteur OUSSAMA, elle consiste à refouler l'eau à partir de la station de reprise SMINA vers le réservoir OUSSAMA.

Les caractéristiques du refoulement sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 Caractéristiques du refoulement

Tronçon	Long.	TN Amont	TN Aval	Hg	Secteurs Desservi
	(ml)	(m)	(m)	(m)	
SR SMINA-Res Oussama	3316	103	308	205	OUSSAMA

III.8.2. Calcul de débit d'exploitation

Le débit d'exploitation de station de pompage est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max}, j}}{t * 3600}$$

Avec :

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

t : Durée de fonctionnement de la station par jour.

$$\text{A.N: } Q_{exp, S.R} = \frac{1217,24 \times 1000}{20 \times 3600} \Rightarrow Q_{exp, S.R} = 16,91 \text{ l/s.}$$

III.8.3. Détermination du diamètre de la conduite de refoulement

Ce tronçon relie la station de reprise S'MINA et le réservoir OUSSAMA, avec une longueur de 3316 m, dont la différence d'altitude est de 205 m, il va véhiculer un débit de 16,91 l/s.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0,01691}$$

$$D_{ec} = 0,130 \text{ m} = 130 \text{ mm}$$

C'est un diamètre économique calculé, qu'on doit le normalise par la considération de plusieurs diamètre voisins et on calcul les dépenses d'investissement et d'exploitations. Le diamètre économique est celui qui aura le faible bilan des frais (exploitation et investissement).

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

ε : Rugosité totale de la conduite = 0,15 pour la Fonte.

Le nombre de Reynolds:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau = $1,1 * 10^{-6} m^2/s$ à 20 C°.

La perte de charge totale est déterminée par la formule de Darcy-Weisbach :

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_{lin}.$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{TP} - C_{SP} = 308 - 103 = 205 \text{ m.}$

C_{TP} : la cote du niveau maximal de l'eau dans la bêche d'eau (hauteur de la bêche est de 5m).

C_{SP} : cote de la station de pompage.

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = H_g + \Delta h$.

Tableau III.3 Caractéristiques du système de refoulement

Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
125	16,91	1,37	155681,82	0,0208594	3316	58,97	205	263,97
150	16,91	0,96	130909,09	0,0199458	3316	29,61	205	234,61
200	16,91	0,54	98181,82	0,0186217	3316	5,02	205	210,02
250	16,91	0,34	72272,73	0,0176834	3316	1,56	205	206,56

Tableau III.4 Calcul des frais d'investissements

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Prix Total (DA)	Frais de pose (DA)	Annuité	Frais d'investissements (DA)
125	3830	12700280	1226491,5	0,0888	1236697,3
150	4437	14713092	1289256,3	0,0888	1421008,53
200	6059	20091644	1360799,2	0,0888	1904976,96
250	7698	25526568	1450090,7	0,0888	2395527,29

La puissance de la pompe :

$$P = \frac{\rho * g * H_{mt} * Q}{\eta}$$

- η : rendement de la station de pompage = 75%.

Tableau III.5 Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	Frais d'exploitations (DA)
125	58,39	426215,05	711779,14
150	51,89	378809,39	632611,67
200	46,45	339105,53	566306,23
250	45,69	333518,89	556976,55

Tableau III.6 Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	125	150	200	250
Frais d'amortissement	1236697,3	1421008,53	1904976,96	2395527,29
Frais d'exploitation	711779,14	632611,67	566306,23	556976,55
Bilan (DA)	1948476,44	2053620,2	2471283,19	2952503,84

Discussion :

- De point de vue technique, le diamètre 125 n'est pas valable, car il est inférieur au diamètre désiré, et pertes de charges importantes.
- Le diamètre 250 n'est pas aussi valable, vu à la vitesse d'écoulement qui est inférieure à 0,50 m/s.
- Le diamètre 150 est le moins coûteux par rapport au Diamètre 200 avec une vitesse d'écoulement 0,96 m/s.

Donc, le diamètre avantageux pour le réseau d'adduction est $D = 150$ mm.

Remarque :

Le choix du matériau s'est porté sur la FONTE DUCTILE.

III.8.4. Calcul de la puissance motrice

$$P_{\text{mot}} = P_{\text{abs}} * 1,2$$

$$P_{\text{mot}} = 51,89 * 1,2$$

$$P_{\text{mot}} = \mathbf{62,27 \text{ Kw.}}$$

III.8.5. calcul de la puissance de transformateur

$$P_{\text{transfo}} = \frac{\text{Puissance motrice}}{0.81}$$

$$P_{\text{transfo}} = \frac{62,27}{0.81}$$

$$P_{\text{transfo}} = \mathbf{76,88 \text{ Kva.}}$$

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler les différentes caractéristiques du système de refoulement qui sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau III.7 Caractéristiques du système de refoulement

Tronçon	Long	Débit	Diam	Vitesse	PDC Unit.	PDC Tot	Hmt	Pabs	Pmot.	Ptransfo.
	m	l/s	m	m/s	mm/m	m	m	kw	kw	kva
SR SMINA- Res OUSSAMA	3316	16,91	0,150	0,96	8,92	29,61	234,61	51,89	62,27	76,88

La station SMINA, sera donc équipée de deux (02) GEPH, dont 01 de secours de caractéristiques :

- Q = 16,91 l/s.
- Hmt = 234,61 m.
- P = 63 kw.
- Et un poste de transformateur de 100 kva.

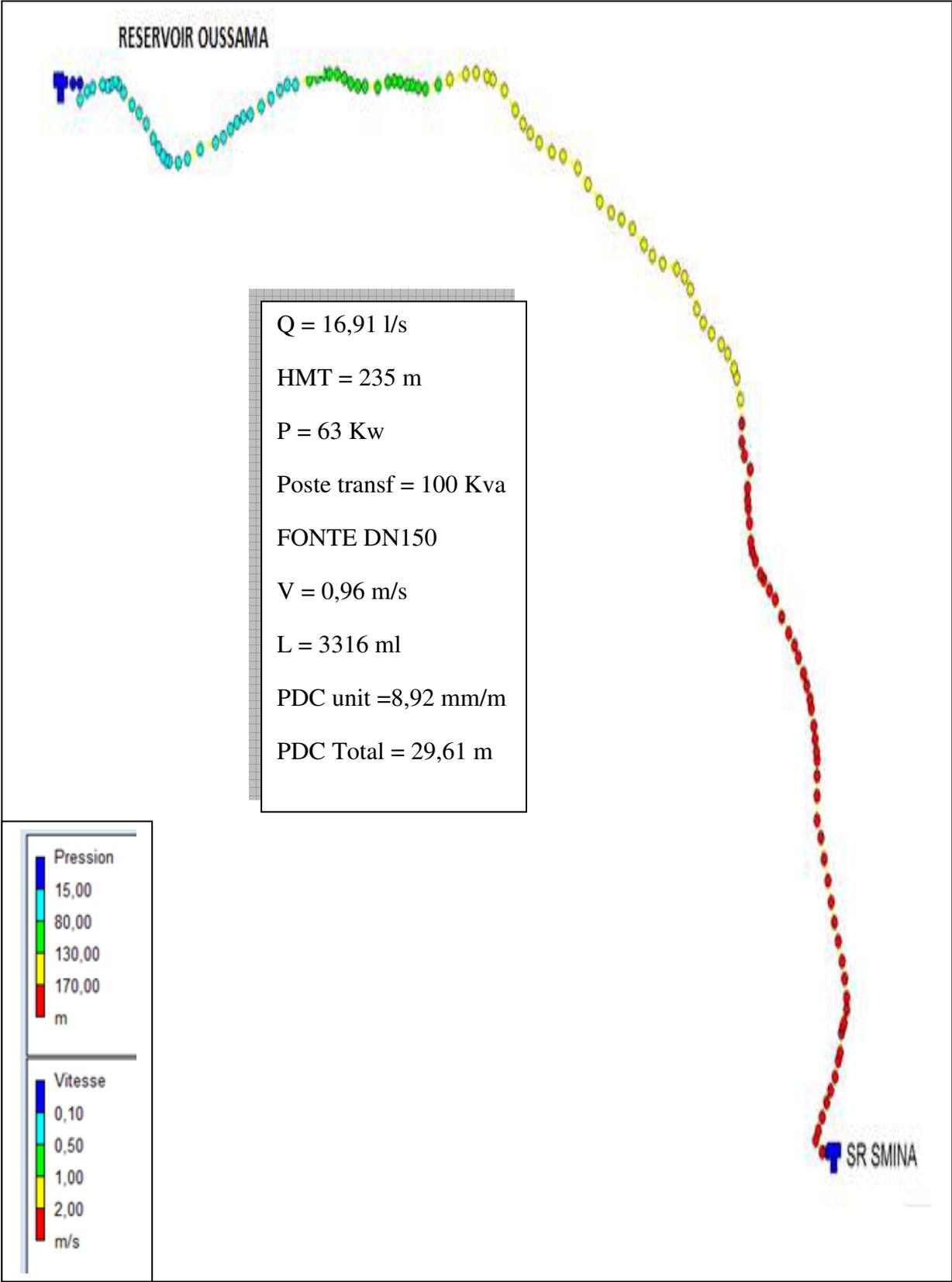


Figure III.1 Simulation de l’adduction par refoulement

III.9 Conclusion

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement, à été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants : Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s; Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement. Pour ce qui est de la nature de la canalisation, le choix s'est porté sur la fonte ductile.

Chapitre IV

Pompes

IV.1. Introduction

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande de pression.

A partir de cette définition, on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide liquide. L'augmentation de la pression du liquide véhiculé par la pompe a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par un moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe.

Dans ce chapitre, nous allons apprendre davantage sur les différents types de pompes et leurs fonctionnements, en suite, on passera au dimensionnement de la station de pompage.

IV.2. Différents types de pompes

Les pompes sont des appareils permettant un transfert d'énergie entre le fluide et un dispositif mécanique convenable. Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide soit principalement de l'énergie potentielle par accroissement de la pression en aval, soit principalement de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend donc des nombreux facteurs rencontrés dans l'étude des écoulements :

- **Les propriétés du fluide** : masse volumique, viscosité, compressibilité.
- **Les caractéristiques de l'installation** : longueur, diamètre, rugosité, singularités ...
- **Les caractéristiques de l'écoulement** : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression ...

Devant la grande diversité de situations possibles, on trouve un grand nombre de machines que l'on peut classer en deux grands groupes:

- **Les pompes volumétriques** dont l'écoulement résulte d'une variation de volume de l'espace occupé par le liquide.
- **Les pompes centrifuges** où le mouvement du fluide est généré par la force centrifuge.

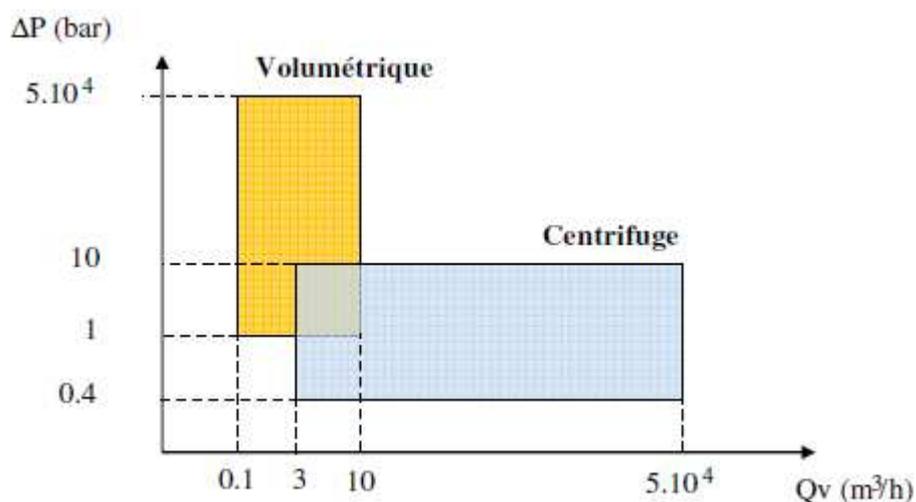


Figure IV.1 La variation des ΔP et Q_v entre les pompes volumétriques et centrifuges

IV.2.1. Les pompes volumétriques

IV.2.1.1. Pompe à piston

Ces machines ont un fonctionnement alternatif et nécessitent un jeu de soupapes ou de clapets pour obtenir tantôt l'aspiration du fluide, tantôt le refoulement. Le principal défaut de cette machine est de donner un débit pulsé et par suite des à-coups de pression, qu'on peut atténuer grâce à un pot anti-bélier sur la conduite de refoulement.

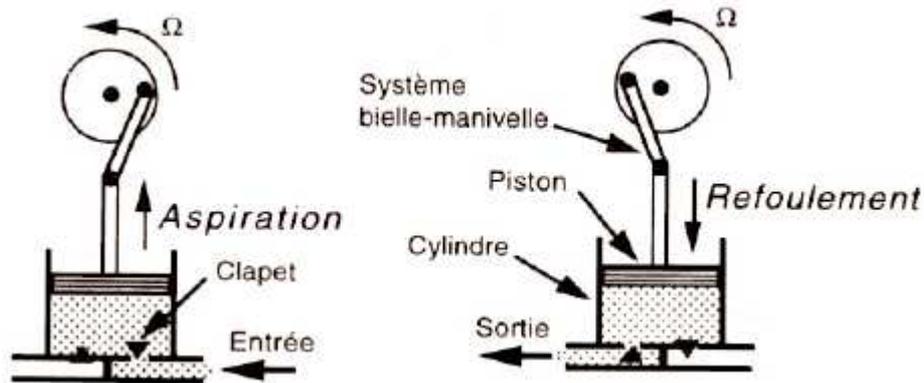


Figure IV.2 Fonctionnement de la pompe à piston

On peut aussi concevoir une machine mieux équilibrée par association de plusieurs pistons travaillant avec un déphasage judicieux...

Les pompes à piston sont robustes et ont de bons rendements au-dessus d'une certaine taille. Elles peuvent être utilisées comme pompes doseuses, on les trouve d'ailleurs assez souvent avec des pistons à course réglables. L'étanchéité de ce type de pompes ne leur permet pas de travailler avec des fluides possédant des particules solides.

IV.2.1.2. Pompe à diaphragme

Dans les pompes à diaphragme, appelées aussi pompes à membrane, le fluide n'entre pas en contact avec les éléments mobiles de la machine. Ces pompes sont donc bien adaptées au pompage des liquides corrosifs ou/et chargés de particules solides.

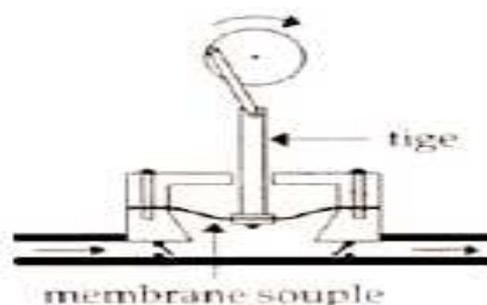


Figure IV.3 Pompe à diaphragme

IV.2.1.3. Pompe à piston plongeur

Cette machine est un compromis entre la pompe à piston et la pompe à membrane. Le fluide n'est pas isolé du piston, mais les frottements de celui-ci sont faibles car limités au niveau du presse-étoupe qui assure l'étanchéité. Ces pompes sont adaptées à la production de hautes pressions.

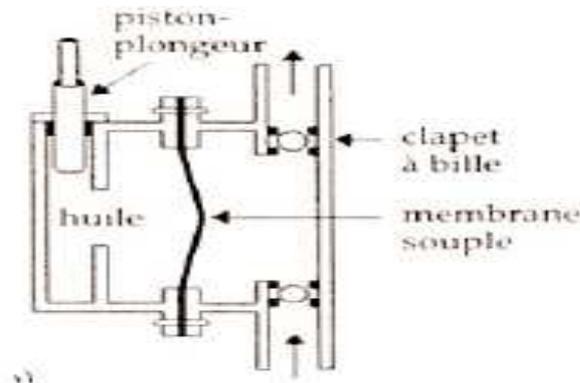


Figure IV.4 Pompe à piston plongeur

IV.2.1.4. Pompe à engrenage

Deux pignons tournent en sens inverse dans un carter. Le fluide situé entre les dents et la paroi du carter est contraint d'avancer au cours de la rotation, tandis qu'au centre, le contact permanent entre les deux pignons empêche le retour du fluide vers l'amont malgré la différence de pression et le déplacement des dents qui se fait en direction de l'entrée.

Ces pompes peuvent fournir un débit de l'ordre de 80 à 100 m³/h et des pressions maximales de l'ordre de 10 à 15 bar.

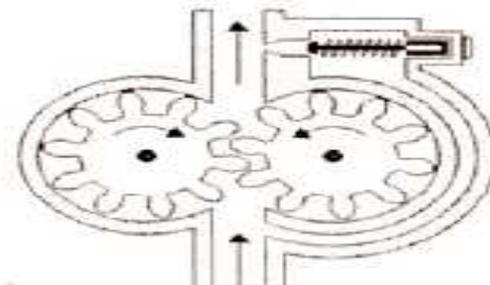


Figure IV.5 Pompe à engrenage

IV.2.1.5. Pompe à palettes rigides

C'est la classique « pompe à vide ». Un rotor excentré tourne dans un cylindre fixe. Sur ce rotor, des palettes, libres de se mouvoir radialement, et poussées par des ressorts s'appliquent sur la face intérieure du cylindre fixe. Les espaces ainsi délimités varient au cours de la rotation et créent les dépressions nécessaires au fonctionnement d'une pompe volumétrique.

Ces pompes conviennent bien aux gaz.

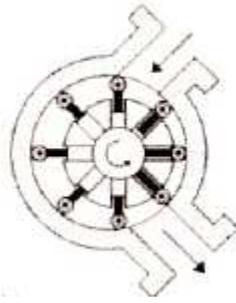


Figure IV.6 Pompe à palettes rigides

IV.2.1.6. Pompe péristaltiques

Son principe de fonctionnement est plutôt simple : un tuyau souple est écrasé par des galets, le fluide est alors repoussé sans turbulence, ni cisaillement. Il n'y a pas non plus de contact entre le fluide et les pompes mécaniques.

Son débit est limité à des valeurs de l'ordre de 60 à 80 m³/h. Par contre, le rendement est de 100 % et elle est la pompe doseuse par excellence.

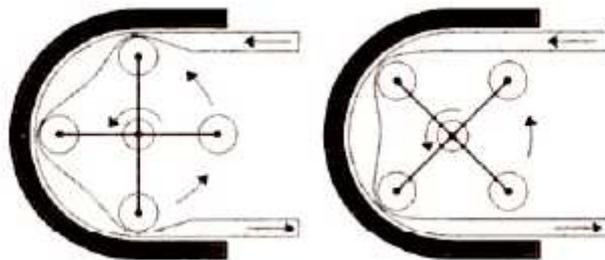


Figure IV.7 Pompe péristaltiques

IV.2.2. Les pompes hydrodynamique, ou Turbo-pompes

Les pompes hydrodynamiques sont de construction très simple : en version de base, elles sont essentiellement constituées d'une pièce en rotation, le **rotor** appelé aussi roue ou hélice qui tourne dans un carter appelé **corps de pompe**. Une certaine vitesse est ainsi communiquée au fluide.

La différence entre les pompes centrifuge hélico-centrifuge et à hélice porte essentiellement sur la direction de la vitesse donnée au fluide.

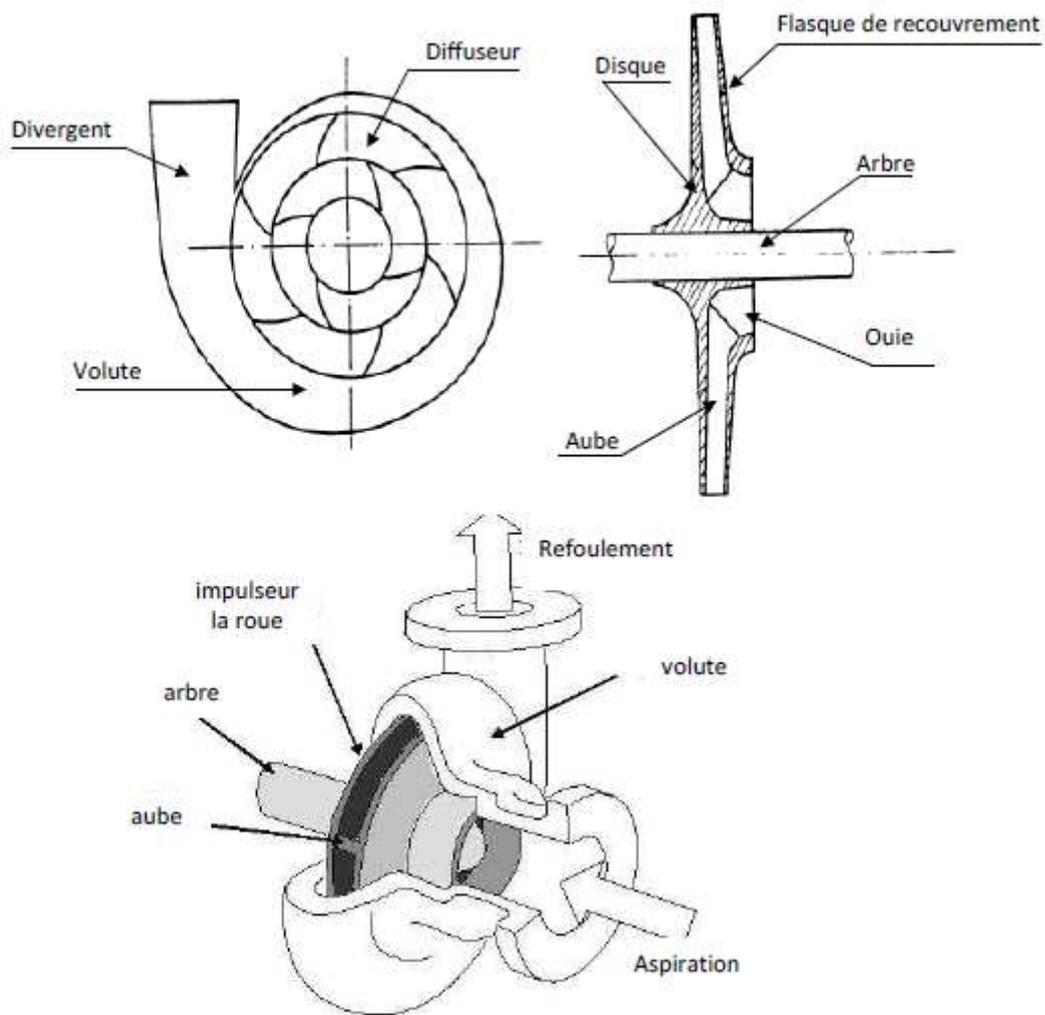


Figure IV.8 Schéma d'une pompe centrifuge

ASPIRATION : la pompe étant amorcée, la vitesse du fluide qui entre dans la roue augmente, et par conséquent la pression dans l'ouïe diminue, engendrant ainsi une aspiration et le maintien de l'amorçage.

ACCELERATION : la rotation augmente la vitesse du fluide tandis que la force centrifuge qui le comprime sur la périphérie augmente sa pression. Les aubes sont le plus souvent incurvées et inclinées vers l'arrière par rapport au sens de rotation, mais ce n'est pas une obligation. Dans un même corps de pompe on peut monter des roues différentes en fonction des caractéristiques du fluide.

REFOULEMENT : dans l'élargissement en sortie, qui se comporte comme un divergent, le liquide perd de la vitesse au profit de l'accroissement de pression : l'énergie cinétique est convertie en énergie de pression.

IV.2.2.1. Pression différentielle engendrée par la pompe

Sur l'installation ci-contre, la pompe qui tourne à vitesse constante élève le liquide contenu dans le réservoir inférieur et le rejette dans le réservoir supérieur.

- Entre « A » et « E » : le fluide s'élève par aspiration, on dit que la pompe travaille à l'aspiration.
- Entre « S » et « B » : la pompe travaille au refoulement.

L'application du théorème de Bernoulli entre A et B donne :

$$p_A + \rho g z_A + \frac{1}{2} \rho v_A^2 + \Delta p_P = p_B + \rho g z_B + \frac{1}{2} \rho v_B^2 + \Delta p_C$$

La différence de pression engendrée par la pompe s'écrit :

$$\Delta p_P = p_S - p_E = (p_B - p_A) + \rho g (z_B - z_A) + \frac{1}{2} \rho (v_B^2 - v_A^2) + \Delta p_C$$

La vitesse en A est généralement négligeable.

La hauteur théorique d'élévation ΔH_p est par définition :

$$\Delta H_p = \frac{\Delta p_P}{\rho g}$$

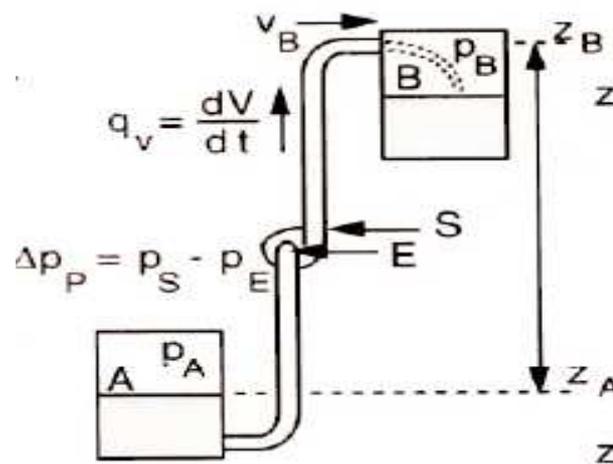


Figure IV.9 Application le théorème de Bernoulli entre Res A et Res B

IV.2.2.2. Caractéristique pression-débit

Cette caractéristique $\Delta P_p = f(Q_v)$ est encore appelée caractéristique débitante, et représente la variation de la pression différentielle, ou de la hauteur théorique d'élévation, en fonction du débit de la pompe.

Sur les pompes de conception courante la pression différentielle chute lorsque le débit augmente :

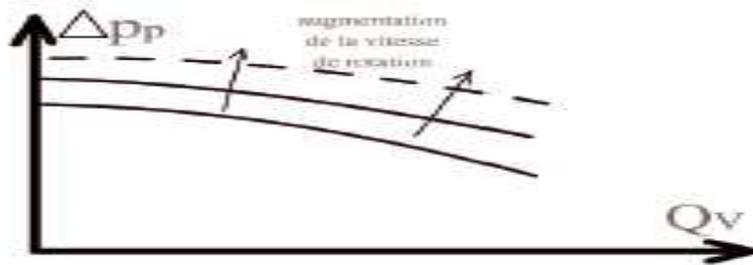


Figure IV.10 Variation de la pression différentielle en fonction du débit de la pompe

Les caractéristiques **pression-débit** sont habituellement fournies par les constructeurs, ainsi que d'autres courbes qui donnent le rendement de la pompe ou le NPSH d'aspiration en fonction du débit.

IV.2.2.3. Point de fonctionnement

La caractéristique **pression-débit** de la pompe étant connue, pour déterminer le point de fonctionnement de l'ensemble {POMPE + INSTALLATION} il faut connaître les besoins de l'installation. Ces besoins sont représentés par la courbe **charge-débit** de l'installation.

Le liquide devant être acheminé depuis « A » vers « B », la conception de l'installation entraîne un besoin en pression de :

$$\Delta p_I = (p_B - p_A) + \rho g(z_B - z_A) + \frac{1}{2} \rho (v_B^2 - v_A^2) + \Delta p_C$$

Or, les pressions ainsi que les hauteurs de départ et d'arrivée sont constantes et indépendantes du débit, tandis que les vitesses et la perte de charge en dépendent. De plus, le résultat du chapitre précédent nous a enseigné que les pertes de charge sont proportionnelles à « v^2 », c'est pourquoi, la caractéristique résistante de l'installation peut se mettre sous la forme, dont l'allure est parabolique :

$$\Delta p_I = C^{ste} + k.v^2$$

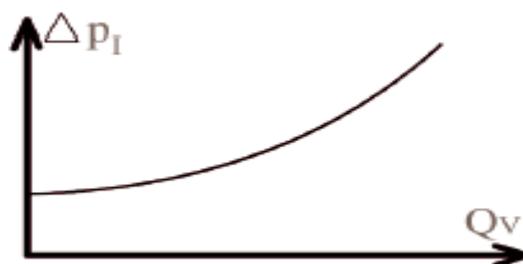


Figure IV.11 Courbe ΔP_I en fonction Q_v

La pompe accouplée à l'installation impose donc un débit $Q_{v,0}$ pour une pression $\Delta p_{I,0}$ (qui représente son **point de fonctionnement**) tels que : $\Delta p_p = \Delta p_I$ autrement dit, $(E) = (E')$. Graphiquement, ce point de fonctionnement est obtenu par l'intersection des deux courbes précédentes...

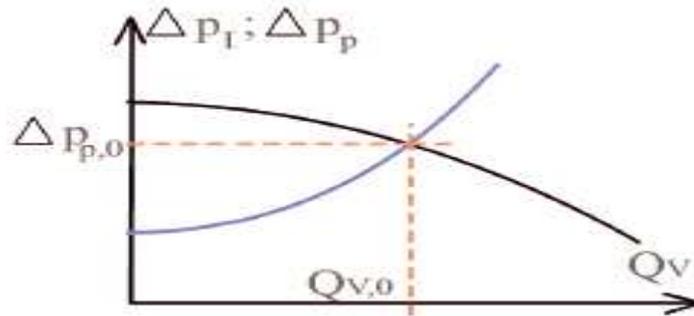


Figure IV.12 Graphique de point de fonctionnement

IV.2.2.4. Caractéristique de vitesse

Le fonctionnement d'une pompe est défini par trois paramètres : la pression différentielle ΔP_p (Ou la hauteur théorique ΔH_p) le débit Q_v et la vitesse de rotation de la roue Ω (ou N en tr/s). Il faut garder en mémoire que :

- $Q_v \propto \Omega$
- $\Delta p_p \propto \Omega^2$
- $P \propto \Omega^3$

Avec : P : Puissance fournie par la pompe au liquide.

IV.2.2.5 Condition d'aspiration NPSH

Les possibilités pour une pompe de fonctionner à l'aspiration sont d'une grande importance quand la hauteur géométrique d'aspiration est importante, mais aussi quand le liquide est volatil, ou à température élevée, ou stocké sous vide, etc.... Le critère de faisabilité est le **N.P.S.H.**, sigle de « **NET POSITIVE SUCTION HEAD** » qui sert à définir la pression nécessaire à l'entrée de la roue pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point de la pompe une pression supérieure à la pression de vapeur saturante P_{vs} , de façon à éviter tout risque de cavitation.

L'expression N.P.S.H. peut être traduite par « **CHARGE POSTIVE NETTE A L'ASPIRATION** ».

Le constructeur donne la courbe du N.P.S.H. pour la pompe, il s'agit du « **N.P.S.H. requis** ». Elle tient compte en particulier de la chute de pression que subit le liquide lors de son accélération à l'entrée de la roue. Quantitativement, le NPSH requis est le supplément minimal de pression qu'il faut ajouter à la pression de vapeur saturante au niveau de l'entrée de la pompe, pour que la pression à l'intérieur de celle-ci ne puisse être en aucun point inférieure à P_{vs} .

En d'autres termes, la pompe ne fonctionne correctement que si la pression totale à l'entrée $P_T(E)$ est supérieure à la somme $P_{vs} + \text{NPSH requis}$:

$$NPSH_{requis} < P_T(E) - P_{vs}$$

Ou encore :

$$NPSH_{requis} < NPSH_{disponible}$$

IV.2.2.6. Amorçage d'une turbo-pompe

La pompe centrifuge n'est généralement pas auto-amorçante. Quand le corps de pompe est plein d'air, la pompe centrifuge de conception usuelle ne peut engendrer suffisamment de pression pour fonctionner. Elle tourne « à vide ».

Les pompes immergées ne posent pas de problème d'amorçage, par contre, si le niveau du liquide à pomper est plus bas que le corps de pompe, il y a lieu de prévoir un dispositif d'amorçage.

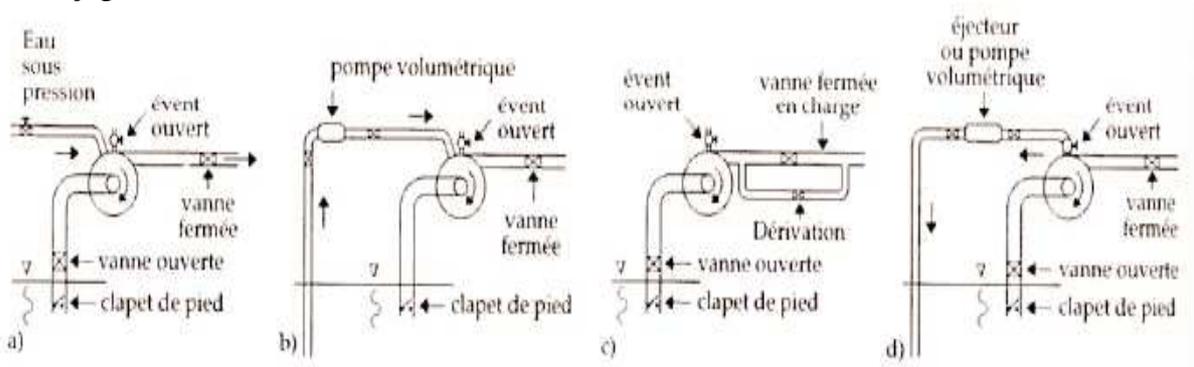


Figure IV.13 Techniques d'amorçage une turbo-pompe

IV.3. Dimensionnement de la station de pompage

IV.3.1 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

Pour le choix du type de pompe, on se réfère au catalogue du constructeur Italien **CAPRARI**. Il va nous permettre de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

❖ Caractéristiques de la conduite **SR SMINA_RES OUSSAM** :

- Débit véhiculé = 16,91 l/s ;
- Hauteur géométrique = 205 m ;
- Pertes de charge = 29,61 m ;
- Hauteur manométrique totale = 234,61 m.

Le catalogue CAPRARI propose 04 pompes du type **Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal**. Leurs caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Caractéristiques de pompes centrifuges

POMPE CENTRIFUGE MULTICELLULAIRE POUR HAUTES PRESSIONS A AXE HORIZONTAL					
Type	Q (l/s)	HMT(m)	η (%)	P_{abs} (Kw)	NPSHr
PM 80 / 7D	18,64	241	73,4	75	2,9
PM 65 / 6A	16,89	235	70,1	75	3,27
PM100 / 4C	21,2	251	69,4	90	3,18
PM 125/ 9A	22,9	259	60,9	110	1,56

D'après le tableau ci-dessus, le type du pompe sera porté sur **la pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions a axe horizontal (PM 65 / 6A)**.

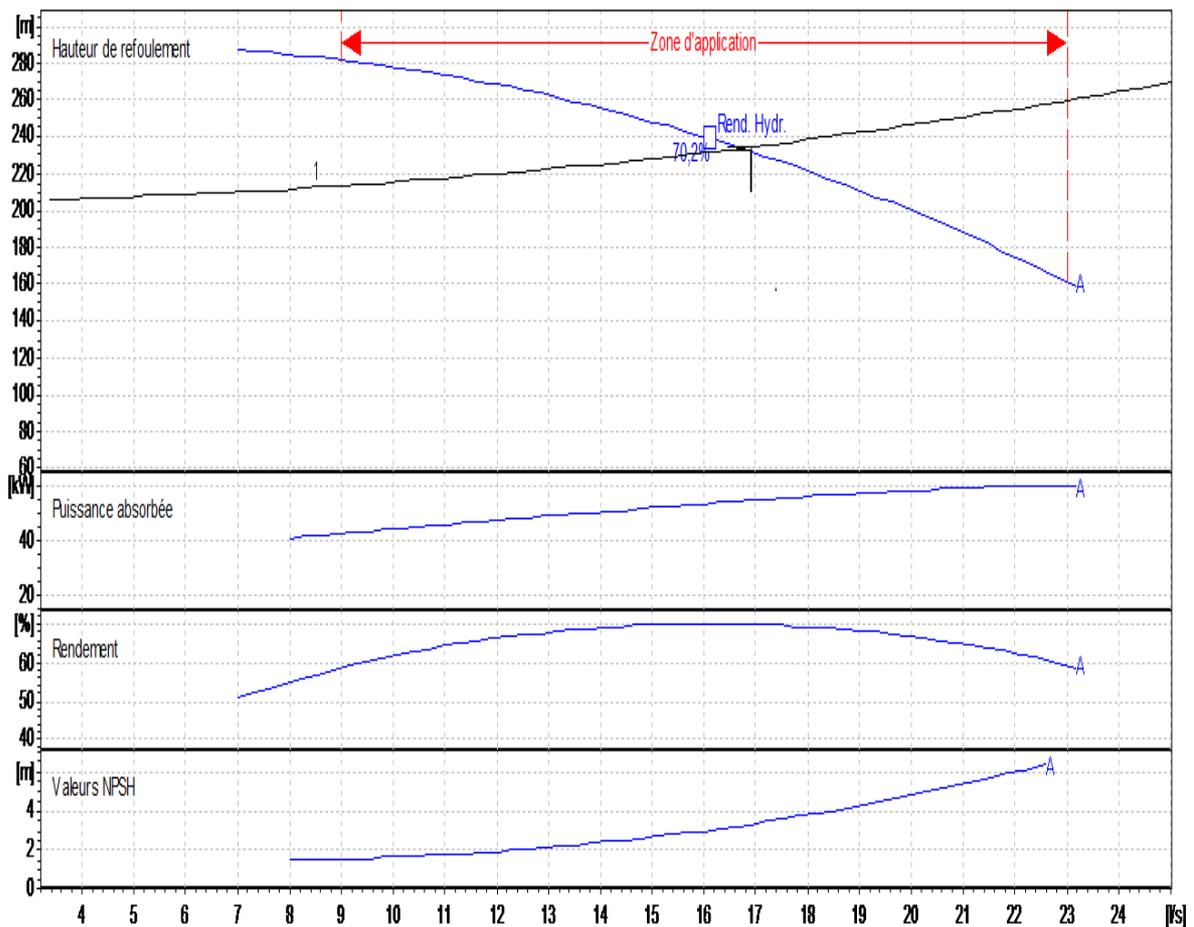


Figure IV.14 Courbe caractéristiques de la pompe (PM 65 / 6A)

IV.3.2. Etude de la cavitation

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

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

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

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

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

- $\text{NPSH}_d = \frac{P_{at}}{\rho} - Ha - \left(\frac{P_v}{\rho} + \sum h_{p_{asp}} \right)$; (Aspiration en dépression).
- $\text{NPSH}_d = \frac{P_{at}}{\rho} + Ha - \left(\frac{P_v}{\rho} + \sum h_{p_{asp}} \right)$; (Aspiration en charge).

Où :

NPSH_d : La charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation (m) ;

NPSH_r : Dépend uniquement de la conception de la pompe (m) ;

$\frac{P_{atm}}{\rho}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (mce) ;

$\frac{P_v}{\rho}$: dépend de température du liquide pompé (mce) ;

Ha : Hauteur d'aspiration (m) ;

$\sum h_{asp}$: Somme des pertes de charge à l'aspiration (m).

Tableau IV.2 Pression atmosphérique en fonction de la côte

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho}$ (m)	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

Tableau IV.3 Pression de vapeur en fonction de la température

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho}$ (m)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Application :

- La côte de la station de pompage est de 103 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10,2$ m.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\varpi} = 0,24$ m.
- NPSH_r = 3,27 m.
- $\sum h_{asp} = 0$ m.
- Ha = 0 m ; la pompe est presque située au même niveau du radier.

La pompe est installée en charge :

$$\text{NPSH}_d = 10,2 - 0,24$$

$$\text{NPSH}_d = \mathbf{9,26 \text{ m}}$$

D'où, $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, donc, la pompe ne cavite pas.

IV.4 Conclusion

D'après l'étude que nous avons fait dans ce chapitre, on a adopté pour la station de reprise S'MINA, la pompe centrifuge multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** dont les caractéristiques sont les suivantes :

- 01 pompe + 1 pompe de secours ;
- Type de pompe : PM 65/6A-CAPRARI ;
- Q = 18,89 l/s ;
- HMT = 235 m ;
- $\eta = 70,1\%$;
- P = 75 Kw.

Chapitre V

Coup de Bélier

V.1. Introduction

Pour un bon fonctionnement du réseau d'AEP, et afin d'assurer la sécurité des conduites, la protection contre le régime transitoire doit être effectuée pour les canalisations qui fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire.

V.2. Définition et origines des coups de bélier

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

Ce phénomène est engendré par :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes electro-pompes alimentant une conduite de refoulement.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Démarrage brutal d'un groupe d'electro-pmpes.

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

V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie;
- Soupapes de décharges ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne à fermeture lente.

V.3.1. Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peut ou non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement,
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (très coûteux),
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible,
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible ou moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

V.3.2. Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à la protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

V.3.3. Les ventouses

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

V.3.4. Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

V.3.5. Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir:

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

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

V.4. Etude du coup de bélier

V.4.1 La valeur du coup de bélier

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

$$a = 9900 / \sqrt{48,3 + \frac{(K \cdot D)}{e}}$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 120 pour la fonte.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g}$$

Avec :

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

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

$$H_s = H_0 + B$$

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

$$H_d = H_0 - B$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

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

➤ **2^{eme} Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T}$$

V.5. Calcul du coup de Béliet

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

Les valeurs numériques du coup de bélier pour le tronçon SR.S'MINA_Res.OUSSAMA sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Calcul de la valeur du coup de bélier

Tronçon SR.S'MINA_Res.OUSSAMA								
D (mm)	e (mm)	V₀ (m/s)	H₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H_d (m)	H_s (m)	PNS (m)
150	6,3	0,96	215	1165,84	113,79	91,22	318,79	250

D'après les résultats obtenus, la surpression dépasse la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier se manifeste dans ce tronçon.

Donc, le tronçon nécessite une protection. Le choix s'est porté sur le réservoir d'air

V.6. Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale de la conduite.

V.6.1. Principe de fonctionnement

C'est un réservoir cylindrique fermé contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et dans la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé réservoir d'air ou réservoir hydropneumatique. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent.

Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé

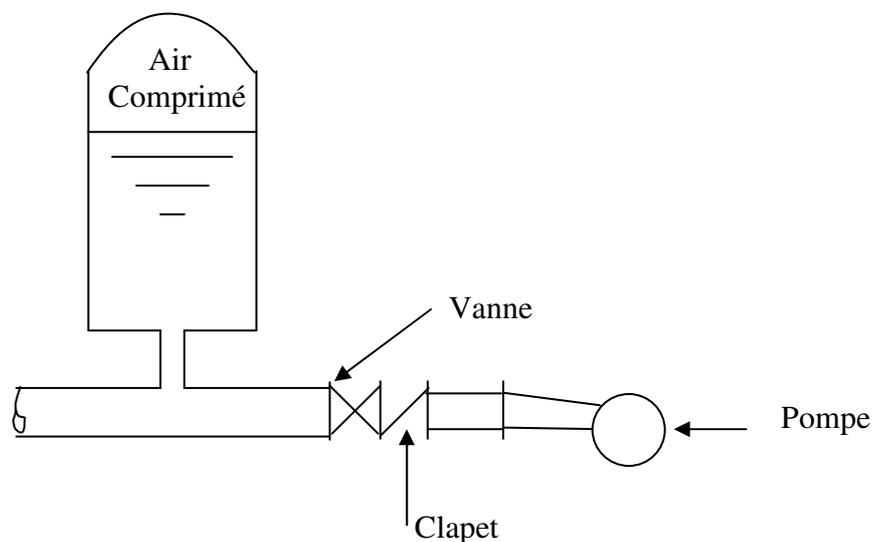


Figure V.1 Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier)

Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression dans la conduite au point de raccordement. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

V.6.2. Principe de calcul

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

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

Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements ; mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le principe est le suivant, une fois fixées a priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement :

- Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toute fois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement. Comme la conduite est supposée présenter un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.

- Comme pour le volant d'inertie, les régimes seront considérés à rythmes entiers où

$$\Delta t = \frac{2 \times L}{a}, \text{ en prenant } \frac{L}{a} \text{ comme unité de temps :}$$

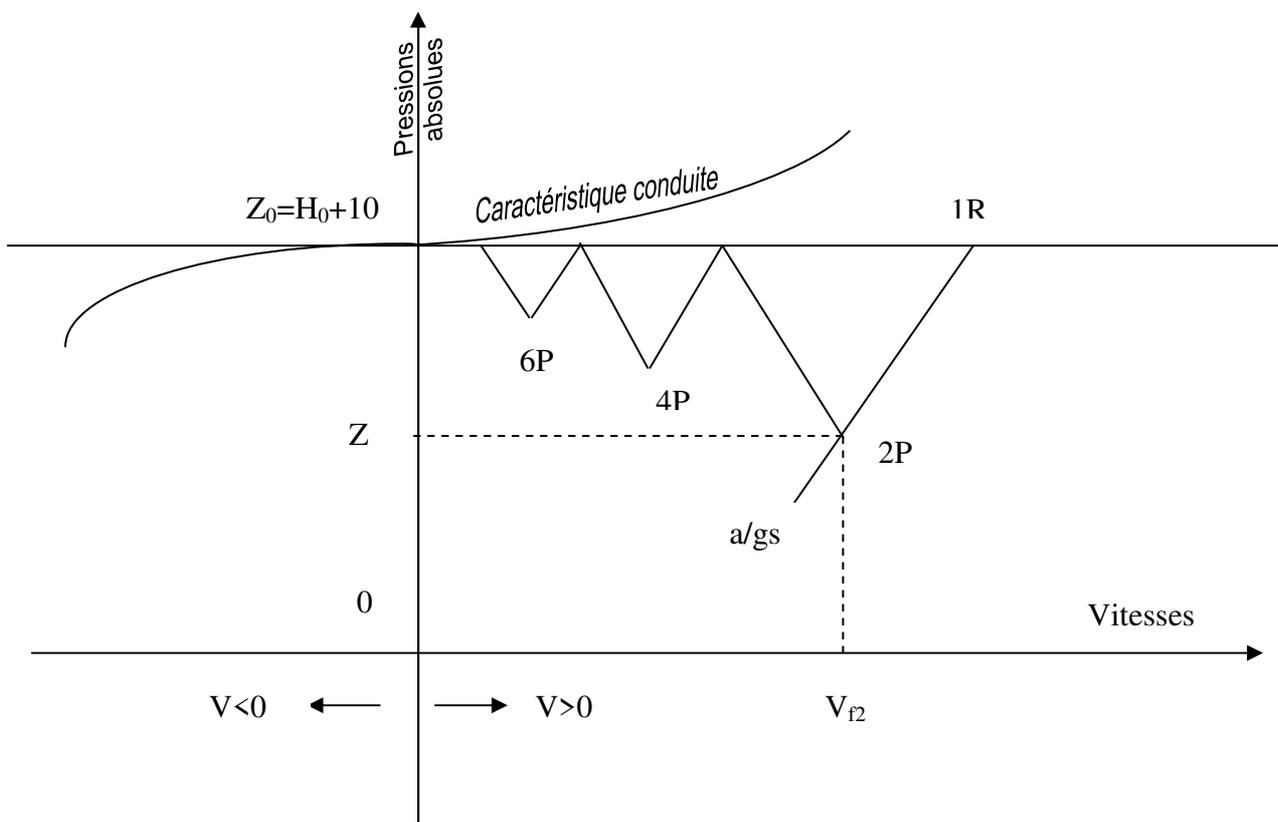


Figure V.2 Principe de la construction de l'épure de Bergeron.

V.6.2.1. Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé U_0 . Sur le diagramme $H = f(V)$, le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de V_{f0} en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de Z_0

$$Z_0 = H_0 + 10$$

Où ;

- H_g : hauteur géométrique,
- Z_0 : pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite (a/g_s) et $(-a/g_s)$ en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse V_{f1} de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression Z .

L'intersection de Z et V_{f1} doit couper la droite (a/g_s) en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

▪ **Principe de calcul du réservoir d'air**

1- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = \frac{2 \times L}{a}$

2- L'augmentation ou la diminution (ΔU) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire.

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

Où

- S : Section de la conduite,
 - T : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,
 - V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3- le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T , au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4}$$

Où :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
 - Z_0 : Pression absolue,
 - U_0 : Volume d'air initial,
 - U : Volume nouveau de l'air,
 - Z : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

- *Cas de la montée de l'eau*

A la montée de l'eau, On a un coefficient de débit de 0.92

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K$$

Où :

- V_1 = Vitesse dans la tuyère,
- V_f = Vitesse finale choisie,
- D : Diamètre de la conduite,
- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

- $d' = 0.92 d$
- d : sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20}$$

- *Cas de la descente de l'eau*

La tuyère agit comme un ajutage borda avec un coefficient de 0.5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère,
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6- calcul des pertes de charge

- *Cas de la montée de l'eau*

$$\Delta h_1 = C \times (V^2/2g)$$

$$C = f(m)$$

Avec :

$$m = (0.92.d)^2/D^2$$

- *Cas de la descente de l'eau*

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2/2g)$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m = 1/2 \times (d/D)^2$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge:

- Cas de la montée : $Z - \Delta h_1 - \delta$
- Cas de la descente : $Z + \Delta h_2 + \delta$

V.7 Calcul du réservoir d'air

Application :

Supposons que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 0,3 \text{ m}^3$. Les caractéristiques de la tuyère sont alors les suivantes :

- Cas de la montée de l'eau :

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de $K = 0,92$ (Figure V.3).

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

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- V_f : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
- $d' = 0,92 d$: Diamètre de la veine contractée en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m) doit être choisi pour une valeur de K comprise en 15 et 20

$$\text{A.N: } D^2 / d'^2 = D^2 / (0,92d)^2 = 150^2 / (0,92d)^2 = 26583,18 / d^2 = k$$

On sait que $K \in [15 ; 20]$

$$15 < 26583,18 / d^2 > 20 \longrightarrow 36 < d > 43$$

On prend $d = 38 \text{ mm}$.

Le diamètre de la veine liquide contractée $d' = 0,92 * d = 34,96 \text{ mm}$.

On prend $d' = 40 \text{ mm}$.

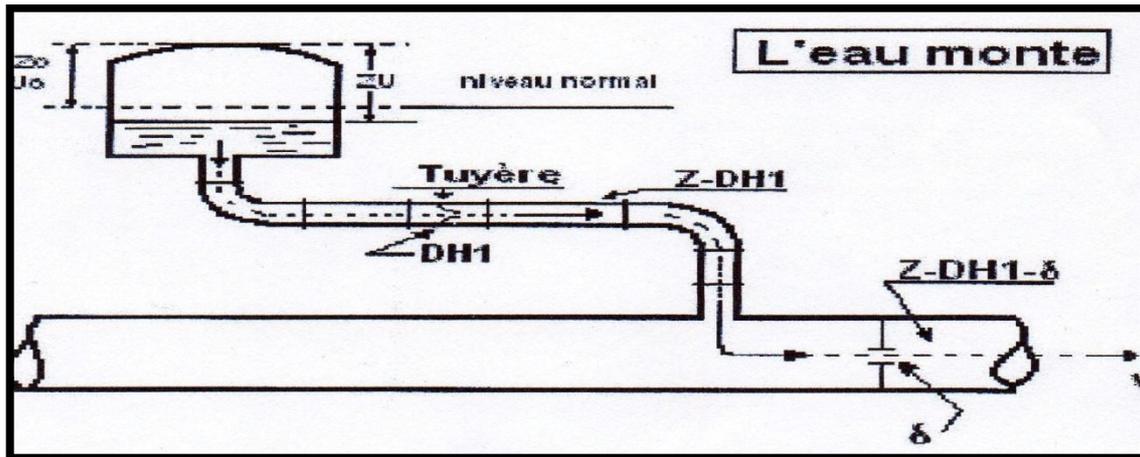


Figure V.3 Pertes de charge successives à la montée de l'eau dans la conduite

Par ailleurs : $m = \frac{(40)^2}{(75)^2} \Rightarrow m = 0,28$

(L'annexe 2) donne : $c = 0,52$.

Les pertes de charges dans la tuyère seront :

$$\Delta H_1 = c \frac{v_1^2}{2 \cdot g}$$

$$\Delta H_1^2 = 0,027 V_1^2$$

- Cas de la descente :

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de $K' = 0,5$ (Figure V.4).

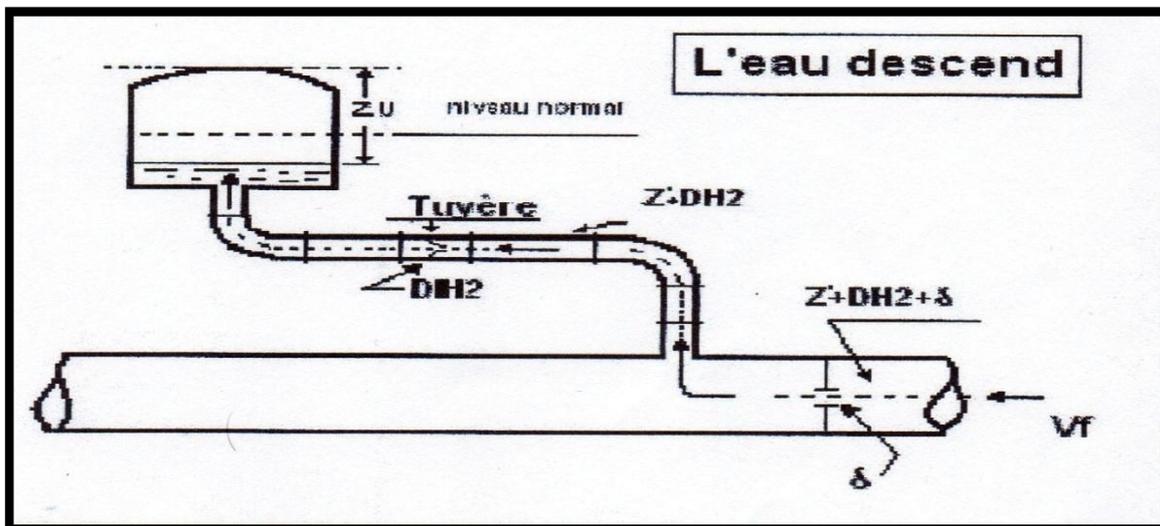


Figure V.4 Pertes de charge successives à la descente de l'eau dans la conduite

On a :

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

Où :

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

Par ailleurs : $m = 0,5 * \frac{(40)^2}{(75)^2} \Rightarrow m = 0,14$; (L'annexe 2) donne : $c = 0,74$.

Les pertes de charges dans la tuyère seront :

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

$$\Delta H_2 = 0,038 V_2^2$$

Les résultants du calcul obtenus à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (V.3) ci-dessous :

Tableau V.2 Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SR S'MINA-Res OUSSAMA

Données de l'Adductiv		Résultats		Données du Réservoir d'a	
Diametre	0,15 m	Vitesse	0,9573956 m/s	Volume U•	0,3 m3
Débit	0,01691 m3/s	Section	0,0176625 m²	K PDC entr	0,03 Vf²
H géomet	205 m	Célérité a	1165,8398 m/s	K PDC sort	0,04 Vf²
Long. Cond.	3316 m	B	113,77879 m	Exposant	1,4
coef. K	1	Hmax	318,77879 m	Pression de l'a	
Epaisseur e	0,0063 m	Hmin	91,221211 m	pres. air Z	45,335784 /U ^Λ
C Haz Will	120	periode θ	5,6886031 s	Résultats des pressior	
Résultats des variations du volume d'.		H0	215 m	Surpression	42,552915 m
Umax	0,3913254 m3	PDC δ	29,608402 m	Dépression	46,386636 m
Umin	0,2891489 m3	a/g	118,84198 s	U= 0,4695905 m3	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,3	244,6084	0	244,6084	29,608402	215	0,9573956	0	0	
5,6886031	0,0758157	0,3758157	178,43345	0,0115683	178,42188	9,6858346	168,736049	0,568106	0,7545729	0,5517502	0,0163558
11,377206	0,0155097	0,3913254	168,61177	0,0015946	168,61336	2,1215158	170,73488	-0,1936541	0,154364	-0,2430222	0,0493681
17,065809	-0,0453593	0,3459661	200,35222	0,0117568	200,36398	13,491909	213,85589	-0,5757516	-0,4514488	-0,6598754	0,0841237
22,754413	-0,051648	0,2943181	251,24499	0,0036605	251,24865	4,579539	255,828192	-0,2418285	-0,5140388	-0,3682021	0,1263736
28,443016	-0,0051692	0,2891489	257,55559	0,0026747	257,55292	2,4958185	255,057097	0,4387836	-0,0514475	0,2653071	0,1734764
34,131619	0,0384454	0,3275943	216,25703	0,0094987	216,24753	8,0699097	208,177618	0,7184383	0,3826369	0,4999666	0,2184716
39,820222	0,0337681	0,3613624	188,5042	0,0011268	188,50307	1,1209149	187,382158	0,4286398	0,3360843	0,172202	0,2564378
45,508825	-0,0048271	0,3565353	192,08685	0,0019434	192,08879	2,5479952	194,636789	0,0249015	-0,0480429	-0,2682877	0,2931893
51,197428	-0,033115	0,3234203	220,17446	0,0041253	220,17858	5,1155944	225,294179	-0,0598247	-0,3295843	-0,3908808	0,3310561
56,886031	-0,0241262	0,2992941	245,41652	0,0002156	245,41673	0,3326402	245,749374	0,2855377	-0,2401219	-0,0893631	0,3749008
62,574635	0,0092124	0,3085065	235,21832	0,0028267	235,2155	2,6268628	232,588634	0,6922796	0,0916886	0,2727402	0,4195394

A partir du tableau (V.3), on constate que l'air peut occuper un volume maximal de **0,39 m³ environ**.

- $U_{\max} = 0,39 \text{ m}^3$.
- $U_{\min} = 0,29 \text{ m}^3$.

On prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de reprise, d'un réservoir d'air d'un volume total : $U_T = 400 \text{ Litres}$.

L'explication graphique

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. L'explication graphique est figurée sur la courbe de la Figure V.5, qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

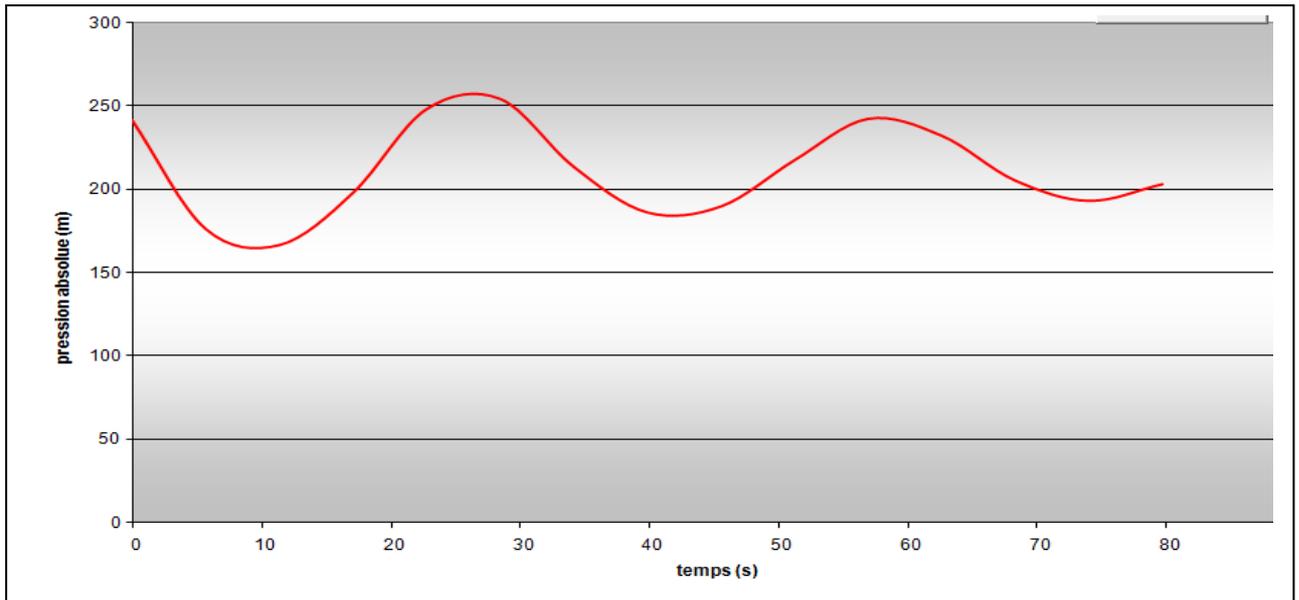


Figure V.5 Variation de la pression absolue en fonction du temps

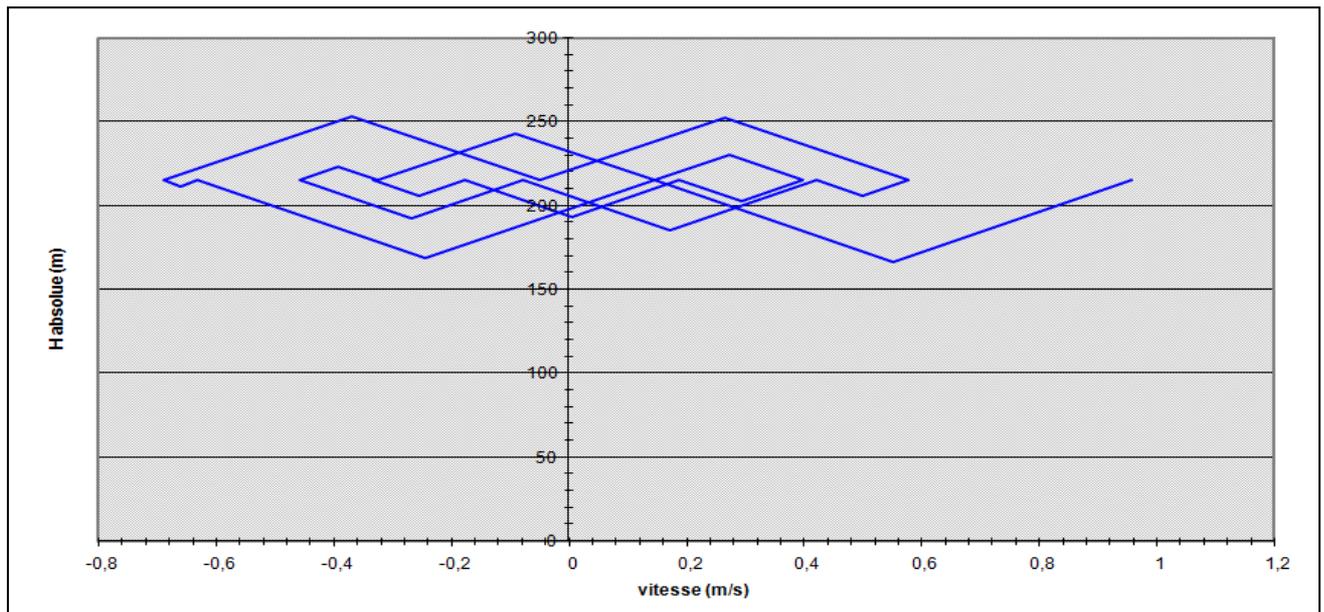


Figure V.6 Epure de BERGERON

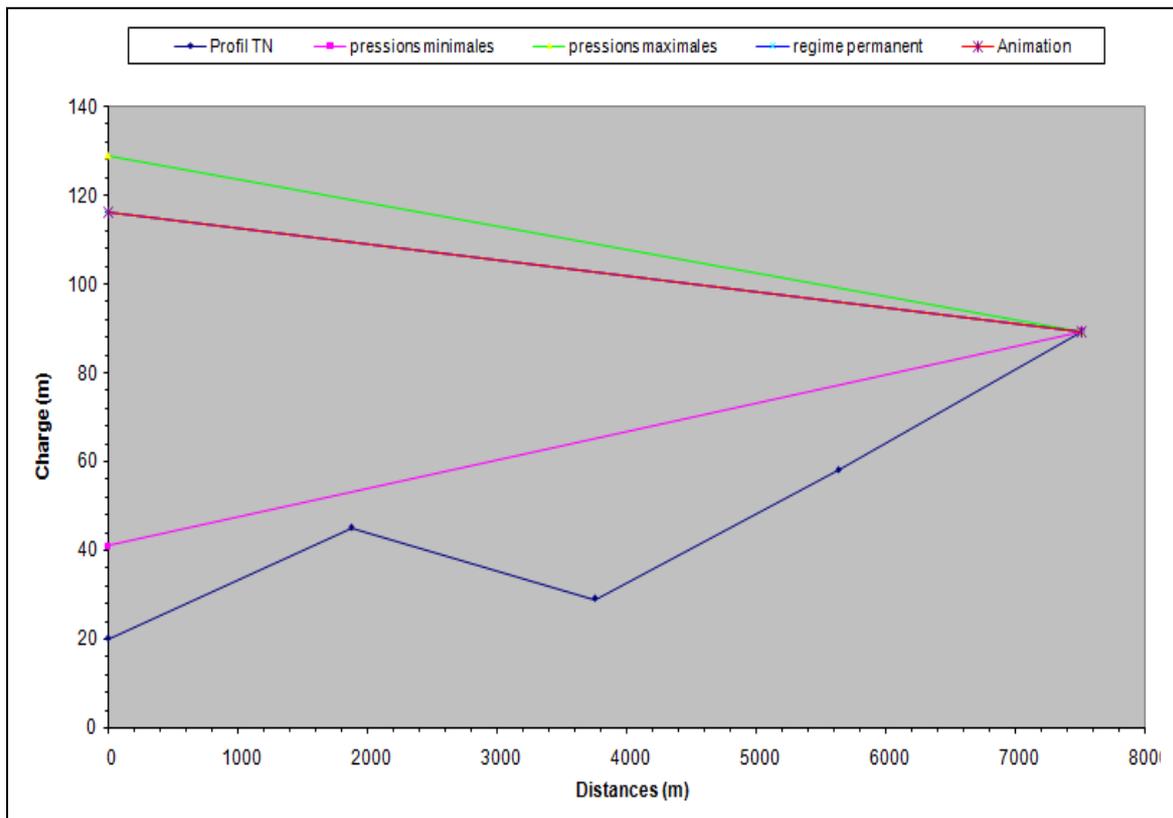


Figure V.7 Enveloppes des pressions en régime permanent et transitoire

V.8. Conclusion

Dans tout projet de station de pompage, la protection anti-bélier doit être sérieusement prise en compte afin d'éviter des incidents aux conséquences graves. Ceci impose des obligations au maître d'œuvre et à l'entrepreneur.

Dans ce chapitre, on a opté pour la protection contre le régime transitoire juste à la sortie de la station de reprise ceci par l'installation d'un réservoir d'air d'une capacité 400 litres.

Chapitre VI

Réservoirs

VI.1. Introduction

Les points de relia entre les réseaux de distribution et d'adduction sont les réservoirs. Ces dernier sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et de pressions dans le réseau de distribution.

Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité nécessaire et suffisante lors des heures de pointe.

VI.2. Fonctions des réservoirs

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

La régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).

La régulation de pression en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.

La sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.

VI.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour ou surélevé (château d'eau).

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer.
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques.
- La sécurité d’approvisionnement et la facilité d’exploitation.
- Les possibilités d’adaptation au réseau.
- Les possibilités d’inscription harmonieuse dans le site.

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée** : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l’ouvrage doit s’adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

- **Circulaire** : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d’économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d’excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d’exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

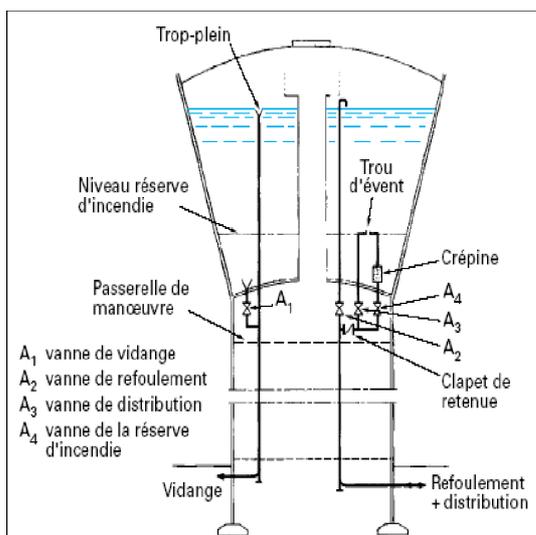


Figure VI.1 Réservoir surélevé.

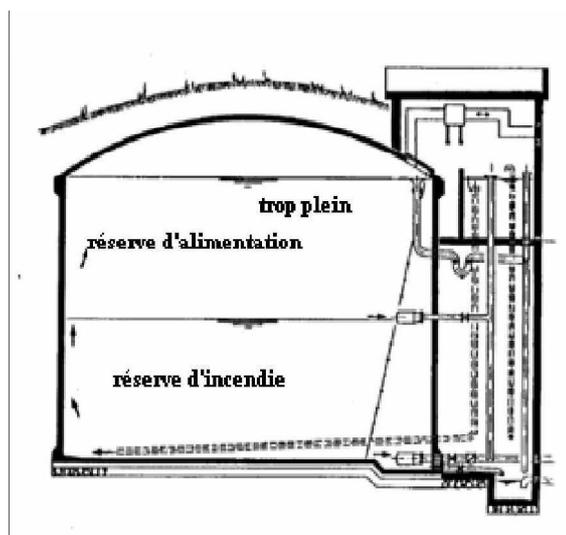


Figure VI.2 Réservoir semi-enterré circulaire.

VI.4. Equipements des réservoirs

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d’étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l’exploitation en prévoyant les équipements permettant à l’exploitant d’être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas, par ailleurs, de vue qu’ il sera nécessaire d’intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois pendant la vie de l’ouvrage, pour des opérations d’entretien (génie civil, équipements hydrauliques...). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d’accès facile et convenablement dimensionnée. Même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d’accès difficile. Pour les

équipements lourds, les chambres doivent être équipées par des rails, poutres ou des crochets pour faciliter la manipulation de ces équipements.

VI.4.1. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

VI.4.2. Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

VI.4.3. Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté ^[06], doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite by-pass ;
- Un système de matérialisation d'incendie.

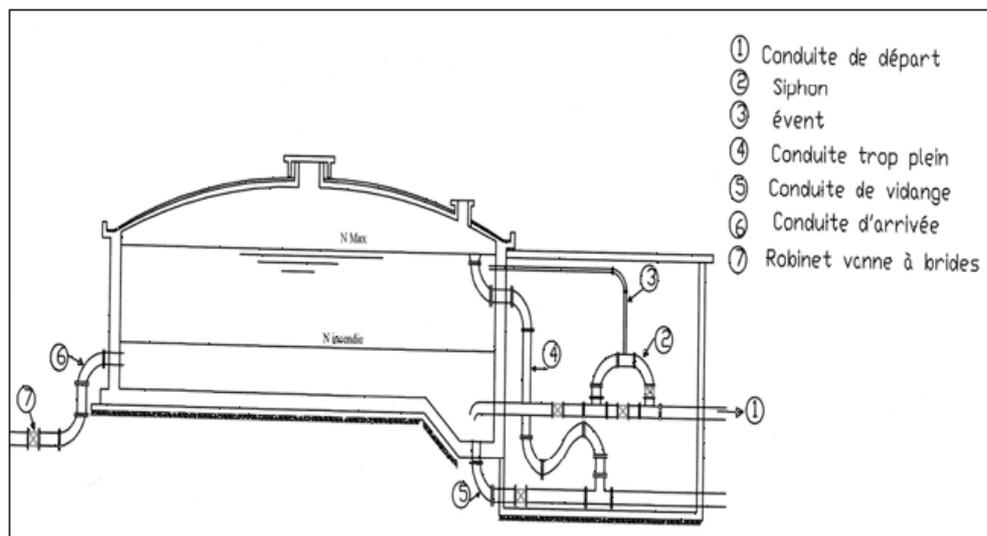


Figure VI.03 Equipements hydrauliques des réservoirs.

VI.4.4. Dispositifs d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

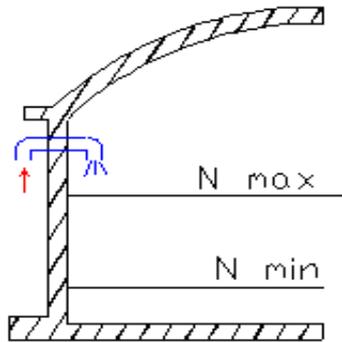


Figure VI.04 Arrivée par surverse
(Chute libre)

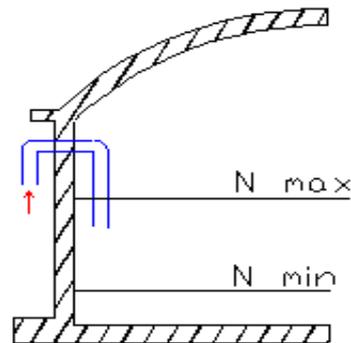


Figure VI.05 Arrivée par surverse
(Noyée)

Par dessous : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

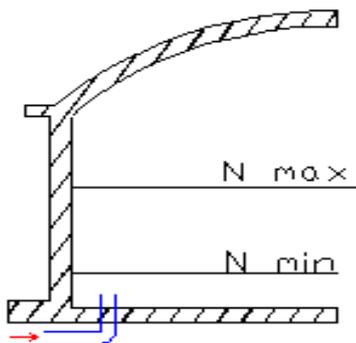


Figure VI.06 Arrivée par dessous
(Par le fond)

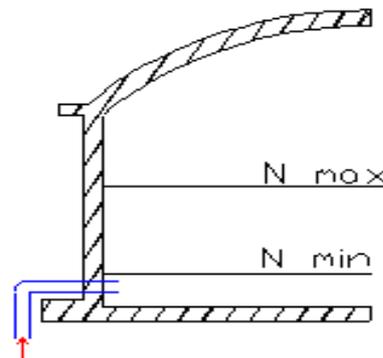


Figure VI.07 Arrivée par dessous
(Par le bas)

VI.4.5. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

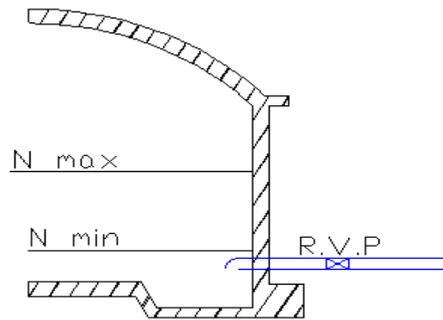


Figure VI.08 Conduite de départ

VI.4.6. Trop plein et vidange

Ils peuvent se faire de la façon suivante

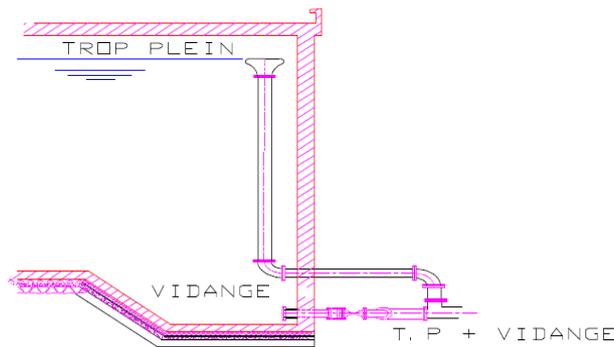


Figure VI.09 Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange

La conduite a le rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On a intérêt à n'effectuer pas cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

VI.4.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela un système en siphon présente dans la figure VI.10.

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. C'est une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance.

Son fonctionnement est le suivant :

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

Comme le montre la figure suivante :

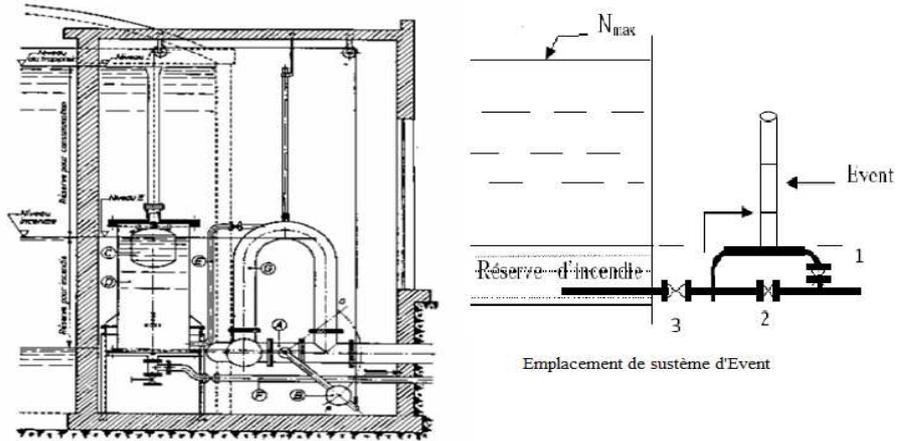


Figure VI.10 Système de matérialisation d'incendie d'évent

VI.4.8. Trappes d'accès et échelles

La trappe d'accès est représentée comme suit :

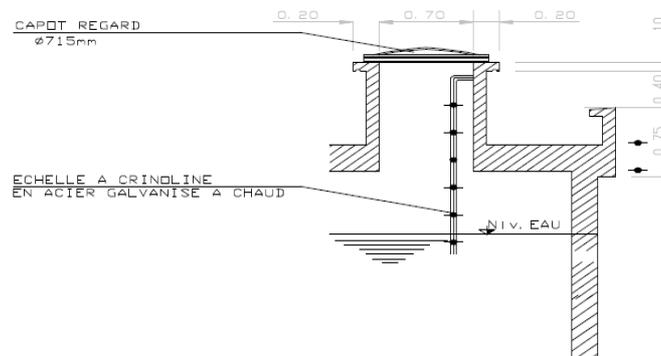


Figure VI.11 Trappes d'accès

VI.4.9. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, et sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir. Comme montre la figure suivante :

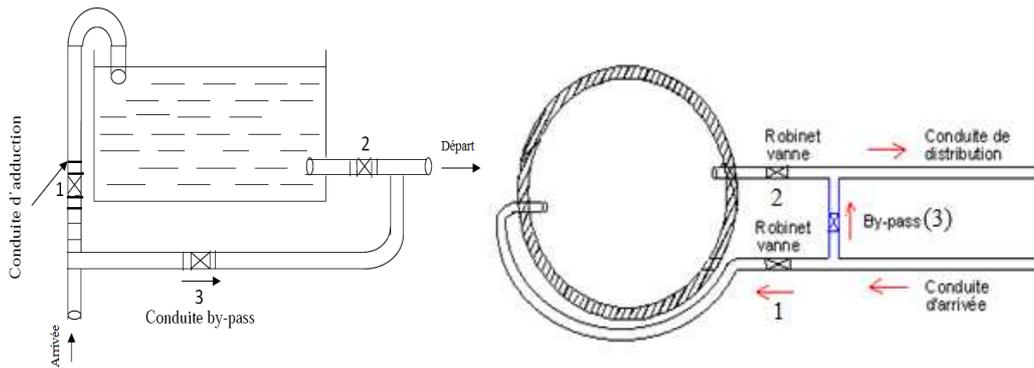


Figure VI.12 Conduite by-pass

Le fonctionnement de la conduite de By-pass sera come suite :

- Les vannes 1 et 2 sont fermées.
- La vanne 3 ouverte.

Dans ce cas, l'eau arrive au réservoir se dirige directement vers l'agglomération. Cette conduite est utilisée pour séparer le réservoir dans le cas d'entretien ou réparation.

VI.4.10. Emplacement des réservoirs

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

La figure suivante illustre les différents emplacements :

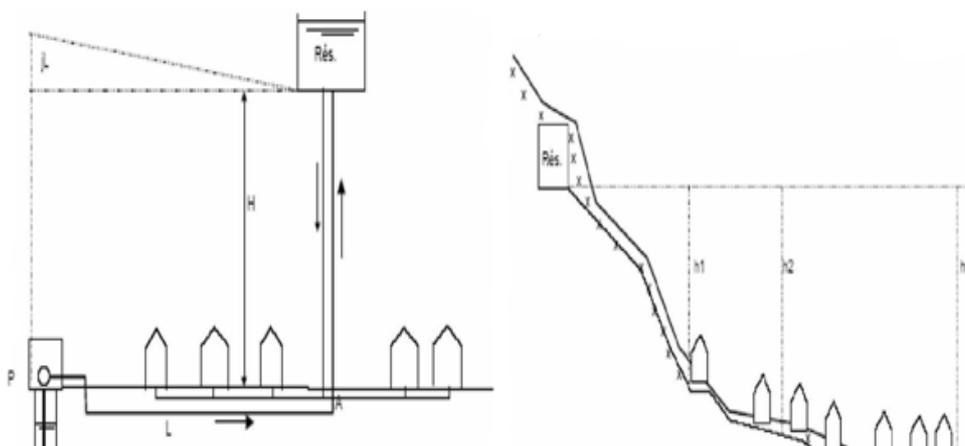


Figure VI.13 Emplacements de réservoir

VI.4.11. Hygiène et sécurité des réservoirs

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

VI.5. Capacités des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

VI.5.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max.j}}{100}$$

V_r : capacité résiduelle (m³) ;

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;

$Q_{\max.j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

Tout en ajoutant le volume de la réserve d'incendie, donc le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³) ;

V_r : capacité résiduelle (m³) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé à **120 m³**.

VI.5.1.1. Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

VI.5.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc' correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c].$$

Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir $V_{rés}$ sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) ' V^+ ' et de la plus petite valeur (négative) ' V^- ' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc, Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} \times R_{max}}{100} ;$$

V_r : le volume de régulation (m^3) ;

$Q_{max,j}$: le débit maximum journalier (m^3/j) ;

R_{max} : résidu maximal journalier (%) ;

Tel que ce résidu représente $R_{max} = V^-$

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \text{ (%)};$$

Pour calculer le volume total en (m^3), on ajoutant le volume de la réserve d'incendie ($120 m^3$)

$$V_T = V_r + V_{inc} ;$$

Cette méthode est très précise. Car, on dispose des statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe. Elle est illustrée par la figure suivante :

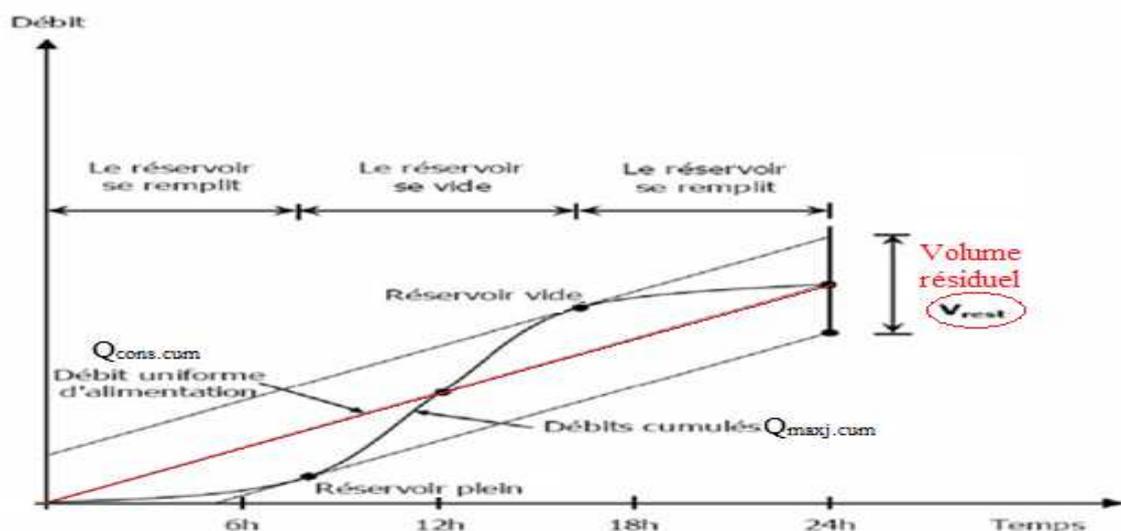


Figure VI.16 Graphique de la méthode graphique (Benmebarek, 2011)

VI.6. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont le réservoir de transit au niveau de station de pompage, et le réservoir terminal au niveau de la localité OUSSAMA.

- **La bêche de reprise**

La bêche de reprise est un réservoir au sol préservant pour l'accumulation des eaux issues à partir des sources (soient des puits, des barrages ou des stations de pompes) et à alimenter directement des stations de pompage qui relèvent l'eau à une certaine cote.

- **Réservoir terminal**

Le réservoir terminal du réseau d'adduction constitue le réservoir de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir. Ce réservoir représente le point de transition entre les deux régimes d'écoulement à savoir (écoulement par refoulement et écoulement gravitaire).

VI.6.1. Dimensionnement de la bêche de reprise S'MINA

Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 heure).

Le volume est calculé d'après la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{\max j} \times T$$

Où :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- $Q_{\max j}$: Débit entrant dans la station (m^3/h) ;
- T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge T.

A.N:

$$T = 60 / 4 = 15 \text{ mn} = \mathbf{0,25 \text{ h}}$$

$$V_{sr} = 517,96 \times 0,25 = \mathbf{129,49 \text{ m}^3}$$

-La capacité normalisée sera $V_{sr} = \mathbf{200 \text{ m}^3}$.

-La hauteur de la cuve est $H = \mathbf{4 \text{ m}}$.

-Le diamètre est $D = \mathbf{8 \text{ m}}$.

VI.6.2 Détermination de la capacité du réservoir

Ce réservoir assure la distribution vers la localité OUSSAMA dont le nombre d'habitants dans l'horizon 2039 estimé à 3649 habitants.

Le tableau cité ci-dessous, montre l'évaluation du volume résiduel du réservoir OUSSAMA

Tableau VI.1 Evaluation du volume résiduel du réservoir OUSSAMA

Heures	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
00-01	5	1,5	3,5	0	3,5
01-02	5	1,5	3,5	0	7
02-03	5	1,5	3,5	0	10,5
03-04	5	1,5	3,5	0	14
04-05	5	2,5	2,5	0	16,5
05-06	5	3,5	1,5	0	18
06-07	5	4,5	0,5	0	18,5
07-08	5	5,5	...	0,5	18
08-09	5	6,25	...	1,25	16,75
09-10	5	6,25	...	1,25	15,5
10-11	5	6,25	...	1,25	14,25
11-12	5	6,25	...	1,25	13
12-13	5	5	...	0	13
13-14	5	5	...	0	13
14-15	5	5,5	...	0,5	12,5
15-16	5	6	...	1	11,5
16-17	5	6	...	1	10,5
17-18	5	5,5	...	0,5	10
18-19	5	5	...	0	10
19-20	4,5	0,5	0	10,5
20-21	...	4	...	4	6,5
21-22	...	3	...	3	3,5
22-23	...	2	...	2	1,5
23-00	1,5	1,5	0
Total	100	100

Donc, le volume résiduel en (m³) de ce réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} \times R_{\max}}{100} ;$$

Avec :

$$R_{\max} = 18,5 \%$$

$$Q_{\max} = 1461,02 \text{ m}^3/\text{j}$$

Application numérique :

$$V_r = \frac{1461,02 \times 18,5}{100} = 270,29 \text{ m}^3;$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} = 270,29 + 120 = 390,29 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé de $V_t = 400 \text{ m}^3$.

Dimensions du réservoir :

- Le diamètre de la cuve :

On sait que $S = \frac{V_t}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}}$;

On prend $h = 5\text{ m}$, donc le diamètre de la cuve sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 5}} = 10,10 \text{ m}; \text{ On prend } \mathbf{D = 11 m.}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau dans la cuve :

$$h = \frac{V_t}{S} = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} ;$$

A.N: $h = \frac{4 \times 400}{\pi \times 11^2} = 4,21 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{h = 5 m.}$

- La section de la cuve est calculée come suite :

$$S = \frac{V}{h}$$

A.N: $S = \frac{400}{5} = \mathbf{80 \text{ m}^2};$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H_t = h + R ;$$

Avec R représente la hauteur du matelas d'air, cette hauteur variée de 0,25 à 1 m.

On prend $R = 0,68 \text{ m}$.

Donc $H_t = 5 + 0,68 = \mathbf{5,68 \text{ m}}$.

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m^3) sur la surface de la cuve.

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

Application numérique :

$$H_{\text{inc}} = \frac{120}{80} \Rightarrow \mathbf{H_{\text{inc}} = 1,5 \text{ m}}$$

VI.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le volume de la bache de reprise et le volume du réservoir. Ces capacités garantiront l'alimentation en eau potable de la localité en question.

Après ce bilan massique, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites de distribution.

Chapitre VII

Distribution

VII.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, calculé le réseau d'adduction, la station de pompage et la protection des conduites contre le coup de Bélier. Il sera question de concevoir et dimensionner le réseau de distribution qu'il va assurer l'alimentation en eau de l'agglomération.

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

VII.2 Choix du matériau des conduites

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

Notre choix s'est porté sur le PHED.

VII.3. Types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.

VII.3.1. Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

VII.3.2. Réseaux ramifié

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

VII.3.3. Réseaux étagés

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularisé la pression dans le réseau.

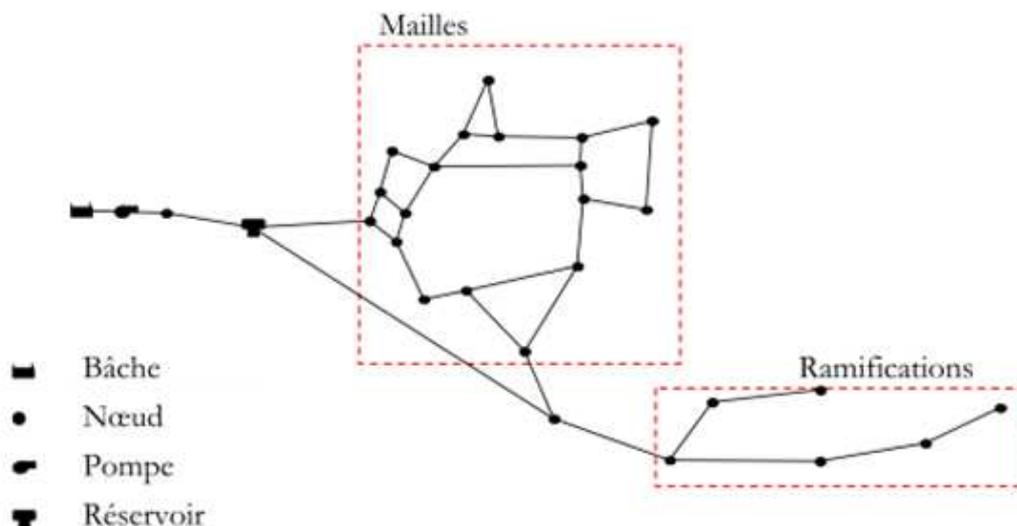


Figure VII.1 Représentation schématique d'un réseau d'alimentation d'eau potable

VII.4. Conception d'un réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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

VII.5. Calcul des débits

VII.5.1. Détermination du débit spécifique

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Avec :

Q_{pointe} : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: Somme des longueurs du tronçon (m).

Le débit de pointe (Q_p) correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

Pour notre cas : $Q_p = 76,08 \text{ m}^3/\text{h} = 21,1 \text{ l/s}$.

Tableau VII.1 Détermination de débit spécifique

Heure de pointe	Q_{Pointe} (l/s)	21,13
	$\sum_{i=1}^n L_i$ (m)	7712,93
	q_{sp} (l/s/m)	0,002739

VII.5.2. Calcul des débits en nœud :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

Q_{ni} : débit en nœud i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

VII.6. Dimensionnement du réseau

VII.6.1. Calcul des débits en nœuds

Le réseau de distribution de notre zone d'étude prend une ossature ramifiée, le schéma de distribution est illustré dans la figure (VII.2) et le tableau (VII.2) ci-après :



Figure VII.2 Schéma d'ossature du réseau de distribution du secteur OUSSAMA

Tableau VII.2 Débit aux nœuds du secteur OUSSAMA

Nœud	Q _N (l/s)	Nœud	Q _N (l/s)
1	0,09	30	0,02
2	0,63	31	0,21
3	0,43	32	0,33
4	0,50	33	0,43
5	0,68	34	1,75
6	0,13	35	0,06
7	0,05	36	0,49
8	0,43	37	0,19
9	0,07	38	0,89
10	0,22	39	0,20
11	0,13	40	0,84
12	0,13	41	0,59
13	0,21	42	0,99
14	0,09	43	0,09
15	0,53	44	0,33
16	0,20	45	0,21
17	0,15	46	0,84
18	0,63	47	0,04
19	0,20	48	0,57
20	0,10	49	0,36
21	0,10	50	0,16
22	0,06	51	0,25
23	0,18	52	0,87
24	0,51	53	0,07
25	0,11	54	0,79
26	0,24	55	0,05
27	0,14	56	0,46
28	0,56	57	0,19
29	0,93	58	0,48

VII.6.2. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

VII.6.2.1. Présentation du logiciel

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de chloration (ou autres traitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

Capacités pour la modalisation hydraulique:

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.

- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

VII.6.2.2. Résultats de la simulation

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Les conditions sont des vitesses comprise entre 0,5 et 1,5 m/s et les pressions aux nœuds ne doit pas dépasser 60 m.c.e (6 bars) alors notre choix s'est porté sur les conduites en PEHD PN10. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 sont donnés en (Annexe (03)).

- Après une première simulation, nous avons obtenu les débits en routes. Ces derniers nous ont permis de fixer les diamètres normalisés. Ils sont indiqués dans le tableau VII.5.
- En introduisant les diamètres normalisés, on a effectué une 2^{ème} simulation. Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux (VII, 3), (VII, 4) ci-après :

Tableau VII.3 Caractéristiques du réseau de distribution...

ID Arc	L (m)	D _{int} (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	PDU(mm/km)
Tuyau R-1	31,09	220,40	21,13	0,55	1,30
Tuyau 1-2	231,52	110,20	5,60	0,59	3,39
Tuyau 2-3	157,10	27,20	0,43	0,89	47,26
Tuyau 2-4	180,70	79,20	4,54	0,92	11,68
Tuyau 4-5	247,70	79,20	4,04	0,82	9,43
Tuyau 5-6	48,76	16,00	0,13	0,72	58,82
Tuyau 5-7	17,79	79,20	3,23	0,76	8,95
Tuyau 7-8	155,36	27,20	0,43	0,93	52,27
Tuyau 7-9	23,790	79,20	2,76	0,65	6,69
Tuyau 9-10	82,07	79,20	2,69	0,63	6,40
Tuyau 10-11	46,60	16,00	0,13	0,63	44,93
Tuyau 10-12	46,67	63,80	2,34	0,73	9,99
Tuyau 12-13	77,27	55,40	2,11	1,13	31,21
Tuyau 12-21	34,89	16,00	0,10	0,51	32,25
Tuyau 13-14	33,61	16,00	0,09	0,50	30,17
Tuyau 13-15	194,20	44,00	1,81	1,19	39,13
Tuyau 15-16	72,59	16,00	0,20	0,99	100,54
Tuyau 15-17	55,32	34,00	1,08	1,19	53,99
Tuyau 17-18	230,14	34,00	0,93	1,23	64,58
Tuyau 18-19	73,58	21,00	0,20	0,58	26,99
Tuyau 18-20	35,18	16,00	0,10	0,52	32,73
Tuyau 1-22	20,64	176,20	15,44	0,63	2,19
Tuyau 22-23	66,47	21,00	0,18	0,53	22,48
Tuyau 22-24	184,88	176,20	15,20	0,62	2,13
Tuyau 24-25	38,84	55,40	1,05	0,56	8,60
Tuyau 25-26	86,13	21,00	0,24	0,68	35,87
Tuyau 25-27	52,90	16,00	0,14	0,72	56,48
Tuyau 25-28	204,8	27,20	0,56	0,97	48,70
Tuyau 24-29	340,62	141,00	13,65	0,87	5,21
Tuyau 29-30	6,75	96,80	5,99	0,81	7,24
Tuyau 30-31	76,39	21,00	0,21	0,74	47,20
Tuyau 30-32	119,10	96,80	5,76	0,91	9,65
Tuyau 32-33	155,80	55,40	2,17	0,90	17,52

VII.3 Caractéristiques du réseau de distribution (suite et fin)

ID Arc	L (m)	D _{int} (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	PDU(mm/km)
Tuyau 33-34	637,70	55,40	1,75	0,93	21,9
Tuyau 32-35	20,13	79,20	3,26	0,77	9,09
Tuyau 35-36	178,62	79,20	3,20	0,75	8,81
Tuyau 36-37	69,63	21,00	0,19	0,55	24,44
Tuyau 36-38	326,67	55,40	2,52	1,35	43,35
Tuyau 38-39	71,40	16,00	0,20	0,97	97,54
Tuyau 38-40	306,60	44,00	1,43	1,21	47,26
Tuyau 40-41	216,00	27,20	0,59	1,22	85,05
Tuyau 29-42	362,70	110,2	6,73	0,71	4,75
Tuyau 42-43	31,83	44,00	1,46	0,96	26,12
Tuyau 43-44	119,01	44,00	1,37	0,90	23,31
Tuyau 44-45	75,59	21,00	0,21	0,60	28,33
Tuyau 44-46	305,10	34,00	0,84	0,92	33,61
Tuyau 42-47	13,05	79,20	4,28	0,87	10,49
Tuyau 47-48	207,64	96,80	4,25	0,67	5,50
Tuyau 48-49	130,10	79,20	3,68	0,75	7,92
Tuyau 49-50	57,76	16,00	0,16	0,79	66,25
Tuyau 49-51	92,06	63,80	3,16	0,99	17,43
Tuyau 51-52	317,90	34,00	0,87	1,15	57,34
Tuyau 51-53	27,22	63,80	2,04	0,77	12,2
Tuyau 53-54	286,70	34,00	0,79	0,87	29,98
Tuyau 53-55	17,48	55,40	1,18	0,63	10,64
Tuyau 55-56	166,10	44,00	1,13	0,96	30,52
Tuyau 56-57	70,64	21,00	0,19	0,56	25,08
Tuyau 56-58	176,05	27,20	0,48	0,83	36,89

Tableau VII.4 Les pressions et les charges au niveau des nœuds...

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
1	302	0,09	309,96	7,96
2	279	0,63	309,17	30,17
3	261	0,43	301,75	40,75
4	266	0,5	307,06	41,06
5	246	0,68	304,73	58,73
6	246	0,13	301,86	55,86
7	245	0,05	304,57	59,57
8	238	0,43	296,45	58,45
9	240	0,07	304,41	64,41
10	233	0,22	264,47	31,47
11	236	0,13	262,38	26,38
12	225	0,13	264,01	39,01
13	219	0,21	261,6	42,6
14	220	0,09	260,58	40,58
15	195	0,53	254	59
16	196	0,2	246,7	50,7
17	194	0,15	251,01	57,01
18	181	0,63	236,15	55,15
19	185	0,2	234,16	49,16
20	178	0,1	235	57
21	230	0,1	262,88	32,88
22	300	0,06	309,89	9,89
23	296	0,18	308,4	12,4
24	289	0,51	309,33	20,33
25	287	0,11	308,99	21,99
26	289	0,24	305,91	16,91
27	277	0,14	306,01	29,01
28	279	0,56	299,02	20,02
29	249	0,93	307,55	58,55

Tableau VII.4 Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suit et fin)

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
30	249	0,02	307,5	58,5
31	254	0,21	303,9	49,9
32	242	0,33	306,35	64,35
33	231	0,43	264,27	33,27
34	198	1,75	250,3	52,3
35	242	0,06	306,17	64,17
36	233	0,49	265,43	32,43
37	232	0,19	263,72	31,72
38	192	0,89	251,26	59,26
39	201	0,2	244,3	43,3
40	185	0,84	236,77	51,77
41	161	0,59	218,4	57,4
42	218	0,99	305,83	87,83
43	216	0,09	305	89
44	219	0,33	243,23	24,23
45	219	0,21	241,08	22,08
46	184	0,84	232,97	48,97
47	215	0,04	305,69	90,69
48	201	0,57	238,86	37,86
49	195	0,36	237,83	42,83
50	197	0,16	234	37
51	180	0,25	236,22	56,22
52	167	0,87	217,99	50,99
53	179	0,07	235,89	56,89
54	180	0,79	227,3	47,3
55	178	0,05	235,7	57,7
56	160	0,46	197,93	37,93
57	150	0,19	196,16	32,16
58	140	0,48	191,44	36,44

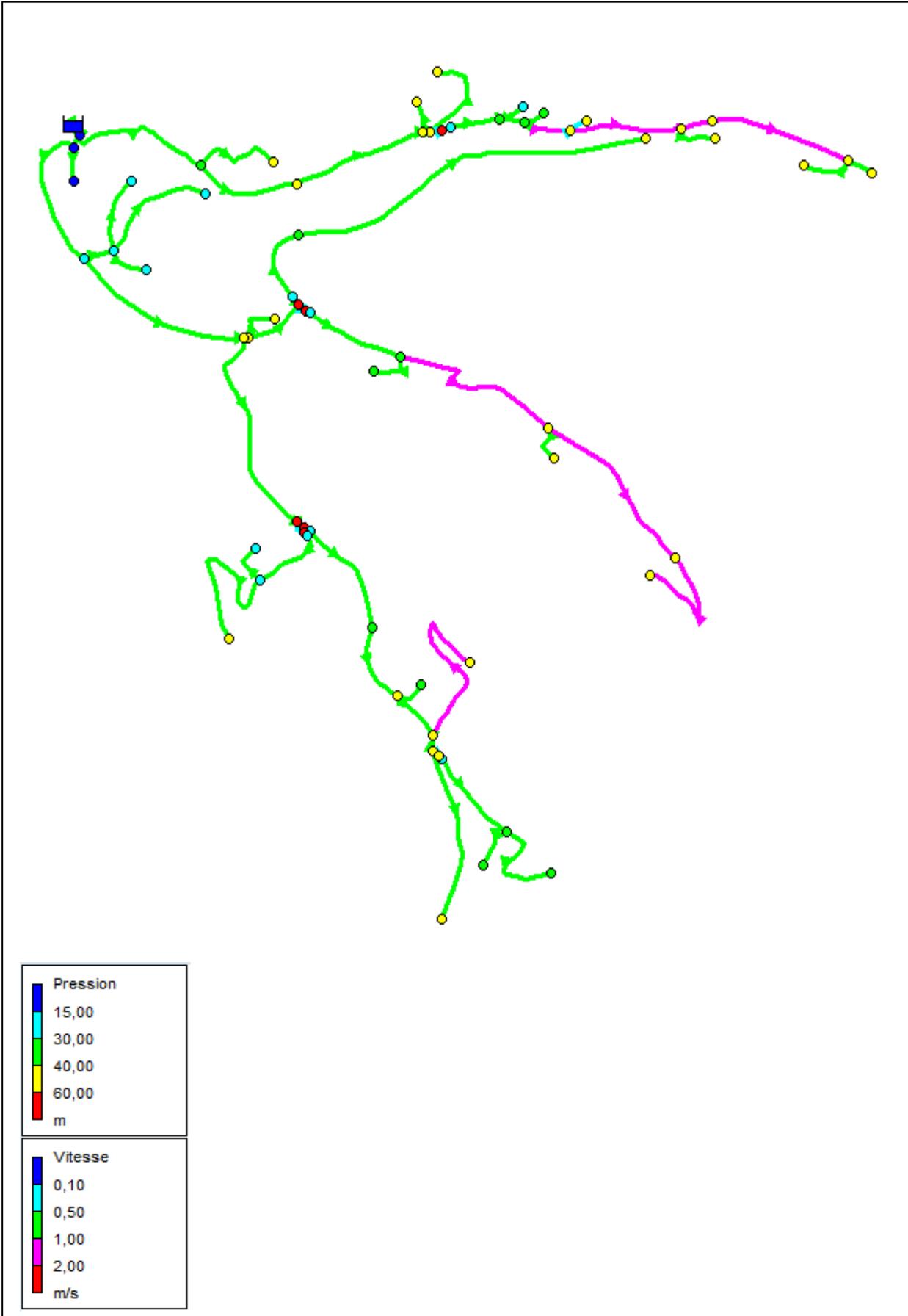


Figure VII.3 Variation des pressions et des vitesses dans le réseau de distribution

Tableau VII.5 Détermination les diamètres commerciaux pour le réseau de distribution

ID Arc	D intérieure	D commercial	ID Arc	D intérieure	D commercial
Tuyau R-1	220,40	250	Tuyau 29-30	96,80	110
Tuyau 1-2	110,20	125	Tuyau 30-31	21,00	25
Tuyau 2-3	27,20	32	Tuyau 30-32	96,80	110
Tuyau 2-4	79,20	90	Tuyau 32-33	55,40	63
Tuyau 4-5	79,20	90	Tuyau 33-34	55,40	63
Tuyau 5-6	16,00	20	Tuyau 32-35	79,20	90
Tuyau 5-7	79,20	90	Tuyau 35-36	79,20	90
Tuyau 7-8	27,20	32	Tuyau 36-37	21,00	25
Tuyau 7-9	79,20	90	Tuyau 36-38	55,40	63
Tuyau 9-10	79,20	90	Tuyau 38-39	16,00	20
Tuyau 10-11	16,00	20	Tuyau 38-40	44,00	50
Tuyau 10-12	63,80	75	Tuyau 40-41	27,20	32
Tuyau 12-13	55,40	63	Tuyau 29-42	110,2	125
Tuyau 12-21	16,00	20	Tuyau 42-43	44,00	50
Tuyau 13-14	16,00	20	Tuyau 43-44	44,00	50
Tuyau 13-15	44,00	50	Tuyau 44-45	21,00	25
Tuyau 15-16	16,00	20	Tuyau 44-46	34,00	40
Tuyau 15-17	34,00	40	Tuyau 42-47	79,2,0	90
Tuyau 17-18	34,00	40	Tuyau 47-48	96,80	110
Tuyau 18-19	21,00	25	Tuyau 48-49	79,20	90
Tuyau 18-20	16,00	20	Tuyau 49-50	16,00	20
Tuyau 1-22	176,20	200	Tuyau 49-51	63,80	75
Tuyau 22-23	21,00	25	Tuyau 51-52	34,00	40
Tuyau 22-24	176,20	200	Tuyau 51-53	63,80	75
Tuyau 24-25	55,40	63	Tuyau 53-54	34,00	40
Tuyau 25-26	21,00	25	Tuyau 53-55	55,40	63
Tuyau 25-27	16,00	20	Tuyau 55-56	44,00	50
Tuyau 25-28	27,20	32	Tuyau 56-57	21,00	25
Tuyau 24-29	141,00	160	Tuyau 56-58	27,20	32

Discussion

Les résultats de simulation nous indique :

Pressions aux nœuds :

- De bonnes pressions dans la majeure partie du réseau, variant de 2 à 6 bars.
- les pressions les plus élevées sont de : 64m, 88m, 89 m et 90 m au niveau des nœuds N9, N35, N42, N43 et N45 respectivement.

Afin de protéger ces tronçons contre les surpressions, nous avons installé des réducteurs de pression :

- Au niveau des N9, N35, N42, N43 : réducteur de pression ($D_{int} = 79,2$ mm).
- Au niveau de N42 : réducteur de pression ($D_{int} = 110,2$ mm).

Vitesses aux tronçons :

- Les vitesses dans les conduites sont dans les limitées souhaitées entre (0,5 et 1,35 m/s)

VII.7. Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

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 une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

Pièces spéciales de raccord :

- 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 de différents diamètres.
- Les bouts d'extrémités : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

VII.8 Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents diamètres du réseau de distribution OUSSAMA, en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de chaque tronçon et nœud.

La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Les différents diamètres du réseau de distribution du secteur Oussama sont indiqués dans le tableau suivant :

Conduites de distribution secteur OUSSAMA	
Diamètre (mm)	Longueur (mL)
20	453,69
25	518,43
32	909,31
40	1195,16
50	817,74
63	1253,76
75	165,95
90	893,95
110	333,49
125	594,22
160	340,62
200	205,52
250	31,09
Total	7712,93

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de conception et de dimensionnement d'un projet d'AEP. Ceci afin de satisfaire les besoins en eau du secteur Oussama, qui appartient à la ville de Bejaia.

Les points essentiels qui mènent à la réalisation de ce projet d'AEP sont :

- L'évaluation des besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2039 donne le débit calculé est de 1 217,24 m³/jour ;
- Une station de pompage installée en charge au site de S'mina. Elle refoule un débit de 16,91 l/s, à une HMT de 235 m, composée d'une seule pompe avec une pompe de secours. Le choix de la pompe s'est porté sur la pompe centrifuge à axe horizontal de type PM 65/6A, tirée du catalogue numérique CAPRARI ;
- La construction d'un château d'eau d'une capacité 400 m³ à la tête du réseau de distribution de la localité Oussama ;
- Une conduite de longueur 3316 m avec un DN 150 FONTE PN25, véhiculant un débit de 16,91 l/s à partir de la SR S'mina vers le réservoir Oussama ;
- La nécessité d'une protection contre le phénomène de transitoire au niveau du tronçon reliant la SR S'mina et le réservoir Oussama. L'installation d'un réservoir d'air d'une capacité 500 litres a été le moyen adopté contre ce phénomène qui peut surgir sous forme de surpression ;
- Le réseau de distribution de type ramifié, d'une longueur 7713 m. Il est dimensionné d'une façon à assurer des pressions et des vitesses acceptables. Le choix du matériau s'est porté sur le PEHD.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre formation. Espérant que, ce travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

[1] Données de région d'étude : BETPH Dehdouh, Bejaia. Algérienne des eaux, direction du projet : réhabilitation de système d'alimentation en eau potable de la ville de Bejaia.

[2] Benmebarek, M, (2011). Etude de renforcement de l'approvisionnement en eau potable de bordj el kiffan (Wilaya d'Alger). Mémoire de fin d'études. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdellah, Algérie.

[3] BONIN, J, (1982). Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris, France.

[4] COBA, (2006). Etude de diagnostique et de réhabilitation des systèmes d'alimentation en eau potable des villes de Bejaia, Tizi Ouzou et Chlef.

[5] DUPONT, A, (1979). Hydraulique urbaine, Tome 2: ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris, France.

[6] GIEC, (2014). Contribution des Groupes de travail I, II et III au cinquième Rapport d'évaluation du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat. Rapport de synthèse. GIEC, Genève, Suisse.

[7] Hamchoui, S, (2017). Intégration de l'aléa pluviométrique dans cadre d'une gestion durable du service de l'eau potable. Thèse de doctorat. Université de Batna 2, Algérie.

[8] Harkat, S, (2017). Etude de la cavitation dans les pompes centrifuges. Mémoire de fin d'étude. Université Mohamed Boudiaf de M'sila, Algérie.

[9] Ikhlef, S., et Haliche, N, (2018). Problématique de réhabilitation des conduites des réseaux d'alimentation en eau potable. Mémoire de fin d'études. Université A-Mira de Bejaia, Algérie.

[10] Issa, m, (2008). Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la cite 20 aout (Boudouaou). Mémoire de fin d'études. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdellah, Algérie.

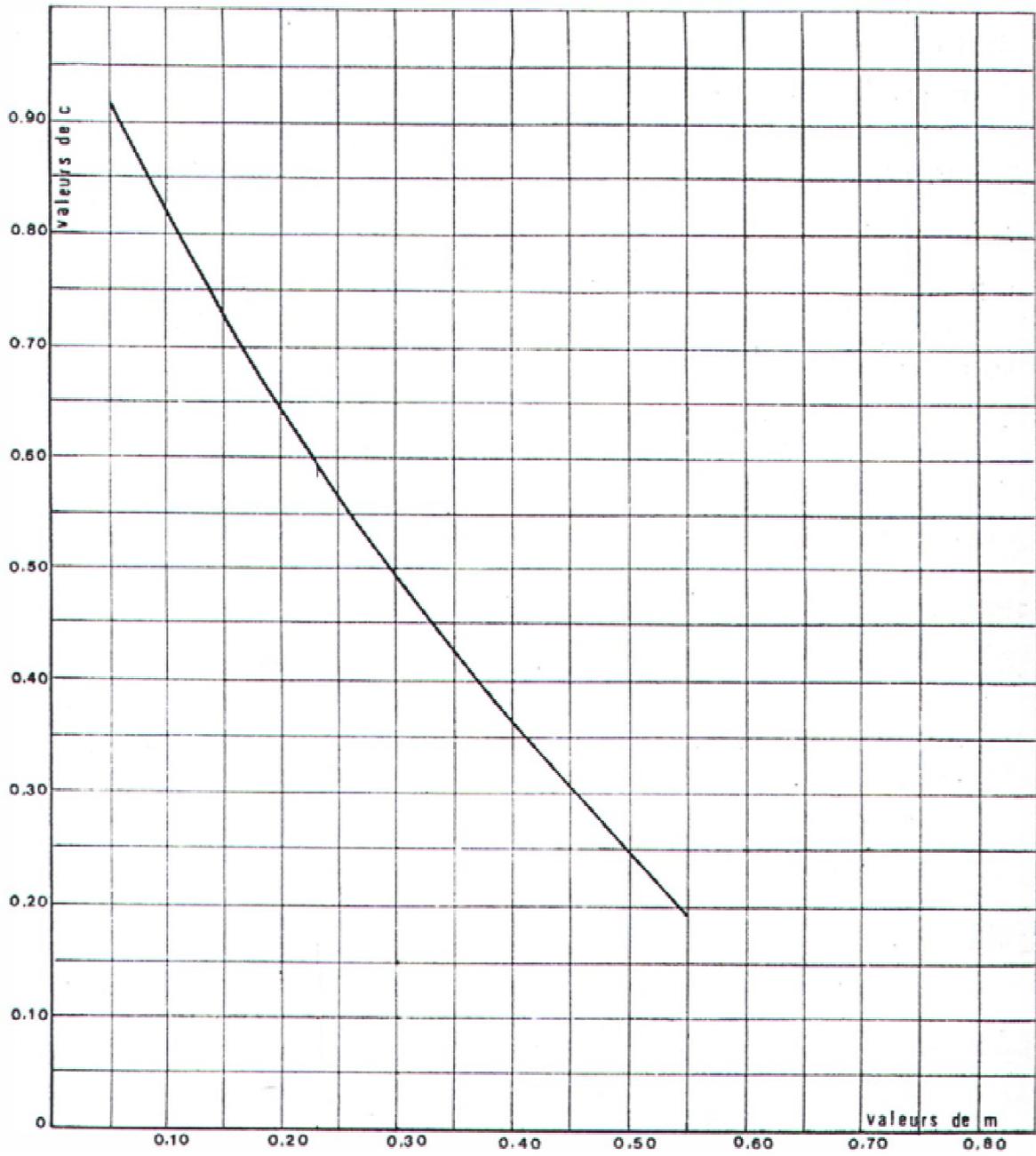
[11] ZERARGA, A, (2009) .Etude de la chaine d'adduction de la commune de Draa El Gaid, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études. Université A-Mira de Bejaia, Algérie.

Annexe

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1.5	1	3	3.35	0.75
1-2	1.5	1	3.2	3.25	0.75
2-3	1.5	1	2.5	3.3	1
3-4	1.5	1	2.6	3.2	1
4-5	2.5	2	3.5	3.25	3
5-6	3.5	3	4.1	3.4	5.5
6-7	4.5	5	4.5	3.85	5.5
7-8	5.5	6.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.25	6.5	4.9	5.2	3.5
9-10	6.25	5.5	5.6	5.05	3.5
10-11	6.25	4.5	4.8	4.85	6
11-12	6.25	5.5	4.7	4.6	8.5
12-13	5	7	4.4	4.6	8.5
13-14	5	7	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	6	4.5	4.4	4.7	5
16-17	6	5	4.3	4.65	3.5
17-18	5.5	6.5	4.1	4.35	3.5
18-19	5	6.5	4.5	4.4	6
19-20	4.5	5.0	4.5	4.3	6
20-21	4	4.5	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1.5	1	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe (II) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère



Annexe (III) : Les Diamètres normalisés du PEHD

Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15,4	
25	21	21	19	
32	28	27,2	24,8	
40	36	34	31	
50	45,2	44	38,8	
63	57	55,4	48,8	
75	67,8	63,8	58,2	
90	83	79,2	73,6	69,8
110	101,6	96,8	90	85,4
125	115,4	110,2	102,2	97
160	147,6	141	130,8	124,2
200	184,6	176,2	163,6	155,2
250	230,8	220,4	204,6	194,2
315	290,8	277,6	257,8	244,6
400	369,4	352,6	327,4	310,6
500	461,8	440,6	409,2	388,4
630	581,8	555,2	515,6	