

**RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



Faculté du Génie de la Construction

Département Génie civil

Mémoire fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master Académique en Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques

Thème

**Alimentation en eau potable de l'entité A du
pôle d'excellence de TIZI- OUZOU**

Réaliser par :

M^{elle} AIT MAAMAR Katia

M^{elle} KHALFAOUI Hanane

Devant le jury :

Mr. BOUHALI Sofiane	MAA	Président	UMMTO
Mr. KHATTAOUI Mohammed	Professeur	Promoteur	UMMTO
Mr. ZAMOUM Said	MAB	Examineur	UMMTO

Promotion : 2021-2022

Dédicace

A l'homme le plus fort, le plus important dans ma vie, pour ses efforts et ses sacrifices « Mon père »

A mon trésor éternel et raison de vie, symbole de sacrifice et d'amour, qui m'a toujours soutenue et prêtée aide et assistance dans mes études « Ma mère »

A mes deux et uniques étoiles qui éclaire ma vie : Gaya et Anis

A mes meilleure amis Sabrina pour son aide constante et sa disponibilité absolue dans tous j'entretiens

Ali et Hamza pour leur soutiens

Sarah, Dyhia, Bylka, Amel, Lamia, Yacine, Farhat, juju, Tounsia, Souad

Hanane pour ses efforts et son dévouement dans la réalisation de ce travail

A mes cousines sans exception

A toute la Promotion Master 2 Ouvrage Hydraulique

Katia

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail :

En premier lieu, Au prunelles de mes yeux, mes chers parents qui m'ont soutenu et veillé sur ma bonne éducation et ma réussite dans la vie. Je leur présente toute ma reconnaissance et mon profond amour et respect.

A mes grands-parents.

A mes chères sœurs Dyhia et Souraya et ma nièce Alaa.

A mon unique frère Massinissa.

A tous mes amis Amirouche Sabrina Sarah Meriem Wissam Ali Lamia Hamza et Bylka.

A mon promoteur Mr KHATTAOUI.

A ma binôme Katia.

Ainsi qu'à tous ceux qui ont attribués de près ou de loin à la réalisation de cette précieuse étude.

Hanane

Remerciements

On remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et les moyens afin de mener à terme ce travail.

Nos vifs remerciements s'adressent à notre promoteur KHATTAOUI Mohammed pour sa disponibilité, son orientation et ses encouragements qui ont été pour nous une source constante de motivation

Nous tenons à témoigner également notre considération et notre remerciement à Mr ZAMOUM Saïd qui a su nous transmettre sa gentillesse et sa rigueur scientifique dans l'exercice de sa profession

Nos remerciements s'étendent également à Madame CHABANE et Mr BENDJOUDOU et Mr IFREK pour leurs disponibilités et le soutien qu'ils nous ont accordé

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil

Nous remercions les membres de jury qui nous ont honoré de juger notre travail

Nos remerciements s'adressent chaleureusement à tous nos amis et toute personne qui a contribué à la réussite de ce mémoire

Grand merci à vous tous

Table des matières

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction.....	2
I.2. Situation géographique.....	2
I.2.1. Situation à l'échelle communale	2
I.2.2. Situation de la zone d'étude	3
I.3. Topographie et pente	3
I.4. La géologie	4
I.5. Réseau hydrographique	5
I.6. Occupation de sol.....	5
I.7. Le climat	6
I.7.1. Température	6
I.7.2. La pluviométrie	8
I.7.3. Diagramme ombrothermique	9
I.8. Conclusion	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction	11
II.2. Evolution de la population.....	11
II.3. Evaluation des besoins en eau	12
II.3.1 : La consommation moyenne journalière	12
II.4. Les différents besoins de la zone d'étude.....	13
II.4.1. Besoins domestique.....	13
II.4.2. Besoins d'équipement	13
II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	15
II.6. Étude des variations des débits	16
II.6.1. Variation de la consommation journalière.....	16
II.6.1.1. La consommation maximale journalière	16
II.7. Variation de la consommation horaire	17
II.8. Conclusion	19

Chapitre III : Réservoirs

III.1 Introduction	20
III.2. Rôle et fonction d'un réservoir	20
III.3. Implantation d'un réservoir	21
III.4. Classification d'un réservoir	21
III.5. Équipement d'un réservoir	22
III.5.1. Conduite d'adduction (ou d'arrivée).....	23
III.5.2. Conduite de distribution (départ).....	23
III.5.3. Conduite trop-plein	24
III.5.4. Conduite de vidange.....	24
III.5.5. Conduite by-pass.....	24
III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	25
III.6. Entretien des réservoirs	25
III.7. Hygiène de sécurité.....	26
III.8. Capacité des réservoirs.....	26
III.8.1. Le réservoir transité	27
III.8.2. Réservoir de stockage et de distribution :	30
III.9. Conclusion.....	32

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction	33
IV.2. Topologie des systèmes d'adduction	33
IV.2.1. Adduction gravitaire :	33
IV.2.3. Adduction par refoulement :	33
IV.2.2. Adduction mixte :	34
IV.3. Les choix de tracé.....	34
IV .4. Choix du type de conduite	35
IV.5. Equipement hydraulique de la conduite d'adduction	36
IV.5.1. Vannes de sectionnement.....	36
IV.5.2. Robinet vanne.....	36
IV.5.3. Les ventouses	37
IV.5.4. Les clapets anti-retours	37
IV.5.5. Vanne de vidange	38
IV.5.5. Crépines	38
IV.6. Etude technico-économique	38
IV.6.1. Détermination du diamètre.....	39

IV.6.2. Calcul de la vitesse	39
IV.6.3. Calcul des pertes de charge	39
IV.6.4. Hauteur géométrique h_g	42
IV.6.5. Hauteur manométrique.....	42
IV.6.6. La puissance absorbée par la pompe	42
IV.6.7. L'énergie annuelle consommée par la pompe.....	43
IV.6.8. Les frais d'exploitation	43
IV.6.9. Les frais d'amortissement	43
IV.6.10. Bilan des frais	44
IV.7. Détermination des diamètres économiques.....	44
IV.7.1 L'adduction par refoulement.....	44
IV.8. Conclusion	48

Chapitre V : Coup de bélier

V.1. Introduction	49
V.2. Définition du coup de bélier	49
V.2.1. Les causes de ce phénomène	49
V.2.2. Les conséquences de ce phénomène	50
V.2.2.1. Cas de surpression.....	50
V.2.2.2. Cas de dépression.....	50
V.2.2.3. Fatigue de la canalisation	51
V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	51
V.3.1. Volant d'inertie	51
V.3.2. Soupape de décharge.....	52
V.3.3. Les ventouses.....	53
V.3.4. Cheminée d'équilibre	53
V.3.5. Réservoir d'air	54
V.4. Vue sur le phénomène.....	54
V.5. Analyse physique du coup de bélier	55
V.6. Etude de coup de bélier	56
V.6.1. Calcul de la célérité d'ondes :.....	56
V.6.1.1. Cas de fermeture brusque	57
V.6.1.2. Cas de fermeture lente.....	58
V.7.2. Tronçon refoulement SP- R2.....	58
V.8. Conclusion.....	62

Chapitre VI : Pompe et station de pompage

VI.1 : Introduction	63
VI.2 : Définition d'une pompe	63
VI.3 : Classification des pompes	63
VI.4: Choix des pompes	64
VI.5: Caractéristiques hydrauliques d'une pompe	65
VI.5.1 : Vitesse de rotation(N).....	65
VI.5.2 : Débit (Q)	65
VI.5.3 : Hauteur manométrique totale (Hmt)	65
VI.5.4 : Puissance	66
VI.5.5 : Le rendement (η)	66
VI.6 : Les courbes caractéristique d'une pompe	66
VI.6.1 : Courbe hauteur-débit $H = f(Q)$	66
VI.6.2 : courbe rendements- débit $\eta = f(Q)$	66
VI.6.3. Courbe des puissances absorbée-débit $p = f(Q)$	66
VI.7 : Caractéristique d'une conduite.....	67
VI.8 : Point de fonctionnement d'une pompe	68
VI.9 : couplage des pompes	70
VI.10 : Le phénomène de cavitation.....	71
VI.11. Choix d'un type des pompes pour différentes stations	73
VI.11.1. Forages	73
VI.11.1.1. Caractéristiques de la conduite	73
VI.11.1.2. Caractéristique de pompe	73
VI.11.1.3. Etude de la cavitation	74
VI.11.2. R1- R2.....	75
VI.11.2.1. Caractéristiques de la conduite	75
VI.11.2.2. Caractéristiques de la pompe.....	75
VI.11.2.3. Etude de la cavitation.....	76
VI.12. Conclusion.....	76

Chapitre VII : Distribution

VII.1. Introduction.....	77
VII.2. Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique).....	77
VII.3. Définition	77
VII.4. Présentation du logiciel EPANET	77
VII.5. Caractéristiques principales du logiciel.....	77
VII.6. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET	78
VII.7. Classification du réseau de distribution.....	78

VII.8. Conception d'un réseau de distribution	80
VII.9. Choix du type de matériaux	80
VII.10. Pièces spéciales de raccordement.....	80
VII.11. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	81
VII.12. Dimensionnement du réseau	82
VII.12.1 : Calcul des débits.....	82
VII.12.2.1. Cas de pointe	85
VII.12.2.2. Cas de pointe + incendié	88
VII.13. Interprétation des résultats	90
VII.14. Conclusion	91
Conclusion générale	91

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1.Les températures mensuelles (minimales, moyenne et maximales) durant la période [2016-2021] en° C	7
Tableau I.2.Pluviométrie mensuelle et annule à tizi Ouzou en [mm].	8
Tableau I.3.Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.4.Estimation projetée de la population de l'entités (A).....	11
Tableau II. 5 Besoins domestique.	13
Tableau II.6.Equipements retenus dans le cadre de choix de terrains.....	13
Tableau II.7.Equipements projetés par rapport à la disponibilité du foncier et l'emploi induit.	14
Tableau II.8.Récapitulation des besoins.....	14
Tableau II.9.Estimation des besoins en perte d'eau.	15
Tableau II.10.Majoration de la consommation moyenne journalier	16
Tableau II.11.Débit maximal journalier.....	17
Tableau II.12.Débit minimum journalier.	17
Tableau II.13.Valeurs den β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	18
Tableau II.14.Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitant.	19
Tableau II.15.Récapitulatif des débits horaires.	19

Chapitre III : Réservoirs

Tableau III.16.Calcul volume du réservoir transite.	28
Tableau III.17.Calcul le volume de réservoir de distribution.	30

Chapitre IV : Adduction

Tableau IV. 18.Valeur de la rugosité pour différents matériaux.	41
Tableau IV. 19.Les données nécessaires pour ce tronçon SP- R2.	44
Tableau VI. 20.Récapitulatif de résultats (SP-R2).....	45
Tableau IV. 21.Frais d'exploitation (SP-R2).	45
Tableau IV.22.Frais d'amortissement (SP-R2).	45
Tableau IV.23.Bilan des frais (SP-R2).	45
Tableau IV.24.Données nécessaires pour le tronçon (R1-R2).....	46
Tableau IV.25.Récapitulatif de résultats (R1-R2).	46
Tableau IV.26.Frais d'exploitation.	46
Tableau IV.27.Frais d'amortissement.....	47
Tableau IV.28.:Bilan des frais.....	47
Tableau IV.29.Données nécessaires pour le tronçon (PP-R1).....	47
Tableau IV.30.Récapitulatif de résultats.	48

Chapitre V : Coup de bélier

Tableau V.31. Tableau des coefficient K.....	57
Tableau V.32. Données nécessaires pour ce tronçon R1-R2.....	58
Tableau V.33. Valeurs du coup de bélier pour le tronçon (R1-R2).....	58
Tableau V.34. Données nécessaires pour ce tronçon SP-R2.....	59

Chapitre VI : Pompe et station de pompage

Tableau VI.35 : Caractéristiques des pompes des forages	73
Tableau VI.36. Caractéristiques de pompe de R1.....	75

Chapitre VII : Distribution

Tableau VII.37. Détermination des débits aux nœud.....	82
Tableau VII. 38. État des Arcs du Réseau.....	85
Tableau VII.39. État des nœuds.....	86
Tableau VII.40. États des Arcs du Réseau	88
Tableau VII.41. État des nœuds.....	89

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1.Situation à l'échelle communale.	2
Figure I.2.Situation géographique du pôle d'excellence.	Error! Bookmark not defined.
Figure I.3.Carte des altitudes de la zone d'étude.....	4
Figure I.4.Carte des pentes pôle d'excellence.	4
Figure I.5.Carte du réseau hydrographique de la zone d'étude.	5
Figure I.6.Entités urbaines (A, B, C).	6
Figure I.7.Diagramme des températures (Max, Moy, et min) durant [2016-2021]	7
Figure I.8.Diagramme des précipitation moyenne durant la période [2016-2021].....	8
Figure I.9.Diagramme de ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSE	10

Chapitre III : Réservoirs

Figure III.10. Réservoir de capacité 5000m3	20
Figure III.11.Emplacement d'un réservoir en altitude.....	21
Figure III.12.Equipement d'un réservoir.	22
Figure III.13.Schéma de la conduite d'adduction.	23
Figure III.14.Schéma de conduite de distribution.....	23
Figure III.15.Schéma de la conduite trop-plein.	24
Figure III.16.Schéma de la conduite de vidange.	24
Figure III.17.Conduite by-pass.	25
Figure III.18.Schéma de matérialisation de la réserve d'incendie.	25
Figure III.19.Courbe d'apport de la consommation journalière.	27
Figure III.20.Diagramme de capacité du réservoir de transit.	29
Figure III.21.Diagramme de capacité du réservoir distribution.....	31

Chapitre IV : Adduction

Figure IV.22.Adduction gravitaire.....	33
Figure IV.23.Adduction par refoulement.	34
Figure IV.24.Profil de long de l'adduction gravitaire.	34
Figure IV.25.Profil en longe d'adduction refoulement.....	35
Figure IV.26.Robinet vanne à opercule.	36
Figure IV.27.Robinet vanne papillon.....	37
Figure IV.28.Ventouse.	37
Figure IV.29. Clapet anti-retour. [8].....	38
Figure IV.30.Crépine.	38

Chapitre V : Coup de bélier

Figure V.31.Coup de bélier.	49
Figure V.32.Conséquence du coup de bélier.....	50

Figure V. 33.Conséquence de coup de bélier.	51
Figure V.34.Volant d'inertie (www.researchgate.net,2020).....	52
Figure V. 35.Soupape de décharge (www.pamline.fr,2020).....	52
Figure V.36.Ventouse.	53
Figure V.37.Fonctionnement des cheminées d'équilibre.....	53
Figure V.38.Réservoir d'air.	54
Figure V.39.Divers moments du phénomène de coup de bélier.	55
Figure V.40.Graphe Peuch et Meunier pour le conduit reliant SP et R2.	60

Chapitre VI : Pompe et station de pompage

Figure VI. 41.Catégories des turbopompes.	64
Figure VI. 42.Pompe centrifuge.	65
Figure VI.43.Types de la roue pour les pompes centrifuges.	65
Figure VI.44. Courbes caractéristiques d'une pompe.....	67
Figure VI.45. Point de fonctionnement d'une pompe.	68
Figure VI.46.Couplage en série.	71
Figure VI.47.Couplage en parallèle.	71
Figure VI.48.Phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges.	72
Figure VI.49.Point de fonctionnement d'une pompe au niveau des forages.	74
Figure VI.50.Point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.....	75

Chapitre VII : Distribution

Figure VII.51.Réseau ramifié.	78
Figure VII.52.Réseau maillé.....	79
Figure VII.53.Réseau mixte.	79
Figure VII.54.L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des vitesses).....	86
Figure VII.55. L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des pressions).	87
Figure VII.56.L'état de Réseau après simulation cas de pointe + incendie (présentations des vitesses et des pressions).....	89

Listes des abréviations

A : L'amortissement annuel (Annuité).
AEP : Alimentation en Eau Potable.
a : La célérité de l'onde.
B : La valeur du coup de bélier.
BL : Le bilan en (DA).
CR : Côte Radier.
CTN : Côte Terrain Naturel.
CTP : Côte Trop Plein.
D : Diamètre de la conduite.
Dot : Dotation moyenne journalière des consommations.
DA : Dinar Algérien.
Dext : Diamètre extérieur.
DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.
Dint : Diamètre Nominal.
E : Energie consommée par la pompe.
e : Epaisseur de la conduite.
Fam : Frais d'amortissements.
Fex : Frais d'exploitation.
g : Accélération de la pesanteur.
H : Hauteur.
H : Hauteur de la lame d'eau
Hab : Habitants
Hg : Hauteur géométrique.
Hmt : La hauteur manométrique totale.
i : Taux d'annuité.
ju : Pertes de charge unitaire.
JL : Pertes de charge linéaires.
Js : Pertes de charge singulière.
JT : Pertes de charge totales.
K : Coefficient de la nature du matériau
Kmax.h : Coefficient d'irrégularité maximum horaire.
Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier.
Kmin.h : Coefficient d'irrégularité minimum horaire.
Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimum journalier.
KWh : Kilowatt heure.
M.e.e : Mètre colonne d'eau.
Max : Maximum.
Min : Minimum.
MI : Mètre linéaire.
Moy : Moyenne.
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
Pe : Prix unitaire du K.W.h.
PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PN : Pression nominale.

PU : Le prix unitaire de la conduite.

PU : plant d'urbanisme.

Q max j : Débit maximum journalier.

Q min j : Débit minimum journalier.

Q moy j : Débit moyen journalier.

Q moy h : Débit moyen horaire.

Q : Débit transitant par la conduite.

R : Réservoirs.

Re : nombre de Reynolds.

SR : Station de reprise.

T : temps de pompage.

T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

V : Vitesse d'écoulement.

Vinc : Volume d'incendie dans le réservoir.

Vr : Volume du réservoir.

α : Coefficient de vieillissement.

β : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

ϵ : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau.

ϵ_0 : Rugosité à l'état neuf.

η : Rendement de la pompe.

λ : Coefficient de pertes de charge.

ν : Viscosité cinétique de l'eau.

Q : Débit véhiculé dans la conduite.

HL : Pertes de charge linéaires.

J : Pertes de charge unitaires.

λ : Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

CHW : Coefficient de Hazen-Williams qui dépend de nature de la conduite.

V : Vitesse moyenne d'écoulement.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

t : Température de l'eau en degré.

H s : Pertes de charge singulières.

Ht : Perte de charge totale.

e' : Prix unitaire du KWh. Fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

RQ² : Valeur de la perte de charge au point considéré (m).

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

L : Longueur de la conduite.

H' : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

m : Coefficient de rognage.

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

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

p0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

hv : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

Dint : Diamètre intérieur de la conduite (m).

Dimext : Dimensions extérieurs

K' : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en fonte ductile ($k' =$

V0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal.

H0 : Pression absolue au point le plus haut de la conduite.

Qsp : Débit spécifique en (l/s.ml).

Qp : Débit de pointe de la zone.

Qr : Débit en route.

Qs : Débit spécifique.

Li : Longueur du tronçon concerné.

Qni : Débit nodal de nœuds concerné.

ΣQ_{ri} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud.

ΣQ_{conc} : Débit concentré au nœud.

CA : Côte du plan d'aspiration.

CP : Côte de l'axe de la pompe.

CR : Côte radié.

CTN : Côte terrain naturel.

CTP : Côte trop plein.

NPSHd : Charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSHr : Charge nette minimale à l'aspiration.

Introduction générale

L'eau, source de vie, clé de la santé. Sans eau, on ne vivrait pas longtemps, elle est inépuisable puisqu'elle occupe les $\frac{3}{4}$ de la planète.

L'accroissement de la population et l'amélioration du niveau de vie des agglomérations ont engendré une nette augmentations des besoins en eau. Ceci a créé le problème du manque d'eau potable, de plus, les installations hydrauliques et les réseaux de distributions ne répondent plus à une telle situation.

En Algérie, l'eau est considérée comme un problème majeur en raison de sa géographie inégale. Y compris la plus grande superficie occupée par les climats arides et un taux de croissance démographique moyen de 3%, qui est associé à des augmentations continue de la demande en eau. Face à cette situation délicate, le pays doit faire de gros efforts pour résoudre le problème de la pénurie d'eau.

Cette zone d'étude sera alimentée par un réservoir de tête de capacité de 5000m^3 ; ce dernier est alimenté par refoulement à partir des forages de champ de captage Bouaid (10 forages) et également par refoulement à partir de la station de reprise $\text{SR}2000\text{m}^3$ qui est de son tour alimentée gravitairement du point de piquage situé sur la conduite du transfert du barrage de Taksebt vers la capitale D'Alger.

Afin d'aboutir aux objectifs visés, notre travail sera articulé autour des points suivants :

- En premier lieu, nous commencerons par une présentation de la zone d'étude, ce qui constituera le premier chapitre ;
- Le deuxième chapitre se basera essentiellement sur l'estimation des besoins en eau ;
- Au cours du chapitre trois, nous effectuerons le dimensionnement des réservoirs et nous comparerons leurs capacités avec celles des réservoirs existants et projeter si-nécessaire d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population ;
- Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré pour le réseau d'adduction reliant le point de piquage et la station de reprise gravitairement et par refoulement de la station de reprise au réservoir $\text{R}5000\text{m}^3$ qui sera alimenté à son tour par refoulement à partir du champ de captage Bouaid ;
- Le cinquième chapitre reposera sur la protection de la conduite d'adduction par refoulement contre le coup de bélier afin d'avoir un réseau résistant et durable ;
- Quant au sixième chapitre, il sera consacré au choix de pompes à adopter pour les différentes stations de pompages ;

Le dernier chapitre, illustre le dimensionnement du réseau de distribution ; le calcul du réseau s'effectuera par le logiciel EPANET.

I.2.2. Situation de la zone d'étude

La nouvelle ville, appelée pôle d'excellence est située à Oued Falli, à l'entrée ouest de la ville Tizi Ouzou. Le territoire s'étend sur une superficie de 355 ha, selon les données de (DRE). [1]

Les limites territoire de la zone d'étude sont présentées comme suit :

- Au Nord : par la Route Nationale (RN12)
- Au sud : par la Rocade sud.
- A l'Est : par Boukhalfa ;
- A l'Ouest : Par oued sebt ;

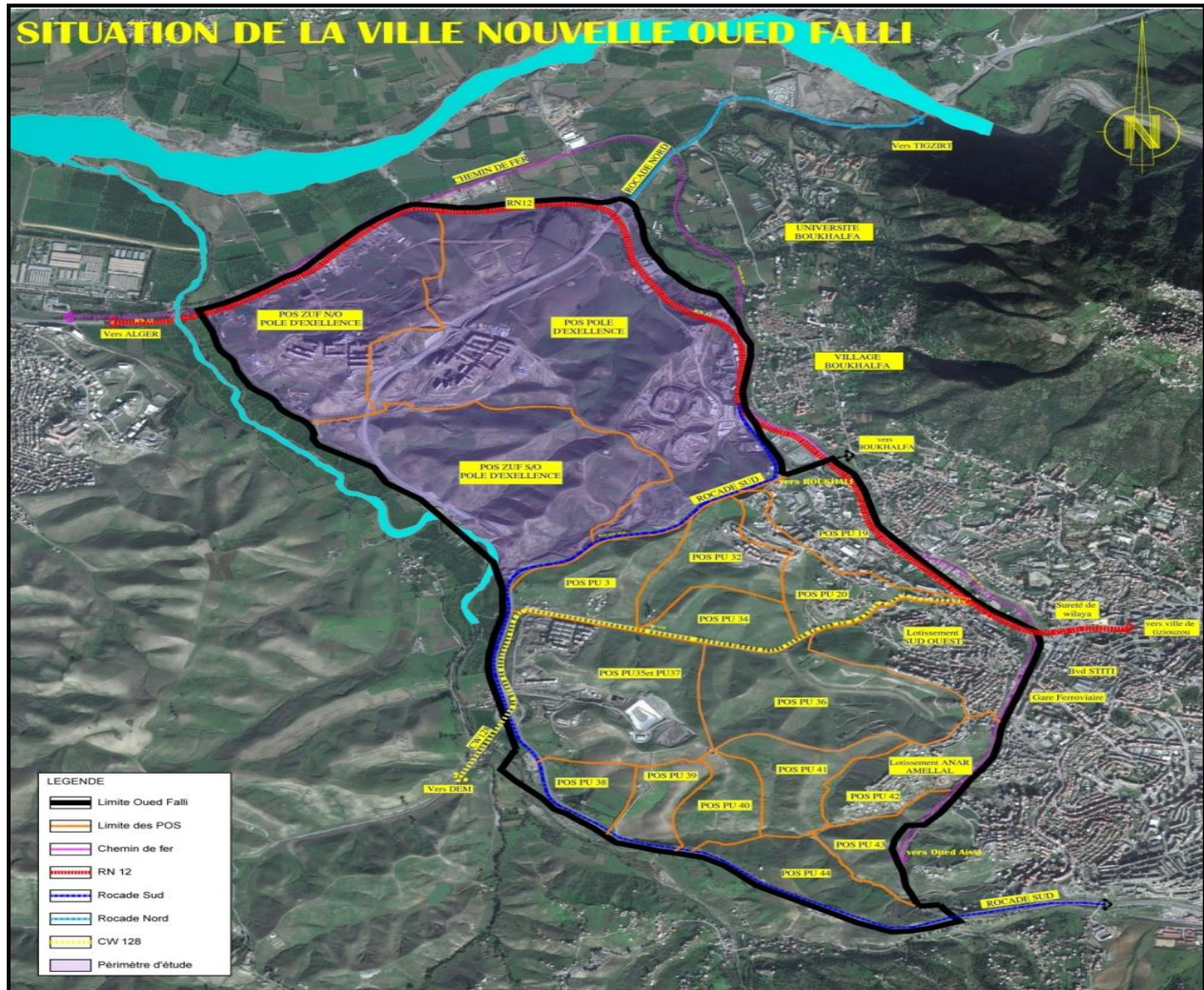


Figure I. 2.Situation géographique du pôle d'excellence.

I.3.Topographie et pente

La topographie joue un rôle très important dans le développement et l'urbanisation d'un site, mais elle peut avoir un impact considérable sur l'orientation du développement d'une ville.

La zone d'étude se caractérise par des pentes de relief modérées :

- Les altitudes sont croissantes du Nord vers le Sud, dont les plus élevés sont comprises entre 134 et 177m. Cependant les plus basses sont comprises entre 47 et 71m.

Présentation de la zone d'étude

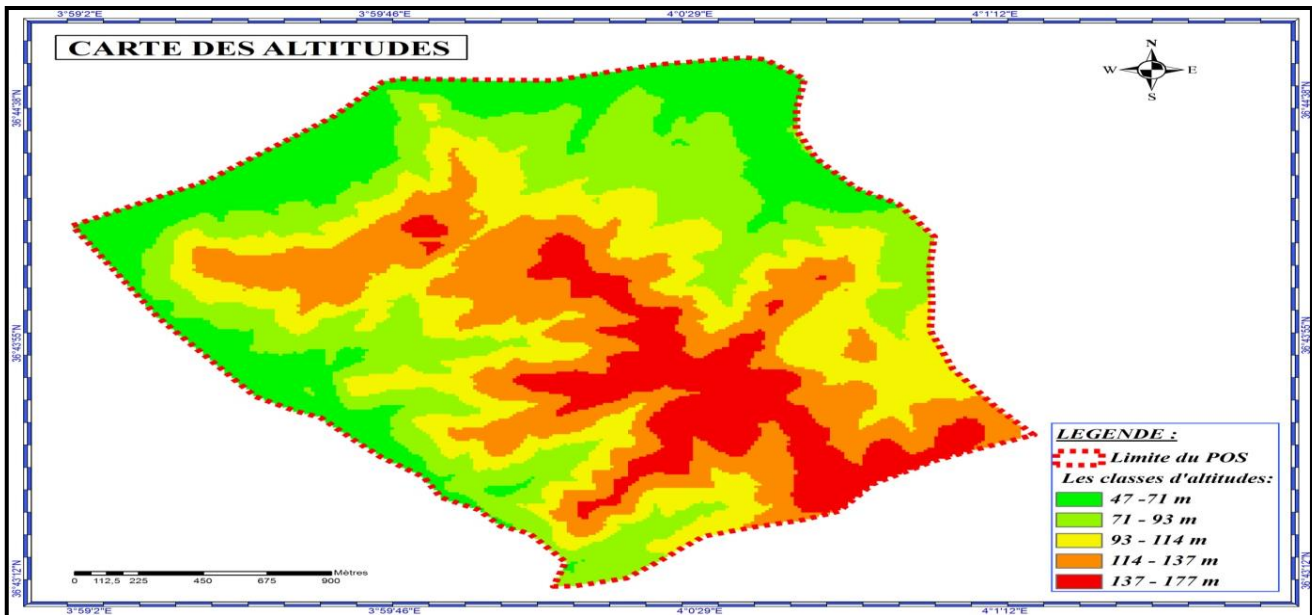


Figure I.3. Carte des altitudes de la zone d'étude.

- Les pentes sont douces moyennes, allant de 0 jusqu'à 10% et parfois dépassent les 34%. Les reliefs sont presque tabulaires suivant la ligne des crêtes.

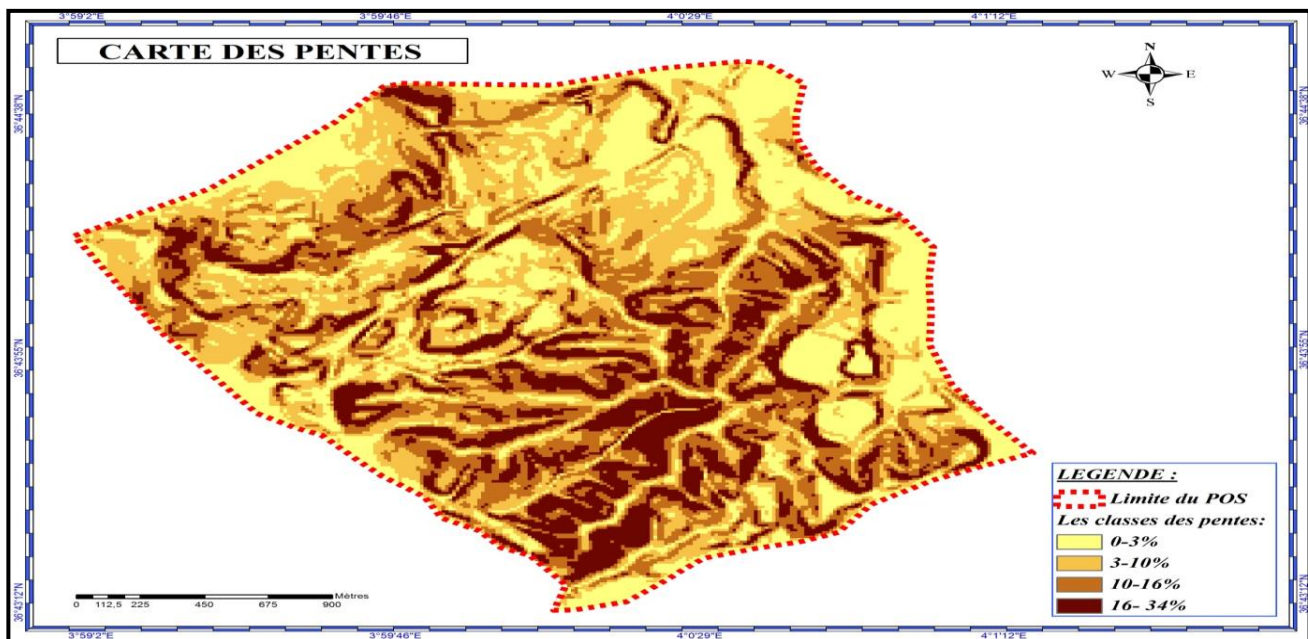


Figure I.4. Carte des pentes de la zone d'étude.

I.4. La géologie

D'après la lithologie, la zone d'étude fait apparaître un seul type de terrain, ce sont des terrains sédimentaires constitués par des marines qui occupent pratiquement toute la zone. Elles sont très sensibles à l'érosion et souvent sujettes aux glissements des terrains. [1]

I.5. Réseau hydrographique

La zone d'étude constitue un versant allongé d'Est en Ouest, ravinée par un réseau de ruissellement, constituant ainsi deux bassins versants suivant :

- Le bassin versant Est dont les eaux s'écoulement d'Ouest en Est pour se déverser dans l'Oued de Tizi Ouzou.
- Le bassin versant Ouest dont les eaux s'écoulent d'Est en Ouest pour rejoindre l'oued sebt.

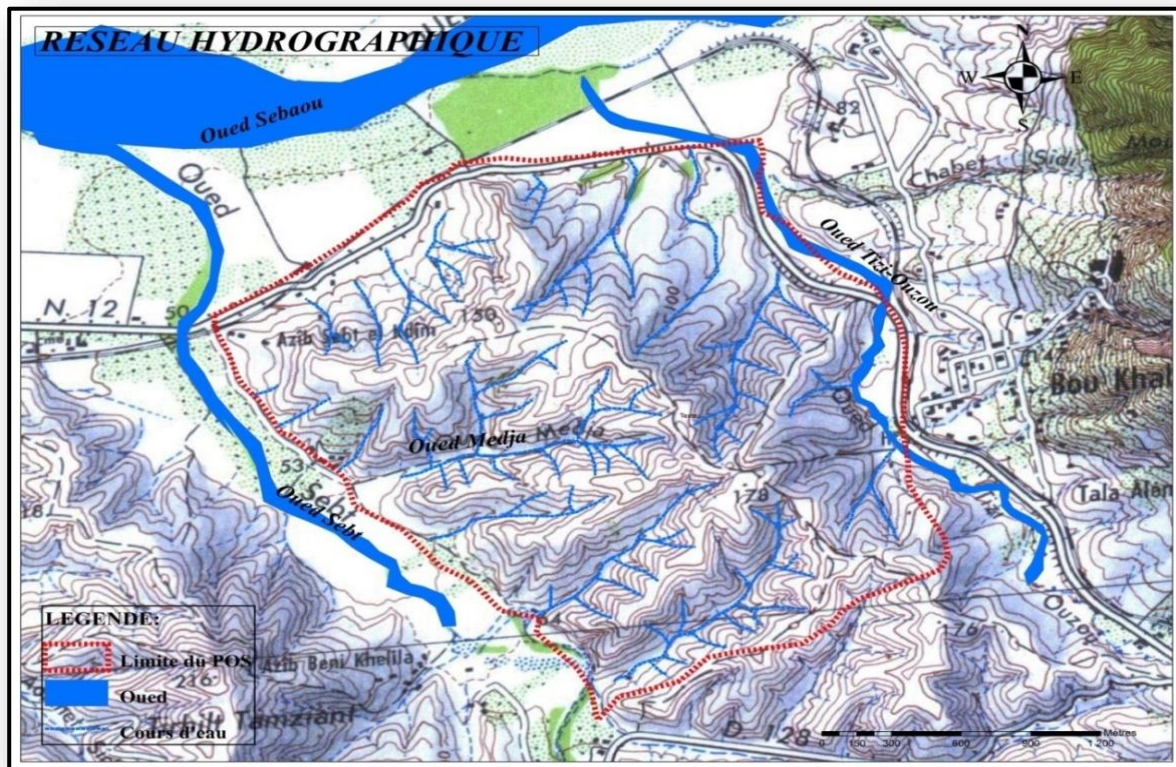


Figure I.5. Carte du réseau hydrographique de la zone d'étude.

I.6. Occupation de sol

Le pôle d'excellence compte trois entités, A, B et C, déterminée par les grands axes, la RN 12 et le rocade Nord et Sud.

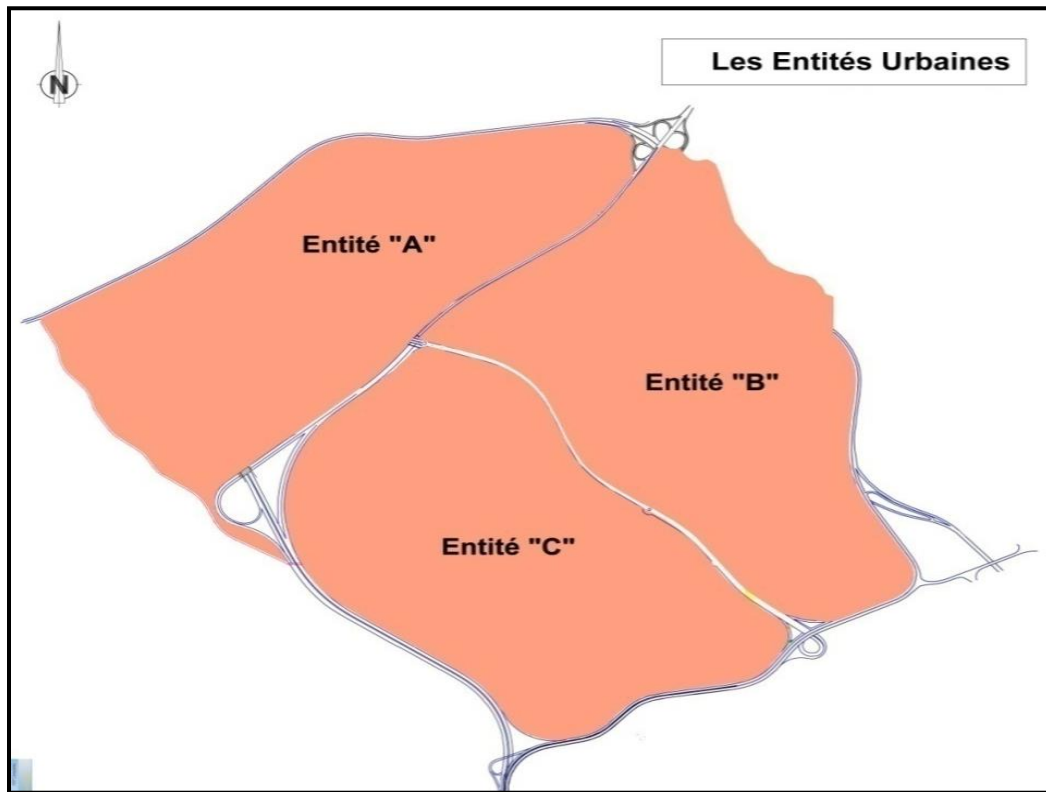


Figure I.6. Entités urbaines (A, B, C).

La figure ci-dessus représente les entités urbaines de la zone étudiée (A, B et C). La zone qui fera objet de notre étude est l'entité A. Cette dernière se situe dans le nord-sud dont l'air d'étude s'étend sur une superficie de 193 Ha. Elle contient au minimum 11981 logements avec une population qui peut aller jusqu'à 45724 habitants. [1]

I.7. Le climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, une période hivernale humide et pluvieuse et une période estivale très chaude et sèche. Les températures les plus élevées sont enregistrées au mois de juillet et août. [2]

I.7.1. Température

Les valeurs des températures mensuelles (minimales ; moyennes et maximales) ont été prises de la source : infoclimat.fr.

Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1. Les températures mensuelles (minimales, moyenne et maximales) durant la période [2016-2021] en ° C

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Annuel
T. Min °C	7,4	8,3	9,4	11,6	14,3	18,4	21,8	21,8	22,4	19,3	11,6	8,9	14,1
T. Moy °C	11,6	13,2	14,4	16,9	20,3	25,3	29,4	29,3	25,6	22,0	15,7	12,9	19,6
T. Max °C	15,8	18,1	19,3	21,3	26,4	32,2	36,9	36,2	30,9	26,7	20,0	17,0	25,2

Source : infoclimat.fr

- La température minimale est en janvier 7.4 °C.
- La température maximale est en juillet 36.9 °C
- La température moyenne annuelle est 19.6 c°.

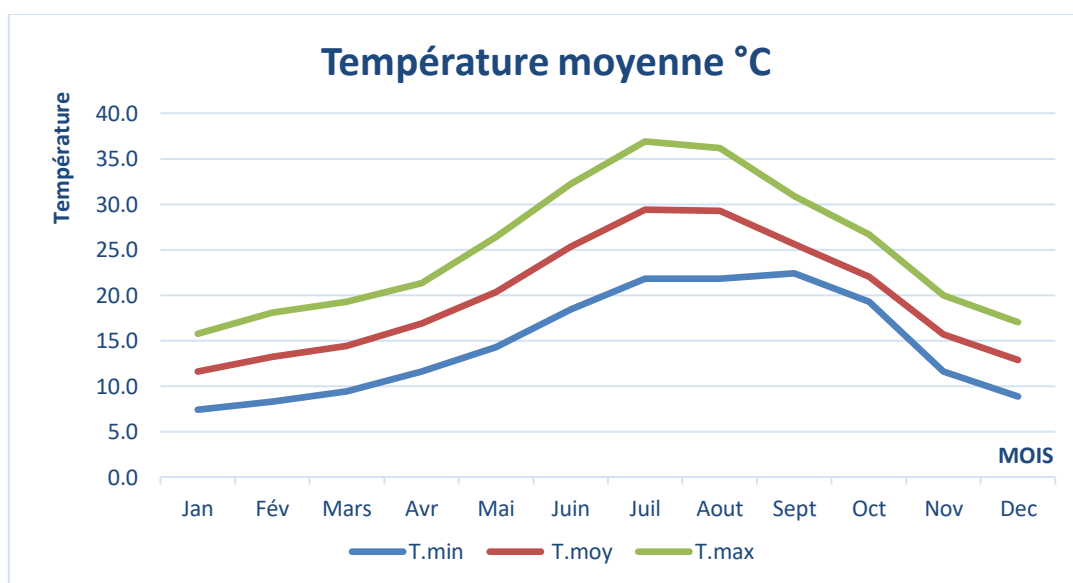


Figure I.7. Diagramme des températures (Max, Moy, et min) durant [2016-2021]

Le diagramme des températures montre que :

- Les mois les plus froids c'est décembre, janvier, février.
- Les mois les plus chauds c'est juillet, aout.

Présentation de la zone d'étude

I.7.2. La pluviométrie

La pluviométrie est un facteur météorologique destiné à mesurer la quantité de précipitation tombée pendant une période de temps. [2]

Tableau I.2. Pluviométrie mensuelle et annuelle à tizi Ouzou en [mm].

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Année
2016	60	76	182	61	67	5	0	0	3	15	70	147	686
2017	245	320	31	36	2	7	0	0	38	35	126	137	689
2018	31	107	188	99	30	34	0	0	41	182,3	170	43,8	926,1
2019	185,1	51,3	50,3	58,4	35,1	1,3	11	9,5	46,8	42,8	220,3	21,8	732,7
2020	62,9	0	77,5	116,9	4,3	12	0	7	30,3	28,6	141,3	179,1	659,9
2021	48,6	14,3	47,3	38,6	12,2	15	0	0,8	47,5	34,3	354,4	55,6	668,7
Moy	105,4	94,8	96,0	68,3	25,1	12,4	1,8	2,9	34,4	56,3	180,3	97,4	727,1

Source : infoclimat.fr

La moyenne mensuelle durant cette période : 64.60 mm/ans.

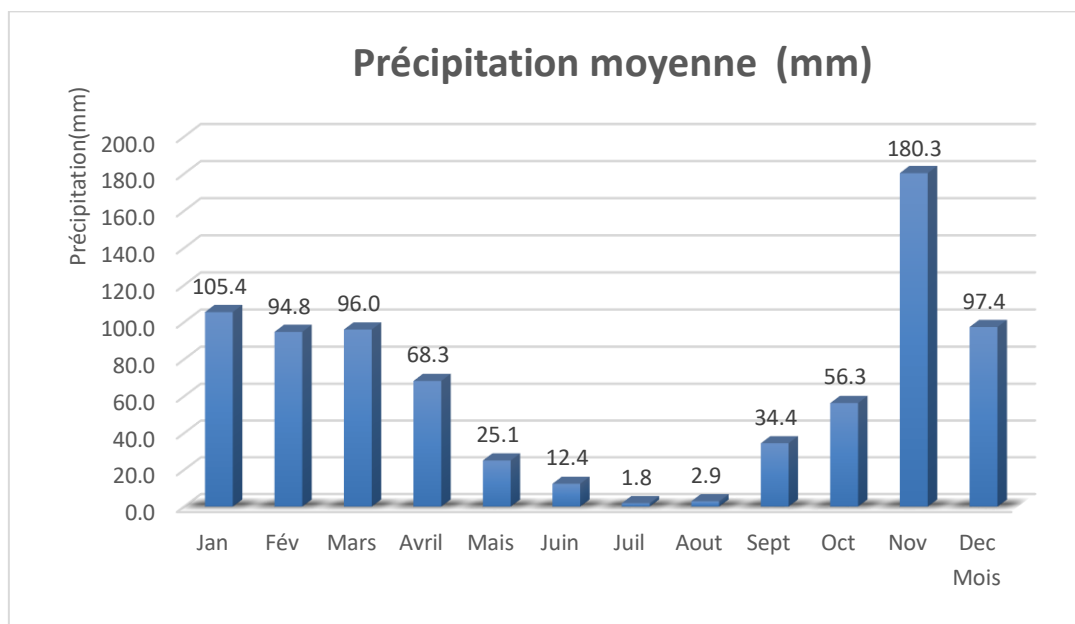


Figure I.8. Diagramme des précipitation moyenne durant la période [2016-2021]

Présentation de la zone d'étude

D'après le diagramme de précipitation on devise l'année en deux saisons :

- Une saison courte et sèche qui étale du mois de Mai au mois de Septembre.
- Une saison humide plus ou moins longue du mois Octobre au mois d'Avril, le taux de précipitation important du mois de novembre au mois de janvier.

I.7.3. Diagramme ombrothermique

Le diagramme ombrothermique de BAGANOULS et GAUSSEN (1957) permet la détermination de la période sèche :

- En abscisses les mois de l'année.
- En ordonnées :
 - Les précipitation moyenne sur la gauche.
 - Les température moyenne sur la droite à une échelle double de celles des précipitations de l'autre $P=2T$.
- Selon (Soltner,1984), l'intersection des deux courbes P et T permet de définir :
 - La période sèche lorsque $P<2T$.
 - La période humide lorsque $P>2T$.

Tableau I.3.Moyennes interannuelles des températures et des précipitations.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Année
P. Moy	105,4	94,8	96,0	68,3	25,1	12,4	1,8	2,9	34,4	56,3	180,3	97,4	727,1
T. Moy	11,6	13,2	14,4	16,9	20,3	25,3	29,4	29,3	25,6	22,0	15,7	12,9	19,6

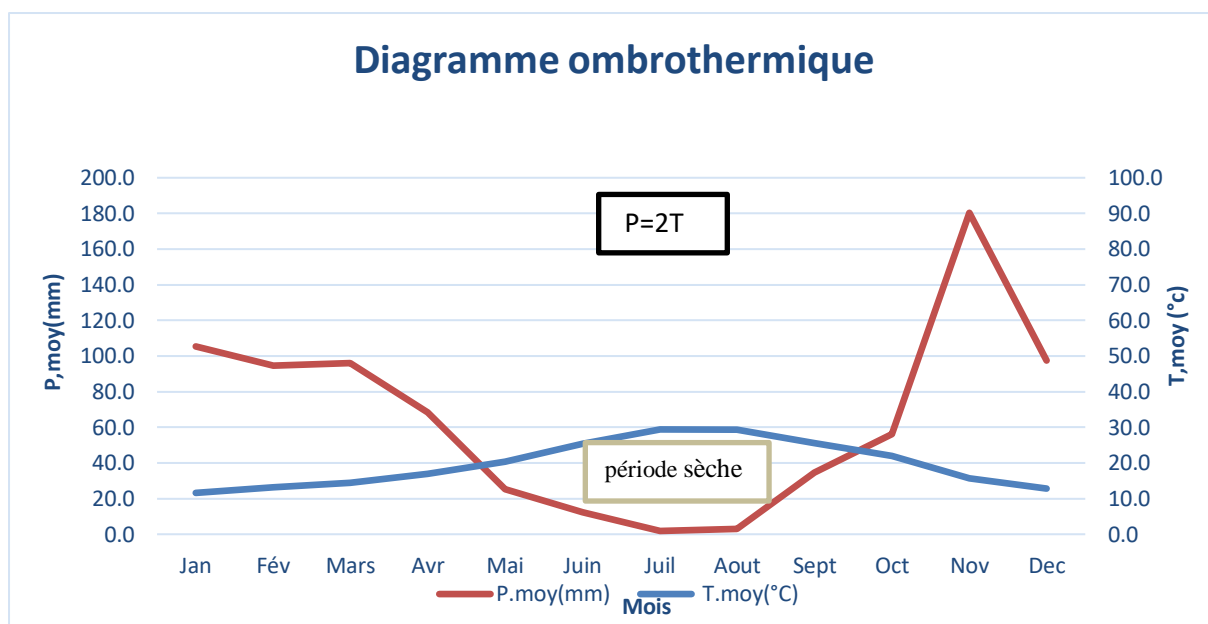


Figure I.9. Diagramme de ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSE

D'après le diagramme de ombrothermique en détermine la période sèche qui s'étale 5 mois durant cette période [2016-2021] du mois de Mai jusqu'à mois d'Octobre

I.8. Conclusion

Le pôle d'excellence faisant l'objet d'étude, est caractérisé par un climat méditerranéen hivernale a tendance humide et pluvieux répartie en deux saisons. La précipitation moyenne annuelle enregistrée pour la période (2016-2021) est de 727,1mm. Cette zone possède également des terrains sédimentaires, des pentes moyennement douces allant de 0 à 10% et des reliefs sont tubulaires.

Chapitre II. Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

Une bonne conception d'un projet d'AEP commence tout d'abord par une estimation des besoins en eau de l'agglomération en question. Dans ce chapitre, on essayera d'évaluer ces besoins.

Ladite estimation dépend de plusieurs facteurs, à savoir les besoins de la population et les différents équipements, liés à l'amélioration désirée du mode de vie de la population.

II.2. Evolution de la population

La population de l'entité (A) est estimée à 45724 habitants. Cette population est répartie sur les 9136 logements recensés sur cette zone, avec un effectif de 05 personnes/logement. On note que la superficie de l'entité(A) est de 193 hectares. [1]

Tableau II.4.Estimation projetée de la population de l'entités (A)

Désignation /Programme	Logements		Nombre (hab/lots)	Nombre d'habitants
	Nombre	Situation actuelle		
Programme d'État				
A.A.D.L : Habitat collectif	3500	En cours de réalisation	5	17500
O.P.G.I : Habitat collectif	4412	En cours de réalisation	5	22060
	52	Choix de terrain	5	260
Autres				
Protection civile : logement de fonction	40	Choix de terrain	5	200
Existant				
Habitat individuel privé	44	08 en bon état, 26 en moyen état, 10 précaires.	6	264
Projection possible sur le site				
Habitat promotionnel	113	Forte densité	5	565
	933	Moyenne densité	5	4665
Habitat individuel	42	Restructuration et aménagement	5	210
Total Entité (A)		9136		45724

Le tableau ci-dessus montre la capacité de la zone d'intervention qui est de 9136 logements dont le nombre d'habitant est de 45724 personnes, soit 5 à 6 personnes par logement. Pour notre étude, on va supposer que la zone ne connaîtra pas une extension, car elle est déjà saturée. C'est la raison pour laquelle le nombre d'habitants est figé. (Bureau d'étude)

II.3. Evaluation des besoins en eau

La quantité d'eau nécessaire pour alimenter les agglomérations est évaluée généralement en litres par habitant et par 24 heures. Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation (dotation), qui est la norme normalisée de la consommation moyenne journalière en litre par utilisateur. Cette dotation dépend de : [1]

- ❖ Niveau de vie de la population.
- ❖ Nombre d'habitants
- ❖ Le développement urbain de la ville.
- ❖ Les Ressources existantes.
- ❖ Le nombre de la population :
 - Ville de moins de 20000 hab ; Dotation = 150 à 200l/j/hab.
 - Ville de 20000 à 100000 hab ; Dotation = 200 à 300l/j/hab.
 - Ville de plus de 100000 hab ; dotation =300 à 350 l/j/hab.

La dotation pour notre cas est prise égale à : 200l/j/hab.

II.3.1. La consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par tous les équipements pendant une journée. Celle-ci est exprimée par la relation suivante : [6]

La consommation de la population est calculée par la relation suivante :

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{45725 \times 200}{1000}$$

$$Q_{\text{moy},j} = 9144.8 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

Q_{moy,j} : débit moyen journalier en m³/j.

P : nombre d'habitants.

D : dotation en l/j/hab.

II.4. Les différents besoins de la zone d'étude

II.4.1. Besoins domestique

Tableau II. 5 Besoins domestique.

Nombre d'habitant	Dotation	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
45724	200	9144.8	105.842

II.4.2. Besoins d'équipement

Les besoins en eau des équipements sont calculés sur la base du programme d'aménagement, selon les types des équipements retenus dans le cadre du choix de terrain et les équipements proposés par rapport à la disponibilité du foncier. Les calculs sont donnés dans les tableau suivants :

➤ **Les équipements retenus dans le cadre de choix de terrains**

Tableau II.6.Equipements retenus dans le cadre de choix de terrains.

Désignation	Superficie m ²	Dotation(l/m ² /j)	Débit j _{eq} (m ³ /j)
Entité A			
Inspection divisionnaire des douanes.	6709	1.5	10.06
Laboratoire de contrôle de qualité.	1040	3	3.12
Subdivision du logement et des équipement publiques (SLEP)	1364	1.5	2.05
Centre de proximité des impôts (CPI)	2054	1.5	3.08
Algérienne des eaux (ADE)	1066	3	3.20
PTT	2093	1.5	3.14
BMPJ	3855	5	19.28
Sureté urbaine	4100	5	20.50
Direction de la protection civile	7622	10	76.22
Institut d'enseignement professionnel (I.E.P)	19411	5	97.06
02 lycée	20000	5	100
03 CEM	27000	5	135

Estimation des besoins en eau

07 école primaire	34200	5	171
		Total	643.71

➤ Equipements à proposer par rapport à la disponibilité du foncier et l'emploi induit

Tableau II.7.Equipements projetés par rapport à la disponibilité du foncier et l'emploi induit.

Désignation	Superficie m ²	Dotation (l/m ² /j)	Débit Q _{moy, jeq} (m ³ /j)
Equipement			
01 école primaire de 12 classes	7259	5	36.30
01 centre de santé	2100	3	6.3
01 centre sportif de proximité	16000	2	32
02 mosquées	12900	15	193.5
Station urbaine	7000	0.5	3.5
Station APC+ Poste	9500	1.5	14.25
Réserve des équipements	29315	1.5	43.97
Parking à étages	7344	1	7.34
Polyclinique	4576	3	13.73
Complexe mère-enfants	36000	0.5	18
Espace extérieurs publiques			
Espace verts	151853	0.5	75.93
Placettes publiques	24949	0.2	4.99
Esplanade	39800	0.2	7.96
		Total	457.77

II.4. Récapitulation des besoins

Tableau II.8.Récapitulation des besoins.

Besoins	Q _{moy, j} (m ³ /j)	Q _{moy, j} (l/s)
Domestiques	9144.8	105.842
Equipements retenus dans le cadre de choix de terrains	643.71	7.45
Equipements projetés par rapport à la disponibilité du foncier et l'emploi induit	457.77	5.30
Total	10246.28	118.592

Estimation des besoins en eau

- ✓ Principalement aux fuites des canalisations d'adduction ou de distribution. Entrées, ou des canalisations intérieures des immeubles. Selon le service technique de la subdivision d'hydraulique de TIZI OUZOU, le taux des fuites est de 20%.

Tableau II.9. Estimation des besoins en perte d'eau.

Besoins	$Q_{\text{moy, j}}$ (m^3/j)	Perte	Demande
Domestiques	9144.8	1837.96	10982.76
Equipements retenus dans le cadre de choix de terrains	643.71	128.742	772.452
Equipements projetés par rapport à la disponibilité du foncier et l'emploi induit	457.77	91.554	549.324
Total	10246.28	2049.256	12295.536

II.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement. [6]

- Types ses conduite.
- Nature de terrain.
- Qualité de réalisation.
- Entretien, etc.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule :

$$Q_{\text{moy, j, maj}} = K_f \times Q_{\text{moy, j}} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy, j, maj}}$: Débit moyen majoré [m^3/j]

K_f : Coefficient de majoration ($K_f = 1.3$).

$Q_{\text{moy, j}}$: Débit moyen journalier [m^3/j].

Tableau II.10.Majoration de la consommation moyenne journalier

Besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _r	Q _{moy,j,maj}
Domestiques	10982.76	1.3	14277.588
Equipements retenus dans le cadre de choix de terrains	772.452		1004.1876
Equipements projetés par rapport à la disponibilité du foncier et l'emploi induit	549.324		741.1212
Total	12295.536		15984.1968

II.6. Étude des variations des débits

En raison de l'irrégularité de la consommation, le débit moyen des consommateurs est soumis à plusieurs variations.

Afin de dimensionner le réseau, on affecte au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularités permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale, pour bien tenir compte de cet aspect important.

II.6.1. Variation de la consommation journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, mais elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir K_{max,j} et k_{min,j}. [6]

II.6.1.1. La consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière est définie par le coefficient d'irrégularité journalier maximum (K_{max,j}) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des quantités gaspillées. Elle est obtenue par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière majorée.

$$K_{\max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière majorée}} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j,\text{maj}}} \quad (\text{II.3})$$

Donc:

$$Q_{\max,j} = k_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$$

Avec :

Q_{max,j} : Débit maximal journalier (m³/j) ;

Q_{moy,j,maj} : Débit moyen journalier majoré (m³/j) ;

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal journalier qui varie entre 1,1-1,4, (Dans notre cas =1.3) ;

II.6.1.2. La consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière est définie à partir du coefficient minimal journalier ($K_{\min, j}$) qui est considéré comme étant le rapport entre la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière majorée :

$$K_{\min, j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière majorée}} = \frac{Q_{\min, j}}{Q_{\text{moy, j, maj}}} \quad (\text{II.4})$$

Donc:

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} \times Q_{\text{moy, j, maj}}$$

$Q_{\min, j}$: débit minimal journalier (m^3/j).

$K_{\min, j}$: coefficient d'irrégularité minimal (ce coefficient varie entre 0.7 et 0.9, et indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière. Il tient compte d'un éventuel non consommation. Dans notre cas on prend $K_{\min, j} = 0.8$).

Tableau II.11. Débit maximal journalier.

$Q_{\text{moy, j}}$	$K_{\text{max, j}}$	$Q_{\text{max, j}}$	$Q_{\text{max, j}}$
m^3/j	/	m^3/j	l/s
12295.536	1.3	15984.1968	185.0022

Tableau II.12. Débit minimum journalier.

$Q_{\text{moy, j}}$	$K_{\min, j}$	$Q_{\min, j}$	$Q_{\min, j}$
m^3/j	/	m^3/j	l/s
12295.536	0.8	9836.4288	113.8475

II.7. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau, car le débit circulant vers les consommateurs varie en fonction du temps. De plus, il nous renseigne sur la consommation maximale par heure. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale. [6]

➤ Débit maximum horaire

Le débit moyen horaire est donnée par la relation suivante :

$$Q_{\text{max, h}} = Q_{\text{max, j}} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.5})$$

$$Q_{\text{moy, h}} = 15984.1968 / 24$$

$$Q_{\text{moy, h}} = 666.0082 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

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

➤ **Débit maximum horaire**

Le débit maximum horaire est lié au coefficient maximum horaire. Ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{\max} et β_{\max} .

➤ **Coefficient maximum horaire $K_{\max, h}$**

$$K_{\max, h} = \frac{Q_{\max, h}}{Q_{\text{moy}, h}} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

$Q_{\max, h}$: Débit maximum horaire en m^3/h ;

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

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

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail et le niveau de développement local. Il varie de 1.2 à 1.4.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.34$ (source DHW).

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre de population, il est donné par le tableau ci-dessous :

Tableau II.13. Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

$$K_{\max, h} = 1.34 * 1.1 = 1.474$$

$$Q_{\max, h} = K_{\max, h} \times Q_{\text{moy}, h} \quad (\text{II.8})$$

$$Q_{\max, h} = 1.474 \times 666.0082$$

$$Q_{\max, h} = 981.6960 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ soit } 272.693 \text{ l/s.}$$

➤ **Débit minimum horaire**

Ce débit est utilisé pour le dimensionnement mécanique du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min, h} = K_{\min, h} \times Q_{\text{moy}, h} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad \text{(II.9)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy}, h}$: débit moyen horaire en m³/h

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad \text{(II.10)}$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail et le niveau de développement local. Il varie de 0.4 à 0.6

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.5$.

β_{\min} : coefficient qui dépend du nombre de population, il est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau II.14.Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	0.83

$$K_{\min, h} = 0.5 \times 0.83 = 0.415$$

$$Q_{\min, h} = 0.415 \times 666.0082 = 276.393 \text{ m}^3\text{/h}$$

Tableau II.15.Récapitulatif des débits horaires.

$Q_{\text{moy}, h} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h} \text{ (m}^3\text{/h)}$	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h} \text{ (m}^3\text{/h)}$
666.0082	1.474	981.6960	0.415	276.393

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude, nous avons trouvé un débit maximale journalier de 15984.1968 m³/j pour une population de 45724 habitants et un débit moy ,h = 666.008m³/j, ces données nous permettront d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et le dimensionner du réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système.

Chapitre III : RESERVOIRS

III.1 Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau ; Cette eau sera destinée à la consommation publique, ou à l'usage industriel. Le réservoir a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et approvisionné.

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

III.2. Rôle et fonction d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et de distribution. Son rôle se résume comme suit : [7]

- Régulariser le fonctionnement de la station de pompage ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution ;
- Réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer une réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.



Figure III.10. Réservoir de capacité 5000m³

III.3. Implantation d'un réservoir

Le choix du site d'implantation du réservoir est généralement basé sur des considérations techniques et économiques, mais dépend également des conditions topographiques et des propriétés du sol. Les objectifs et les plans recherchés est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution faisable techniquement et peu coûteux. Pour cela, nous devons tenir compte des conditions suivantes : [6]

- La nature du sol joue un rôle important dans le choix d'implantation d'un réservoir.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité ; ainsi, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à la côte piézométrique maximal dans le réseau.
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'implantation d'un réservoir, qui sera toujours plus économique.

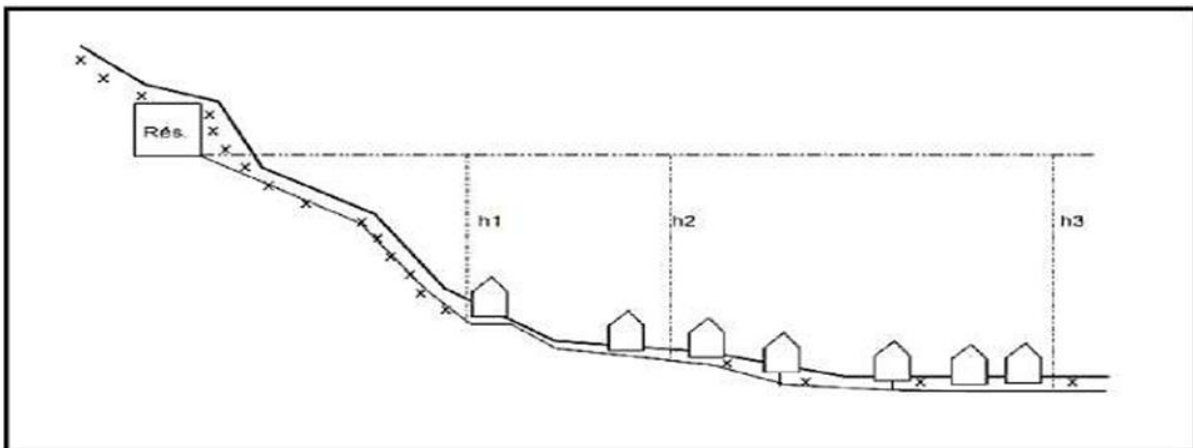


Figure III.11.Emplacement d'un réservoir en altitude.

III.4. Classification d'un réservoir

On peut classer les réservoirs selon : [4]

- La position par rapport au sol :
 - Enterrés.
 - Semi-enterrés.
 - Posés au sol.
 - Surélevés.

Dans notre cas, le réservoir est posé au sol.

- La nature des matériaux :
 - Métallique.
 - En maçonnerie.
 - En béton armé.

Dans notre cas le réservoir est en béton armé.

- La forme de la cuve :
 - Cylindrique.
 - Rectangulaire.
 - Forme quelconque.

Dans notre cas le réservoir à une forme rectangulaire.

- Selon l'usage :
 - Réservoir principale d'accumulation de stockage.
 - Réservoir d'équilibre.
 - Réservoir de traitement.

Dans notre cas le réservoir est dédié au stockage.

- Le mode de fermeture :
 - Couvert.
 - Non couvert.

Dans notre cas couvert.

III.5. Équipement d'un réservoir

Les réservoirs sont équipés par des systèmes d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi que d'un mécanisme de régulation de niveau d'eau dans la cuve. Ce mécanisme comporte un capteur servant pour la commande du fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet flotteur. Le schéma d'équipements d'un réservoir d'eau potable illustré. [8]

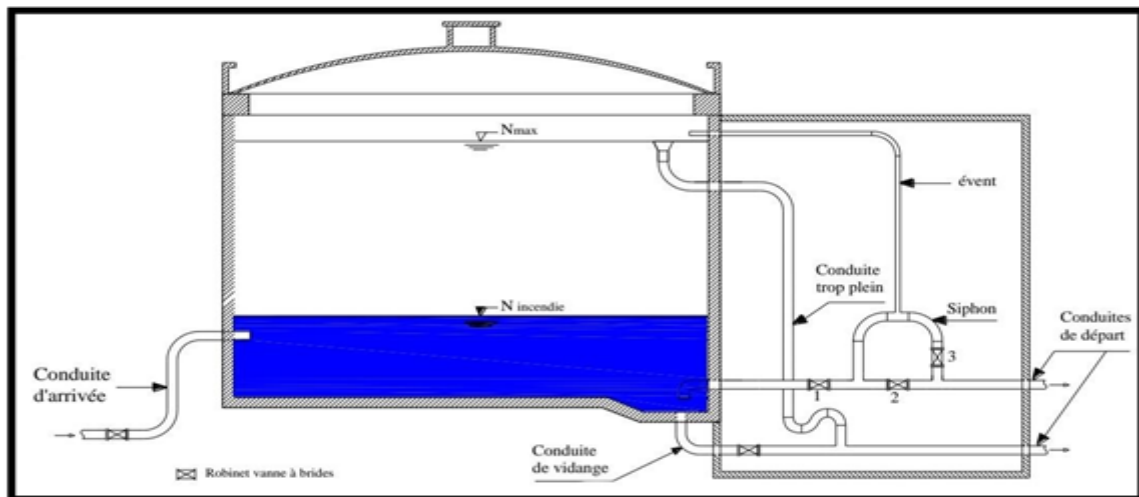


Figure III.12.Équipement d'un réservoir.

III.5.1. Conduite d'adduction (ou d'arrivée)

La conduite d'adduction ayant son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal [7]

- Obturation par robinet de distribution flotteur si l'adduction est gravitaire.
- Dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

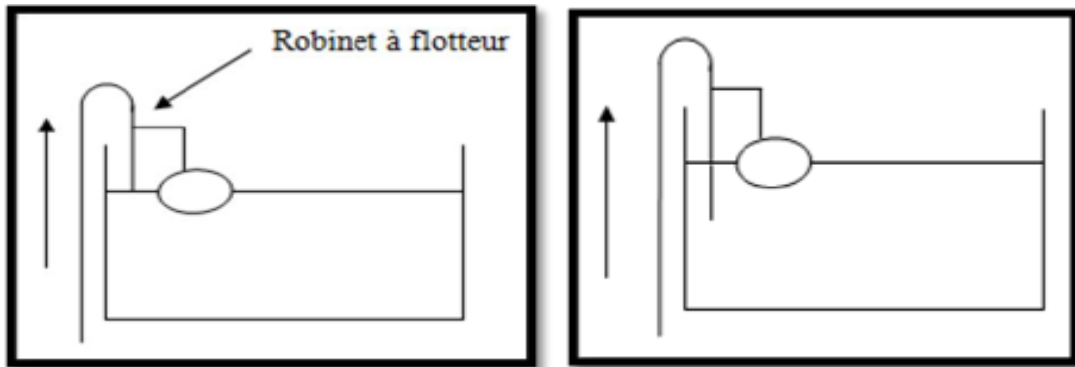


Figure III.13. Schéma de la conduite d'adduction.

III.5.2. Conduite de distribution (départ)

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à quelque centimètre (10 à 20 cm) au-dessus du radier, afin d'éviter l'entrée des matières en suspension (MES) et les sables décantés dans la cuve.

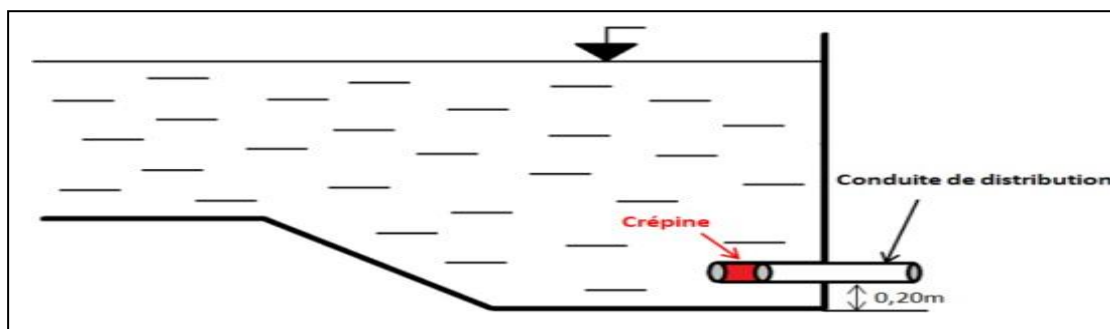


Figure III.14. Schéma de conduite de distribution

III.5.3. Conduite trop-plein

Cette conduite est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple de boute à emboitement. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon pour éviter l'entrée de certains corps nocifs dans la cuve.

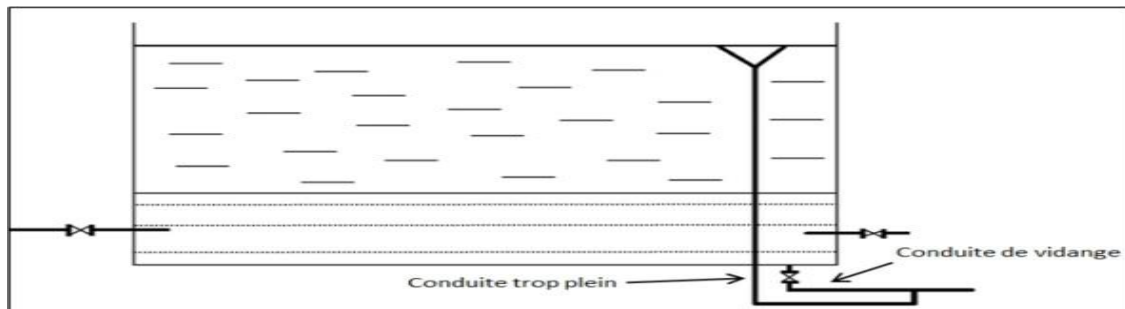


Figure III.15.Schéma de la conduite trop-plein.

III.5.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [8]

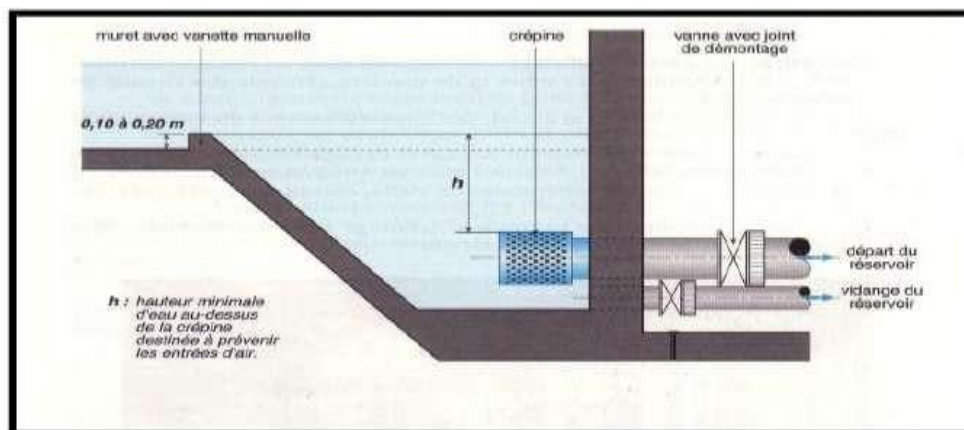


Figure III.16.Schéma de la conduite de vidange.

III.5.5. Conduite by-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assurée par un dispositif qui est le by-pass reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, sa fonction est :

- En temps normal : (01) et (03) sont ouvertes et (02) est fermée,
- En by-pass : (01) et (03) sont fermés et (02) est ouverte. [7]



Figure III.17. Conduite by-pass.

III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des dispositions sont prises afin d'empêcher le passage d'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, il faut interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, on distingue deux types de disposition : [5]

- Normal : les vannes 1 et 3 ouvertes et la 2^{ème} est fermée.
- Incendie : il suffit d'ouvrir les vannes 2 et 3.

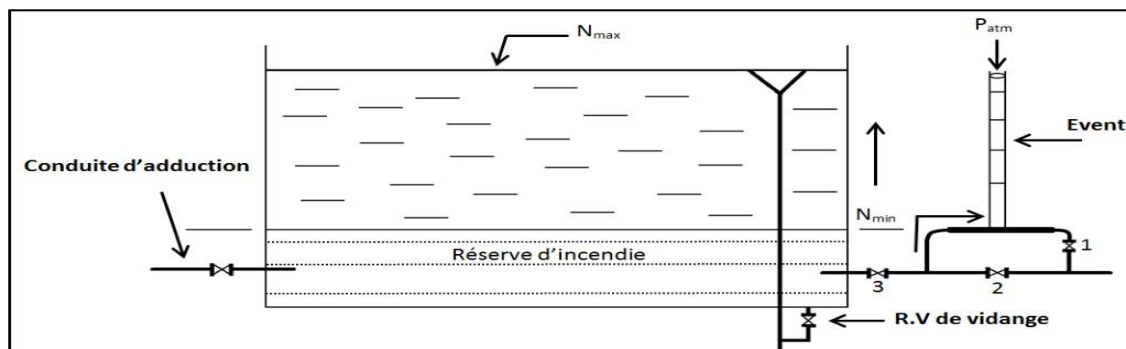


Figure III.18. Schéma de matérialisation de la réserve d'incendie.

III.6. Entretien des réservoirs

Pour vérifier l'existence d'éventuelles fissures et phénomène de corrosion sur les parties métalliques, un entretien régulier des réservoirs doit être de rigueur. Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que : [7]

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

III.7. Hygiène de sécurité

Pour protéger le réservoir d'eau de toutes les pollutions, nous devons suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité comme :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Être éclairé en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre.
- Avoir un robinet de puisage pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires au contrôle des eaux de consommation.

III.8. Capacité des réservoirs

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons tenir compte des variations, à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exaltation des ouvrages situés en amont et de la variabilité de la demande. [10]

Il existe trois types de réservoirs dans une chaîne d'adduction, à savoir :

- Réservoir de stockage.
- Réservoir de transit.
- Réservoir de stockage et transit.

Le calcul du volume des réservoirs peut se faire par trois différentes méthodes :

- **Méthode graphique**

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale, déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation journalière et de la courbe des apports de débit. [4]

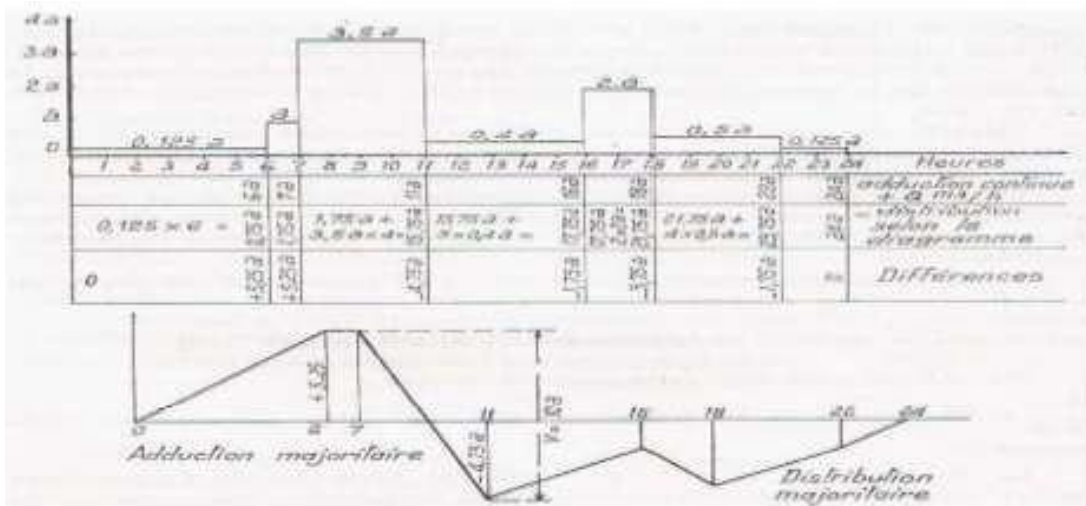


Figure III.19. Courbe d'apport de la consommation journalière.

➤ **Méthode forfaitaire**

On prend, forfaitairement une capacité des réservoirs égale à (Bouslimie ;2004) :

- En alimentation rurale : 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : 50% minimum de consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grande ville : au minimum 25% de la consommation journalière de l'agglomération.

➤ **Méthode analytique**

Elle consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation caractérisé par un débit constant et un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Cette méthode suppose une adduction à débit uniformément réparti sur 24 heures. Soit à la valeur du débit horaire moyen de distribution :

$$a = \frac{Q_{max.j}}{24} \tag{IV.1}$$

$$a = \frac{15984.1968}{24} = 666.008 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.8.1. Le réservoir transité

Le réservoir de transit est alimenté gravitairement et d'une manière continue :

Le débit horaire entrant(a). [10]

Le débit sortant est (1.2a).

➤ **Le volume du réservoir :**

$$V_r = \Delta V^+_{\max} + \Delta V^-_{\max} \quad (\text{IV.2})$$

$$V_r = \Delta V^+_{\max} + \Delta V^-_{\max} + V_{ri} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

V_r : Volume réel du réservoir en m^3 ;

ΔV^+ : excès d'eau= débit cumulé refoulé-débit cumulé distribue en m^3 ;

ΔV^- : déficit en eau=débit cumulé refoulé-débit cumulé distribue m^3 ;

V_{ri} : volume de la réserve d'incendie.

➤ **Réserver d'incendie**

Il est impératif de prendre des dispositions afin d'éviter le passage de réserve d'incendie dans le réseau de distribution en service normal. La réserve d'incendie est calculée à partir du débit d'incendie maximal et sa durée. Pour notre cas, on prendra un débit de $60m^3/h$ pendant une durée de 02heures ; soit $120m^3$. [5]

Tableau III.16.Calcul volume du réservoir transite.

Heur	Entré	Entré cum	Sortie	Sortie cum	Différence
00-01h	666,008	666,008	799,210	799,210	-133,202
01-02h	666,008	1332,016	799,210	1598,419	-266,403
02-03h	666,008	1998,024	799,210	2397,629	-399,605
03-04h	666,008	2664,032	799,210	3196,838	-532,806
04-05h	666,008	3330,040	799,210	3996,048	-666,008
05-06h	666,008	3996,048	799,210	4795,258	-799,210
06-07h	666,008	4662,056	799,210	5594,467	-932,411
07-08h	666,008	5328,064	799,210	6393,677	-1065,613
08h09h	666,008	5994,072	799,210	7192,886	-1198,814
09-10h	666,008	6660,080	799,210	7992,096	-1332,016
10-11h	666,008	7326,088	799,210	8791,306	-1465,218

11-12h	666,008	7992,096	0,000	8791,306	-799,210
12-13h	666,008	8658,104	0,000	8791,306	-133,202
13-14h	666,008	9324,112	0,000	8791,306	532,806
14-15h	666,008	9990,120	0,000	8791,306	1198,814
15-16h	666,008	10656,128	799,210	9590,515	1065,613
16-17h	666,008	11322,136	799,210	10389,725	932,411
17-18h	666,008	11988,144	799,210	11188,934	799,210
18-19	666,008	12654,152	799,210	11988,144	666,008
19-20h	666,008	13320,160	799,210	12787,354	532,806
20-21h	666,008	13986,168	799,210	13586,563	399,605
21-22h	666,008	14652,176	799,210	14385,773	266,403
22-23h	666,008	15318,184	799,210	15184,982	133,202
23-00h	666,008	15984,192	799,210	15984,192	0,000

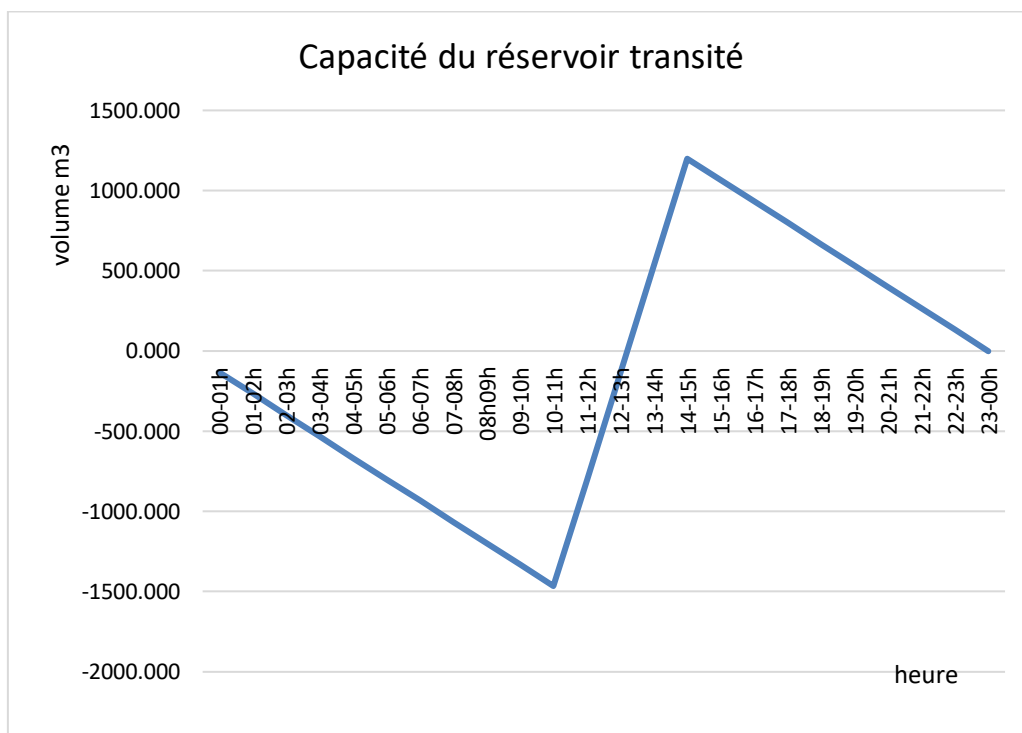


Figure III.20. Diagramme de capacité du réservoir de transite.

$$V_R = \text{déficit max} + \text{déficit min} + V_{inc} \quad (\text{III.4})$$

$$V_R = -1465,218 / +1198,814 / +120$$

$$V_R = 2784,032 \text{ m}^3$$

Donc le réservoir de 2000m³ de la station de reprise existante n'est pas suffisant.

III.8.2. Réservoir de stockage et de distribution :

Refoulement à partir de la station de reprise. L'alimentation prévue est comme suit :

- Le temps de pompage est de 20h/24h
- Le débit horaire entrant est «1,2a ».

Les débits varient selon les agglomérations, généralement on utilise les valeurs suivantes :

- De 6 heures à 7 heures = a ;
- De 7 heures à 7 heures = 3,5a ;
- De 11 heures à 16 heures =0,4a ;
- De 16heures à 18 heures =2a ;
- De 18 heures à 22 heures =0,5a ;
- De 22 heures à 6 heures =0,125a ;

Tableau III.17.Calcul le volume de réservoir de distribution.

Heur	Entré	Entré cum	Sortie	Sortie cum	Différence
00-01h	799,210	799,210	83,251	83,251	715,959
01-02h	799,210	1598,419	83,251	166,502	1431,917
02-03h	799,210	2397,629	83,251	249,753	2147,876
03-04h	799,210	3196,838	83,251	333,004	2863,834
04-05h	799,210	3996,048	83,251	416,255	3579,793
05-06h	799,210	4795,258	83,251	499,506	4295,752
06-07h	799,210	5594,467	666,008	1165,514	4428,953
07-08h	799,210	6393,677	2331,028	3496,542	2897,135
08h09h	799,210	7192,886	2331,028	5827,570	1365,316
09-10h	799,210	7992,096	2331,028	8158,598	-166,502
10-11h	799,210	8791,306	2331,028	10489,626	-1698,320

11-12h	0,000	8791,306	266,403	10756,029	-1964,724
12-13h	0,000	8791,306	266,403	11022,432	-2231,127
13-14h	0,000	8791,306	266,403	11288,836	-2497,530
14-15h	0,000	8791,306	266,403	11555,239	-2763,933
15-16h	799,210	9590,515	266,403	11821,642	-2231,127
16-17h	799,210	10389,725	1332,016	13153,658	-2763,933
17-18h	799,210	11188,934	1332,016	14485,674	-3296,740
18-19	799,210	11988,144	333,004	14818,678	-2830,534
19-20h	799,210	12787,354	333,004	15151,682	-2364,328
20-21h	799,210	13586,563	333,004	15484,686	-1898,123
21-22h	799,210	14385,773	333,004	15817,690	-1431,917
22-23h	799,210	15184,982	83,251	15900,941	-715,959
23-00h	799,210	15984,192	83,251	15984,192	0,000

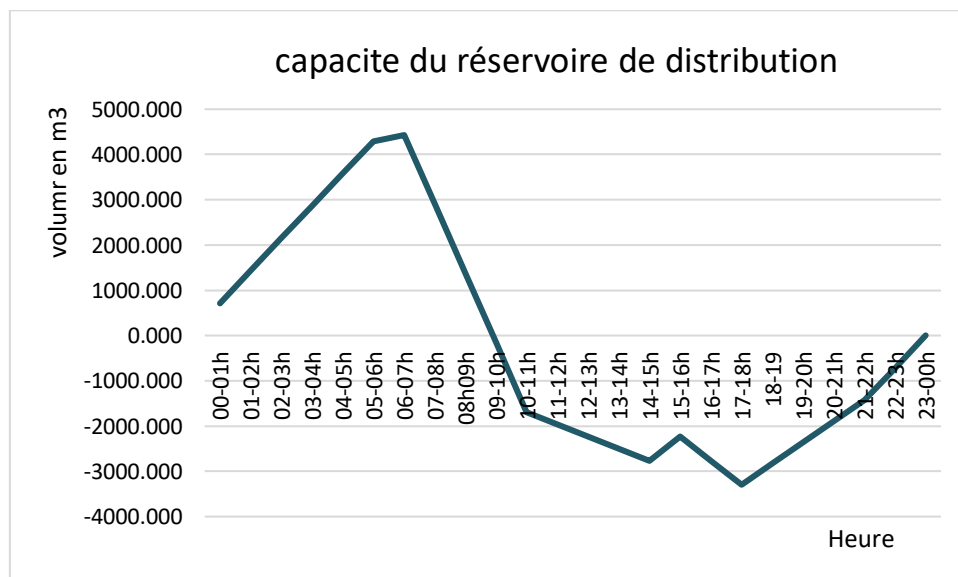


Figure III.21. Diagramme de capacité du réservoir distribution.

La capacité du réservoir

$$Vr = \text{déficit max} + \text{déficit} + Vinc$$

D'après le tableau on a :

$$Vr = /4428,953 / + / -3296,740 / +120$$

$$Vr = 7845,693 \text{ m}^3.$$

Donc le réservoir de 5000 m³ ne pas suffisant.

III.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les capacités des réservoirs du réseau étudié. D'après la vérification des réservoirs existants (le R 2000m³ de transition et le R5000m³ de distribution), nous avons trouvé que cette capacité n'est pas suffisante pour répondre aux besoins de l'agglomération. Récapitulations des capacités des réservoirs ayant fait :

Réservoir	Capacité calculé	Capacité existant	Capacité projeter
R1 transité	7845,693 m ³	5000 m ³	3000 m ³
R2 distribution	2784,032 m ³	2000 m ³	1000 m ³

Chapitre IV : ADDUCTION.

IV.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique. Elle permet d'amener l'eau depuis sa source (forages, barrage, ressource naturelle), à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques, vers le réservoir de stockage ou de distribution suivant le relief de la région à alimenter.

Le but de ce chapitre est le choix et le dimensionnement technico-économique du réseau d'adduction.

IV.2. Topologie des systèmes d'adduction

Selon le fonctionnement, les réseaux d'adduction sont classés en trois types : [11]

IV.2.1. Adduction gravitaire : Dans cette adduction, l'écoulement se fait gravitairement. Ce type d'adduction se rencontre dans le cas où la source est située à une côte piézométrique supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée.

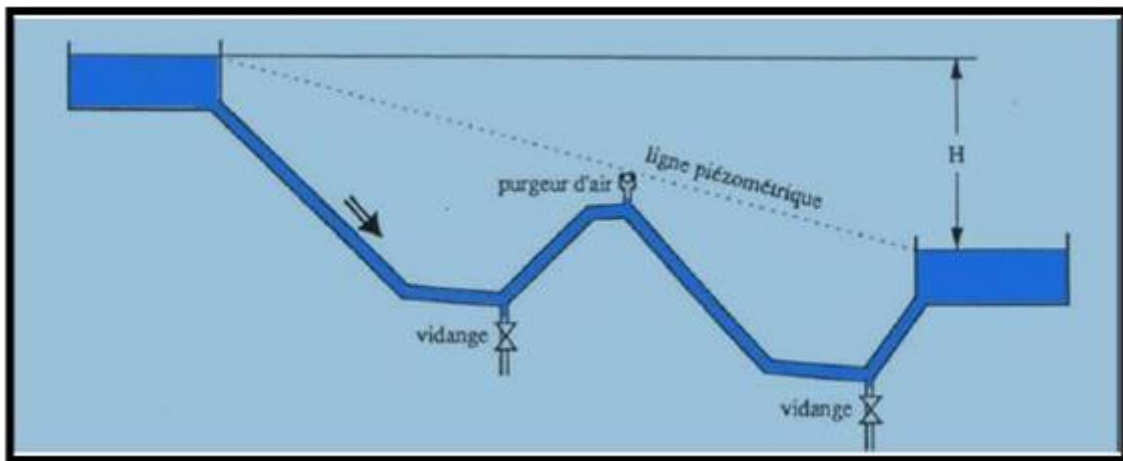


Figure IV.22. Adduction gravitaire.

IV.2.3. Adduction par refoulement : Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie assurée par des pompes. [11]

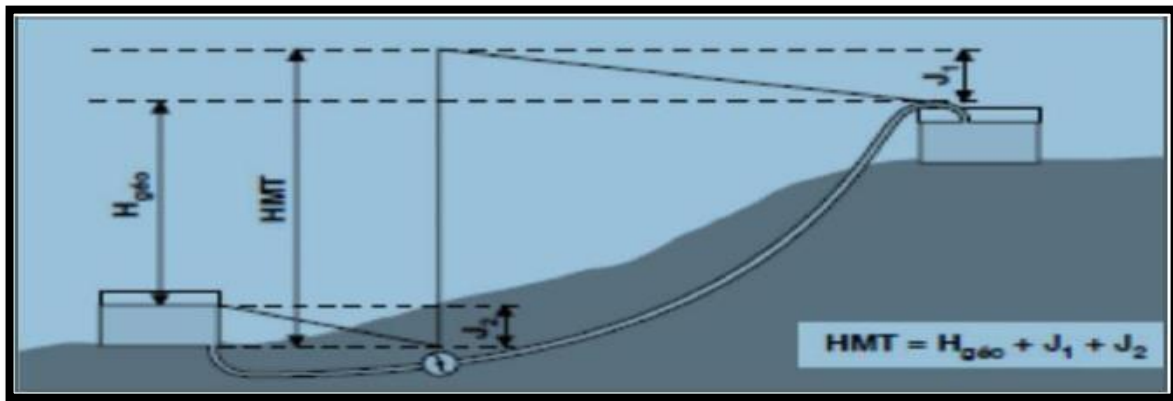


Figure IV.23. Adduction par refoulement.

IV.2.2. Adduction mixte : C'est une combinaison des deux adductions ; l'écoulement par refoulement se transforme en gravitaire et/ou vice versa.

IV.3. Les choix de tracé

Le choix du tracé d'un profil est une étape très importante. Celui-ci se fait toujours en tenant compte de certains critères d'ordre technique et économique : [4]

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contrepentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites longues, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de la canalisation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la répartition. Aussi, le tracé doit éviter tant que possible de traverser les propriétés privées.

La côte du point de piquage est de 80m, avec une pression de 7 bars (source : DRE) :



Figure IV.24. Profil de long de l'adduction gravitaire.

L'eau sera transférée en gravitaire du point de piquage vers le réservoir 2000m³, qui a une côte radier de 137m, via une conduite d'une longueur de 486m.



Figure IV.25. Profil en long d'adduction refoulement.

De la station de reprise, l'eau sera refoulée vers le réservoir de distribution, d'une capacité de 5000 m³ et d'une côte de 191.57m, via une conduite d'une longueur de 641m.

IV .4. Choix du type de conduite

Pour l'installation d'un réseau, le choix du type de conduite requiert une attention toute particulière, car le bon fonctionnement du réseau en dépend en grande partie. [6]

Certains paramètres sont impératifs au choix des matériaux, entre autres :

- Diamètre économique ;
- Pression supportée par le matériau ;
- Nature de l'eau ;
- Nature de terrain ;
- Résistance aux attaques chimiques (dus à la qualité des eaux et du sol) ;
- Longueur des conduites ;
- Disponibilité du matériau sur le marché ;
- Prix unitaire de la conduite ;
- Coût du transport.

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue :

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet, le choix s'est porté sur les conduites en acier pour les forages et en PEHD pour le picage, vu les avantages qu'elles présentent.

Les avantages des conduites en acier

- Une grande résistance à la déformation ;
- Une conduite forcée en acier s'adapte à toutes les configurations de terrain ;
- Une dureté à presque toutes les épreuves.

Les avantages des conduites en PHED

- Résistance à la corrosion et aux chocs ;
- Une longue durée de vie ;
- Facilité d'installation ;
- Un atout pour des chantiers plus respectueux de l'environnement.

IV.5. Equipement hydraulique de la conduite d'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants : [8]

IV.5.1. Vannes de sectionnement

Les vannes de sectionnement sont utilisées pour isoler les branchements ou les appareils hydraulique dont les diamètres nominaux ne dépassent pas généralement 40mm.

IV.5.2. Robinet vanne

- **Vanne à opercule** : les robinets vannes à opercule (à coin) sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés.

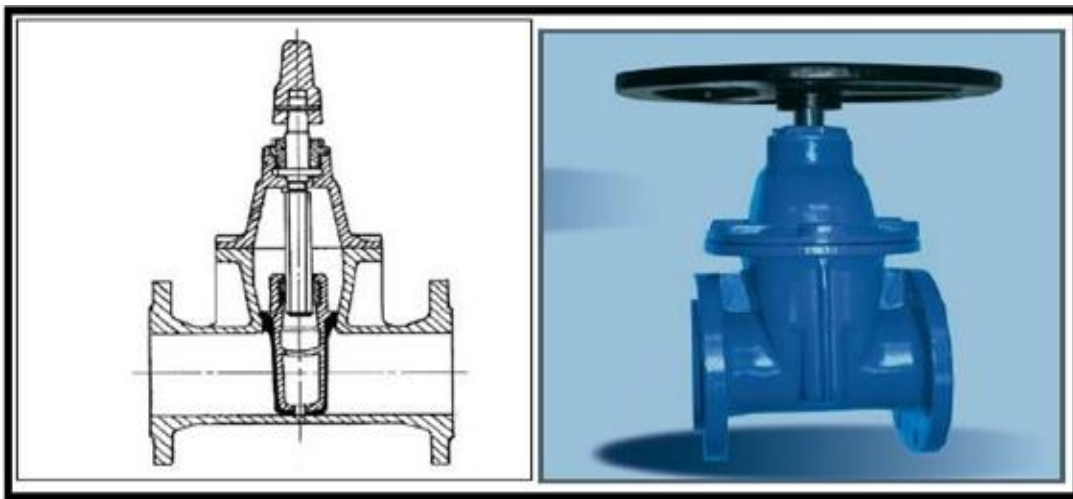


Figure IV.26. Robinet vanne à opercule.

- **Vanne à papillon** : les vannes peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elle occasionne une faible perte de charge.

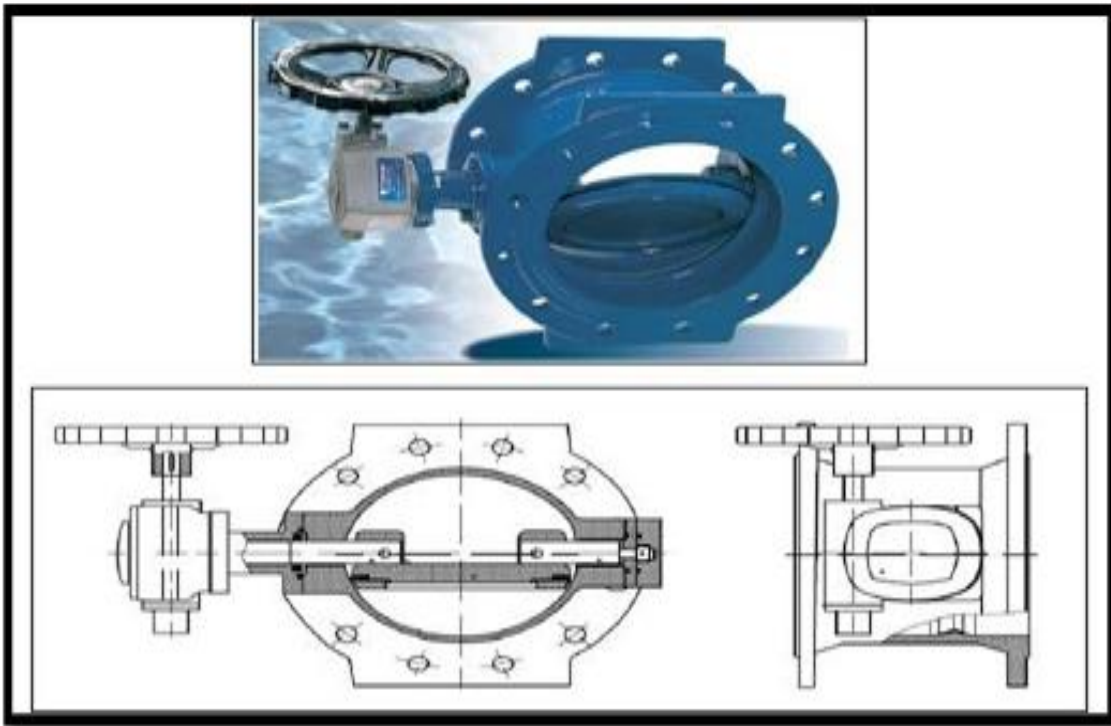


Figure IV.27. Robinet vanne papillon.

IV.5.3. Les ventouses

On utilise la ventouse pour évacuer l'air entraîné par l'eau qui s'accumule aux pointes hautes des conduites du réseau, sans initiale d'eau, on dispose des ventouses à boule flottante.



Figure IV.28. Ventouse.

IV.5.4. Les clapets anti-retours

Leur fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Ils doivent obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe dans la station de pompage.



Figure IV.29. Clapet anti-retour. [8]

IV.5.5. Vanne de vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas des canalisations pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoins. Ces robinets doivent être facilement accessibles pour faciliter la tâche.

IV.5.5. Crépines

Sont des appareilles en forme de panier, percée en trous et placées à l'extrémité des canalisations pour évite l'aspiration des corps solides dans la pompe.



Figure IV.30.Crépine.

IV.6. Etude technico-économique

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre économique.[12]

IV.6.1. Détermination du diamètre

La gamme des diamètres correspondants à une vitesse d'écoulement comprise entre 0.5m/s et 1.5m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s. On peut déterminer le diamètre par les formules suivantes : [4]

Expression générale

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

La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (IV.2)$$

La formule de BRESS

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (IV.3)$$

La formule de Pavlovski

$$D = 1.38 \times Q^{0.48} \quad (V.4)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre (m) ;

Q : Débit véhiculé (m³/s) ;

IV.6.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).

D_n : Diamètre normalisé de la conduite en (m).

IV.6.3. Calcul des pertes de charge

Le passage d'un débit dans une conduite se traduit par des pertes d'énergie qui se présentent sous forme perte de charge linéaire et singulière.

a) Perte de charge linéaire J_L :

Elles se produisent par le frottement de l'eau contre les parois de canalisations, on la détermine par l'équations de **DARCY-WEISBACH**

$$J_U = \frac{\lambda \times V^2}{D \times 2g} \quad (IV.6)$$

Avec :

J_u : Perte de charge unitaire ;

D : Diamètre intérieure de la conduite en m ;

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

g : L'accélération de la pesanteur $g= 9.81 \text{ m/s}^2$;

λ : Coefficient de frottement qui dépend de la nature de la paroi et du régime d'écoulement :

Pour le calcul de λ , trois cas se présentent :

➤ **Régime turbulent** : λ est donnée par la formule de **Nikuradze** ;

$$\lambda^{1/2} = 1.14 - 0.86 \text{ Ln} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \quad (\text{IV.7})$$

➤ **Régime transition** : λ est donnée par la formule de **Colebrook wite** ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.8})$$

➤ **Régime laminaire** : λ est donnée par la formule de **Poiseulle** ;

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \quad (\text{IV.9})$$

➤ **Pour détermine le nombre de Reynolds** :

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{IV.10})$$

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C .

Nous avons :

Si $\text{Re} < 2000 \Rightarrow$ le régime est laminaire.

Si $2000 < \text{Re} < 4000 \Rightarrow$ le régime est critique.

Si $\text{Re} > 4000 \Rightarrow$ le régime est turbulent.

➤ **La rugosité**

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des parois du tuyau. Dans la pratique ce dernière est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + a \cdot t \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

ε : La rugosité telle que ;

ε_0 : La rugosité l'état neuf ;

a : Coefficient de vieillissement ;

Tableau IV.18.Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

Matériau	Coefficient de Hazen-william
Fonte	130-140
Béton ou revêtement de Béton	120-140
Plastic	130-150
Acier	140-150

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaire sont obtenues à partir de l'équation de **HAZEN WILLIAMS** suivante :

$$J_U = 1,218 \times 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,85} \times D^{4,871}} \quad \text{IV (12)}$$

Avec :

J_U : Perte de charge unitaire ;

D : Diamètre intérieure de la conduite ;

C_{hw} : Coefficient de HAZEN WILLIAMS qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite.

$$J_L = J_U \times L \quad \text{IV (13)}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite.

J_L : Perte de charge linéaires qu'elles sont déterminées par les formules suivantes :

b) perte de charge singulière J_S

Elles sont causées par les singularités telles que les coudes, les vannes et les branchements...etc.

Elles sont estimées à 15% des pertes de charges linéaire.

$$J_S = 0,15 \times J_L \quad \text{IV (14)}$$

c) perte de charge totale J_T

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaire et singulier :

$$J_T = 1,15 \times J_L \quad \text{IV (15)}$$

IV.6.4. Hauteur géométrique H_g

Elle représente la hauteur d'élévation entre la cote du trop-plein du réservoir et la cote du radier de la station de reprise.

$$H_g = (C_{TP} + 0,5) - (C_R + 0,2) \quad \text{IV (16)}$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique.

C_{TP} : Cote trop pleine du réservoir d'arrivé.

C_R : Cote radier de la station de reprise.

0,5 : Lame d'aire.

0,2 : L'emplacement de conduite.

IV.6.5. Hauteur manométrique

Elle représente la somme de la hauteur géométrique H_g et la perte de charge totale J_t le long de la conduite.

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad \text{IV (17)}$$

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique totale.

H_g : Hauteur géométrique.

J_t : Pertes de charge totale.

IV.6.6. La puissance absorbée par la pompe

Elle définit comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale, elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (w) \quad \text{IV (18)}$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

ρ : Masse volumique de l'eau (Kg/m^3) ;

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

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

η : Rendement de pompe ;

IV.6.7. L'énergie annuelle consommée par la pompe

Elle se calcule par la formule suivante :

$$E = P \times t \times 365 \quad \text{IV (19)}$$

Avec :

E : Énergie consommée (KWh/an) ;

P : Puissance de pompage en (KW) ;

t : Nombre d'heure de pompage par jour ;

IV.6.8. Les frais d'exploitation

Les frais annuels d'exploitation sont évalués par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times P_u \quad \text{IV (20)}$$

Avec :

F_{ex} : Frais d'exploitation en (DA) ;

E : Énergie consommée par la pompe ;

P_u : Prix unitaire imposé par la SONLGAZ ;(4.82 DA/KWh).

IV.6.9. Les frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par coefficient d'annuité A :

$$F_a = P_{uc} \times L \times A \quad \text{IV (21)}$$

Avec :

F_a : Frais d'amortissement ;

P_{UC} : Prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pose, fourniture et terrassements ;

L : Longueur de la conduite ;

A : Annuité d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad \text{IV (22)}$$

Avec :

i : Indice d'annuité adopté égale à 8% en Algérie ;

n : Nombre d'années d'amortissement (n=30) ;

IV.6.10. Bilan des frais

Le bilan des frais B_t (DA) est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d’exploitation et les frais d’amortissement. Il y’a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d’obtenir le prix de revient minimale. Il est donné par la formule suivante :

$$B_t = F_{ex} + F_a \tag{IV (23)}$$

Avec :

- B_t : Bilan des frais ;
- F_{ex} : Frais d’exploitation ;
- F_a : Frais d’amortissement ;

IV.7. Détermination des diamètres économiques

IV.7.1 L’adduction par refoulement

Pour choix de la gamme du diamètre en le prend par apport :

- Les frais d’amortissement de la conduite qui augmente avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d’exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.
- **Caractéristique du transfert (SP-R5000m³) :**

Tableau IV.19.Données nécessaires pour ce tronçon SP- R2.

Longueur de la conduite (m)	Temps de pompage (h)	Débit à transférer (m ³ /s)	Cote du radie SP (m)	Cote trop pleine du R
2269	20	0.3916	48	191.57

- **Calcul de gamme de diamètre**

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.3916} \times 1000 = 625,78\text{mm}$$

$$D = 1.5\sqrt{Q} = \sqrt{0.3916} \times 1000 = 879,92\text{mm}$$

$$D = 1.38 \times Q^{0,48} = 1.38 \times 0.3916^{0,48} \times 1000 = 938,67\text{mm}$$

On prend la gamme des diamètres normalisée : [610, 711,813]

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt**

Tableau VI.20.Récapitulatif de résultats (SP-R2).

DN (mm)	Dint (mm)	D(m)	Q (m/s ²)	V(m/s)	L (m)	Chw	Ju (m)	JL (m)	JT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
610	602	0,602	0,3916	1,377	2269	150	0,0021	4,719	5,427	147,870	153,297
711	702,2	0,7022	0,3916	1,012	2269	150	0,0010	2,229	2,564	147,870	150,434
813	803	0,803	0,3916	0,774	2269	150	0,0005	1,160	1,334	147,870	149,204

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau IV.21.Frais d'exploitation (SP-R2).

DN (mm)	G	Hmt (m)	ρ (kg/m ³)	Q(m ³ /s)	η	Pabs (KW)	t(h)	E (KW/an)	Pu (DA/an)	Fexp (DA)
610	9,81	153,297	1000	0,3916	0,75	785,209	20	5732023,57	4,82	27628354
711	9,81	150,434	1000	0,3916	0,75	770,541	20	5624952,47	4,82	27112271
813	9,81	149,204	1000	0,3916	0,75	764,242	20	5578963,97	4,82	26890606

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau IV.22.Frais d'amortissement (SP-R2).

DN (mm)	Ep(mm)	L(m)	Pu	Prix	Annuité	Fam (DA)
610	8	2269	18000	40842000	0,09	3675780
700	8,8	2269	34000	77146000	0,09	6943140
800	10	2269	40000	90760000	0,09	8168400

➤ **Calcul bilan des frais**

Tableau IV.23.Bilan des frais (SP-R2).

DN (mm)	Dint (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bt (DA)
610	602,9	27628353,6	3675780	31304134
711	702,2	27112270,91	6943140	34055411
813	803	26890606,35	8168400	35059006

Le diamètre économique de la conduite de refoulement reliant de la station de reprise SP et le réservoir de distribution R5000m³ est DN 610mm, car il représente le plus faible bilan, avec une vitesse de 1.377m/s. Le matériau utilisé est l'acier à PN25.

➤ **Caractéristique de transféré (R1-R2)**

Tableau IV.24.Données nécessaires pour le tronçon (R1-R2).

Longueur de la conduite (m)	Temps de pompage (h)	Débit à transférer (m ³ /s)	Cote du radie Du R1	Cote trop pleine du R
614	20	0.1216	137	191.57

➤ **Calcul la gamme de diamètre**

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.1261} \times 1000 = 355,11\text{mm}$$

$$D = 1.5\sqrt{Q} = \sqrt{0.1261} \times 1000 = 532,66\text{mm}$$

$$D = 1.38 \times Q^{0,48} = 1.38 \times 0.1261^{0,48} \times 1000 = 510,77\text{mm}$$

On prend la gamme de diamètre normalisé : [400,500,630]

➤ **Calcul la hauteur manométrique totale Hmt**

Tableau IV.25.Récapitulatif de résultats (R1-R2).

DN (mm)	Dint (mm)	D(m)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	L (m)	Chw	Ju (m)	JL (m)	JT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
400	327,4	0,3274	0,1261	1,50	614	150	0,0050	3,043	3,499	58,87	62,369
500	409,2	0,4092	0,1261	0,96	614	150	0,0017	1,027	1,181	58,87	60,051
630	515,6	0,5156	0,1261	0,60	614	150	0,0005	0,333	0,383	58,87	59,253

➤ **Calcul les frais des exploitations**

Tableau IV.26.Frais d'exploitation.

DN (mm)	G	Hmt (m)	ρ(kg/m ³)	Q(m ³ /s)	η	Pabs (KW)	t(h)	E (kWh/an)	Pu (DA/an)	Fexp (DA)
400	9,81	62,369	1000	0,1261	0,75	102,871	20	750958,4	4,82	3619619

Adduction

500	9,81	60,051	1000	0,1261	0,75	99,047	20	723043,7	4,82	3485070
630	9,81	59,253	1000	0,1261	0,75	97,731	20	713438,1	4,82	3438772

➤ Calcul les frais d'amortissement

Tableau IV.27.Frais d'amortissement.

DN (mm)	Ep(mm)	L(m)	Pu (DA/ml)	Prix (DA)	Annuité	Fam (DA)
400	36,3	614	17887,07	10982661	0,09	988439,488
500	45,4	614	27887,57	17122968	0,09	1541067,12
630	57,2	614	44277,88	27186618,3	0,09	2446795,65

➤ Calcul le Bilan des frais

Tableau IV.28.:Bilan des frais.

DN (mm)	Dint (m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bt (DA)
400	327,4	3619619,28	988439,488	4608058,77
500	409,2	3485070,49	1541067,118	5026137,61
630	515,6	3438771,69	2446795,649	5885567,34

Le diamètre unitaire de la conduite d'adduction par refoulement reliant de la station reprise R2000m³ et le réservoir de distribution R5000m³, est caractérisée par un diamètre nominal de 400mm avec une vitesse de 1,5m/s. Le matériau utilisé est le PEHD avec PN16.

IV.7.2. Adduction gravitaire

➤ Caractéristique du transfert (point de picage -R1)

Tableau IV.29.Données nécessaires pour le tronçon (PP-R1).

Longueur de la conduite (m)	Débit à transférer (m ³ /s)	Cote de pointe de picage (m)	La pression Au point de picage (m)	Cote trop pleine du R5000 m ³
486	0.1850	80	70	141.5

➤ **Calcul de la hauteur disponible**

$$H_{\text{disponible}} = \text{CTP} - P_0$$

IV (24)

Tableau IV.30.Récapitulatif de résultats.

PN16	D(mm)	Q(l/s)	V(m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	H dispo	Charge résiduelle à l'arrivée
400	0,3274	185	2,1986	679074,7	0,0152	0,01376	486	6,6879	61,5	54,8121
500	0,4092	185	1,4074	543326,1	0,0145	0,00431	486	2,0925	61,5	59,4074
630	0,5156	185	0,8865	431204,5	0,0138	0,00129	486	0,62837	61,5	60,8716

Le diamètre économique de la conduite en PEHD d'adduction par refoulement reliant le point piquage et la station de reprise R2000m³, est DN 500mm avec une vitesse 1.4m/s une PN16.

IV.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les conduites d'adduction (par refoulement et gravitaire), nous avons aussi calculé pour les trois tronçons les différents paramètres à savoir : la vitesse d'écoulement, le diamètre, les pertes de charge, hauteur manométrique et les frais... :

Tronçon PP-R1 : adduction gravitaire est caractérisée par une longueur 486m et diamètre nominal de 500mm avec un débit de 0.185(m³/s) une vitesse de 1,5m/s. Le matériau utilisé est le PEHD avec PN16.

Tronçon R1-R2 : adduction par refoulement est caractérisée par une longueur 614m et diamètre nominal de 400mm avec un débit de 0.1261(m³/s) une vitesse de 1,4m/s. Le matériau utilisé est le PEHD avec PN16.

Tronçon SP-R2 : adduction par refoulement est caractérisée par une longueur 2269m et diamètre nominal de 610mm avec un débit de 0.3916(m³/s) une vitesse de 1,377m/s. Le matériau utilisé est l'ACIER avec PN25.

Chapitre V : COUP DE BELIER

V.1. Introduction

Il est très important d'étudier les moyens de protection de la conduite pour limiter les effets des flexions longitudinales, des efforts d'ovalisations, l'agressivité des sols et les surpressions et dépressions puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux.

On doit donc tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

V.2. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de variation brusque de la vitesse d'un liquide (l'eau pour notre cas) à la suite d'une fermeture brusque (mais également ouverture brusque) d'une vanne. Il y a génération d'une onde de pression pouvant entraîner la rupture des tuyauteries. Cette onde de surpression lorsqu'elle atteint la surface libre la plus proche avec une certaine vitesse (C) est renvoyée avec une vitesse de propagation opposée ($-C$) et retourne ainsi à la vanne ayant engendré le phénomène de surpression initial. Lorsqu'elle atteint la vanne, l'on constate un phénomène de cavitation si la dépression est importante. Il y a donc possibilité de constater le phénomène de cavitation si la dépression est importante. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un anti-bélier. [7]

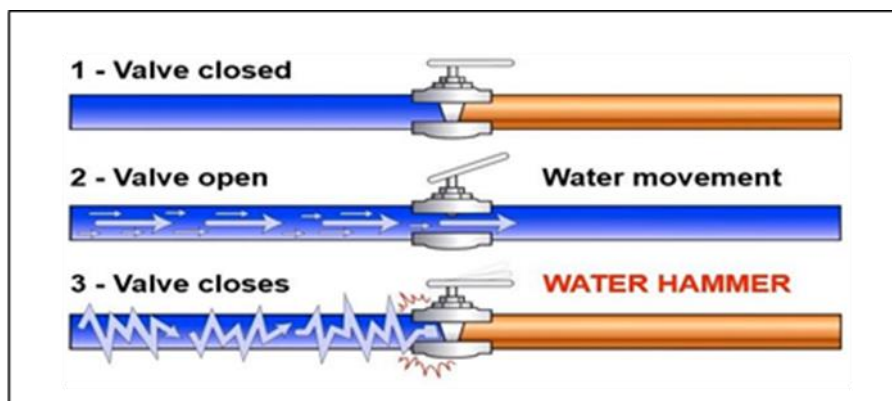


Figure V.31.Coup de bélier.

V.2.1. Les causes de ce phénomène

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine. [8]

V.2.2. Les conséquences de ce phénomène

- Vieillissement prématuré des conduites et accessoires.
- Déboîtement des joints.
- Casses des conduites ; aplatissement.
- Variation de pressions et de débit dans le temps.



Figure V.32. Conséquence du coup de bélier.

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

Ce phénomène se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques. [4]

V.2.2.1. Cas de surpression

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

V.2.2.2. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 Mce il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit inférieur du tuyau. [11]

V.2.2.3. Fatigue de la canalisation

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



Figure V.33. Conséquence de coup de bélier.

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 doivent avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. [8]

Parmi ces moyens, on trouve :

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

V.3.1. Volant d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calée sur l'arbre du groupe, c'est l'un des moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

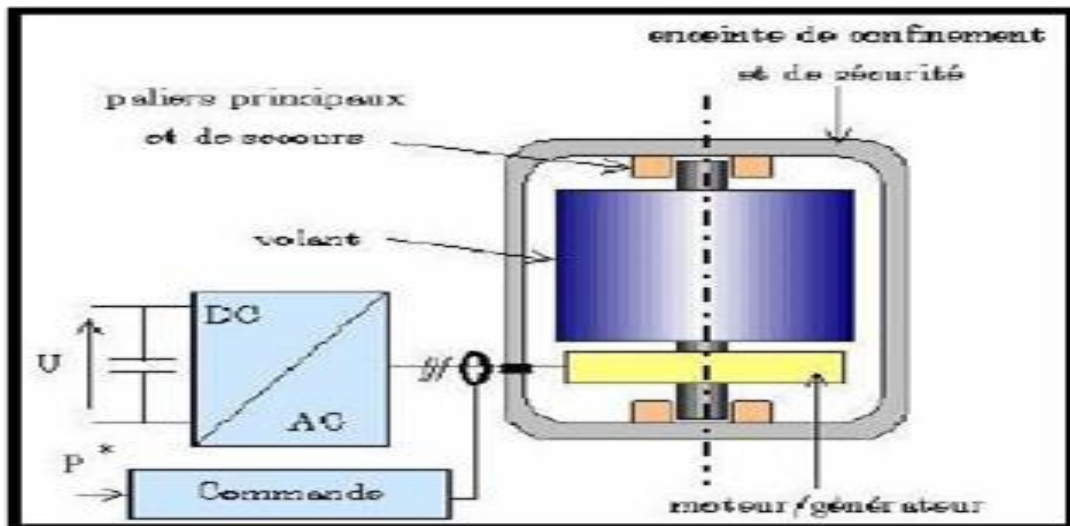


Figure V.34. Volant d'inertie.

V.3.2. Soupape de décharge

Sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin qui en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. [4]

L'utilisation des soupapes des décharges nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

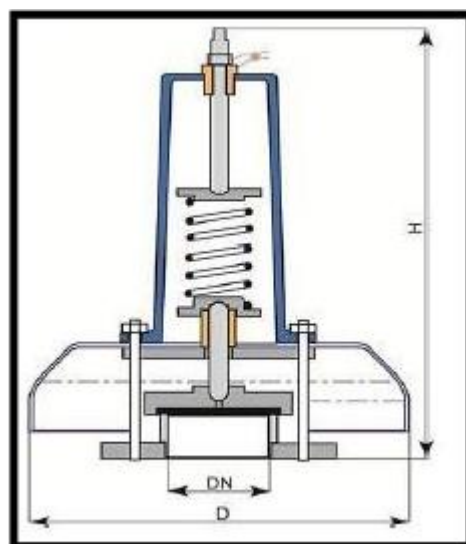


Figure V.35. Soupape de décharge.

V.3.3. Les ventouses

Dans la majorité des cas, les ventouses à double effet, l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de cavitation en un point haut (d'où leur installation en des points hauts).

Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps d'une fonte.



Figure V.36. Ventouse.

V.3.4. Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale, elle peut être établie à la station de pompage à la place d'un réservoir d'air sous pression. Mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérable dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes. [8]

Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression. Elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir :

- Fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- Protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

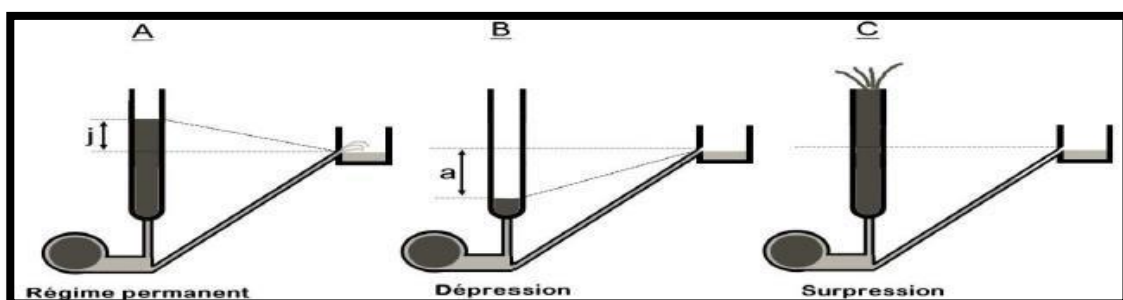


Figure V.37. Fonctionnement des cheminées d'équilibre.

V.3.5. Réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief. Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe. [11]

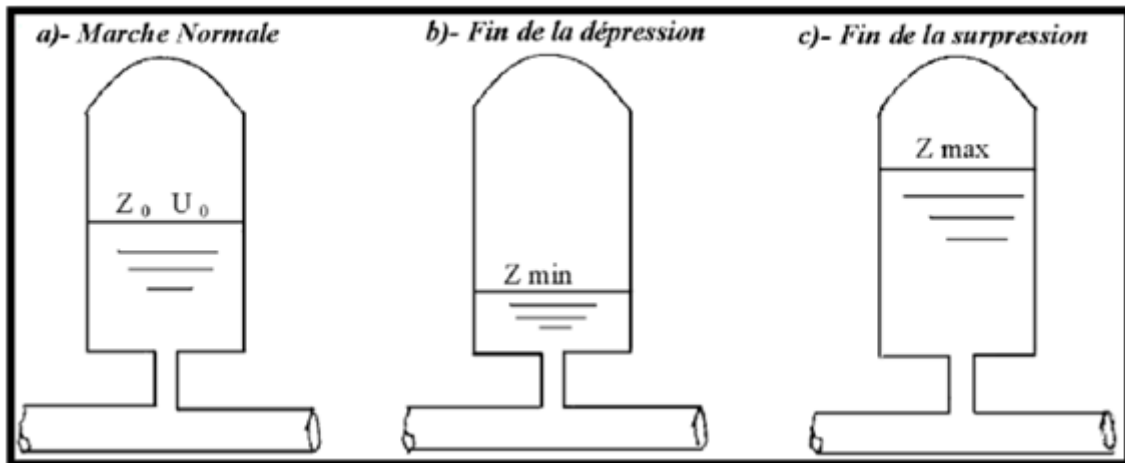
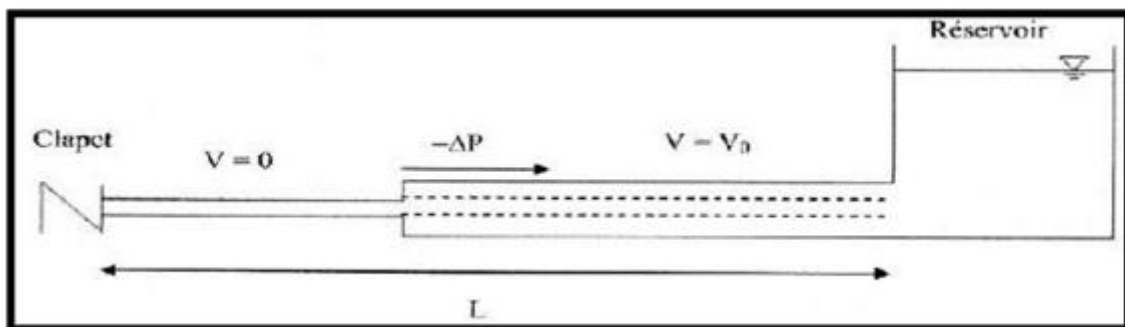


Figure V.38. Réservoir d'air.

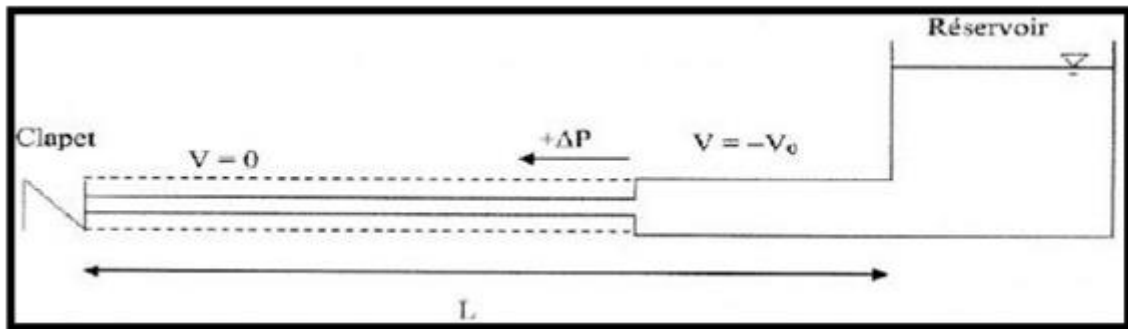
V.4. Vue sur le phénomène

Le coup de bélier se manifeste par écrasement de la conduite lors d'une dépression, ou par éclatement lors d'une surpression. Donc on est obligé de l'étudier pour parfaire le dimensionnement des surpressions. Donc on est obligé de l'étudier pour parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et pour concevoir des moyens de protections adaptés minimisant les effets du phénomène. [8]

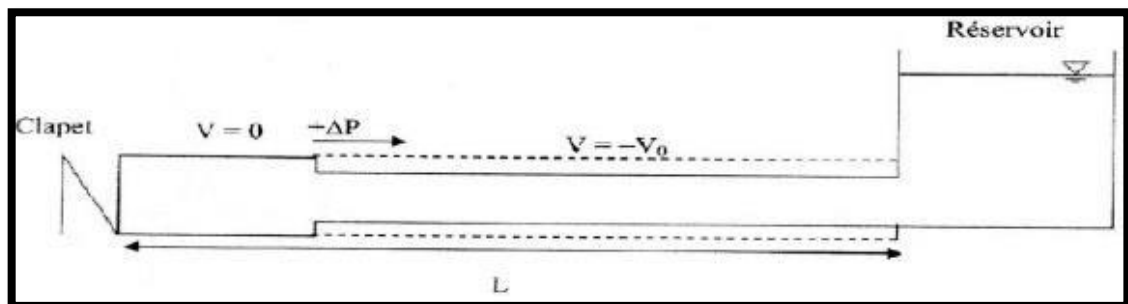
La figure (V-9) représente le schéma de divers moments du phénomène en tant d'en donner une explication vulgarisée afin de permettre de mieux comprendre le phénomène en question



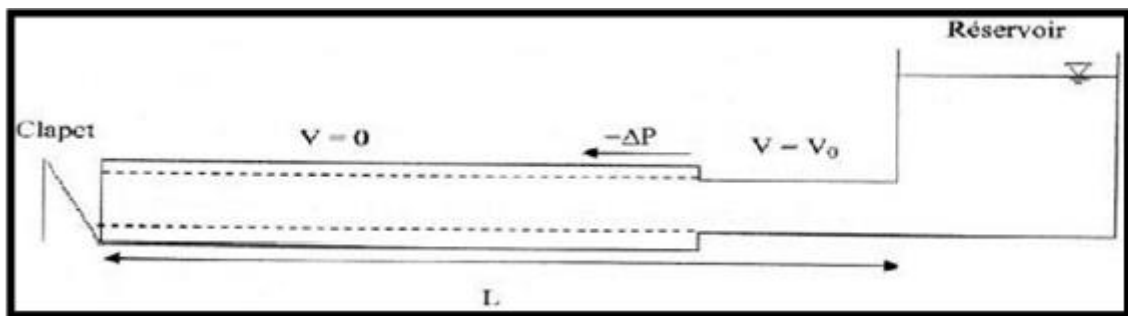
Phase 1 : $0 < t < L/a$



Phase 2 : $L/a < t < 2L/a$



Phase 3 : $2L/a < t < 3L/a$



Phase 4 : $3L/a < t < 4L/a$

Figure V.39. Divers moments du phénomène de coup de bélier.

V.5. Analyse physique du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque ou instantané quatre phrases peuvent être envisagées : [7]

Phase 01 : l'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. Si la distance entre la pompe et réservoir est L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $T = L/a$. Au bout de ce temps la conduit est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $T = 2L/a$.

Phase 03 : En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite.

Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort, reprend son diamètre primitif de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe. Lorsque l'onde atteint le clapet à $T = 4L/a$, la conduite et l'écoulement devient identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $T = 0$ et les quatre phrases se répètent une nouvelle fois.

V.6. Etude de coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents traçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent par la valeur de la pression de service. [4]

V.6.1. Calcul de la célérité d'ondes :

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad \text{V (1)}$$

Avec :

a : Célérité de l'onde [m/s].

D : Diamètre intérieur de la conduite.

e : Épaisseur de la conduite.

K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau V.31. Tableau des coefficient K

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

V.6.1.1. Cas de fermeture brusque

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

$$T_f = \frac{2 \times L}{a} \quad \text{V (2)}$$

Avec :

$2L/a$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \text{ [m]} \quad \text{V (3)}$$

Avec :

B : Valeur de coup de bélier [m].

a : Célérité de l'onde [m/s].

V_0 : Vitesse d'écoulement [m/s].

g : Accélération de la pesanteur [m/s^2].

La valeur maximale de la pression-surpression est H_s :

$$H_s = H_0 + B \quad \text{V (4)}$$

LA valeur maximale de-dépression est H_d :

$$H_d = H_0 - B \quad \text{V (5)}$$

H_0 : Pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

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

H_g : Hauteur géométrique de refoulement.

10 : Pression atmosphérique.

H_0 : Pression absolue de la conduite.

V.6.1.2. Cas de fermeture lente

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

$$T_f < 2 \times \frac{L}{a} \quad V (7)$$

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

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

V.7. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons

V.7.1. Tronçon refoulement R1-R2

Tableau V.32. Données nécessaires pour ce tronçon R1-R2.

Caractéristiques de la conduite	Valeurs
Longueur de la conduite L	614 m
Débit Q	126.1 l/s
Vitesse d'écoulement V	1.50m/s
Hauteur géométrique Hg	58.87m
Diamètre de la conduite D	0.400m
Epaisseur de la conduite e	0.0363m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon R1- R2

Tableau V.33. Valeurs du coup de bélier pour le tronçon (R1-R2).

DN (mm)	E(m)	V (m/s)	a(m/s)	B(m)	H0	HS m	H _d m	PN (bar)
400	0.0363	1,5	319,04	48,478	69,87	118,9	21,09	16

➤ **La suppression max :**

$$H_s = 118.9m = 11,9 \text{ bar} < 16 \text{ bar}$$

➤ **La dépression max :**

$$H_s = 21.09m = 2,11 \text{ bar} < 16 \text{ bar}$$

V.7.2. Tronçon refoulement SP- R2

Pour protéger la conduite refoulement contre le coup de bélier, on adopte un réservoir d'air.

Le dimensionnement de réservoir d'air on utilise : [7]

La méthode de Peuch et Meunier utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : Caractérise les pertes de charge.

A : Caractérise la conduite de refoulement ;

B : Caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier ;

Tableau V.34. Données nécessaires pour ce tronçon SP-R2.

Caractéristiques de la conduite	Valeurs
Longueur de la conduite L	2269 m
Débit Q	391.6 l/s
Vitesse d'écoulement V	1.377m/s
Section de la conduite	0.28m ²
Hauteur géométrique H _g	147.87m
Diamètre de la conduite D	0.602m
Epaisseur de la conduite e	0.008m
Hauteur géométrique H _{mt}	153,279

➤ **En cas de suppression**

a) Caractéristique de la conduite A

$$A = \frac{a \times V_0}{g \times H_0} \quad (\text{V.9})$$

La célérité

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_e \frac{D}{e}}} \rightarrow a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{0.602}{0.008}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{V.10})$$

$$a = 1064,92 \text{ (m/s)}$$

La pression statique absolue H₀

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.11})$$

$$H_0 = 157,87\text{m}$$

On :

$$A = \frac{a \times V_0}{g \times H_0} \rightarrow A = \frac{1064,92 \times 1,377}{9,81 \times 157,87}$$

$$A = 0.94$$

b) Caractéristique des pertes de charge K

La pression de service absolue H_{abs}

$$H_{abs} = H_{MT} + 10 \quad (V.12)$$

$$H_{abs} = 163,279m$$

$$k = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$K = \frac{163,279 - 157,87}{157,87}$$

$$K = 0.034$$

c) Caractéristique de réservoir B

Courbes $K=0$ et $A=1$. (Annexe3)

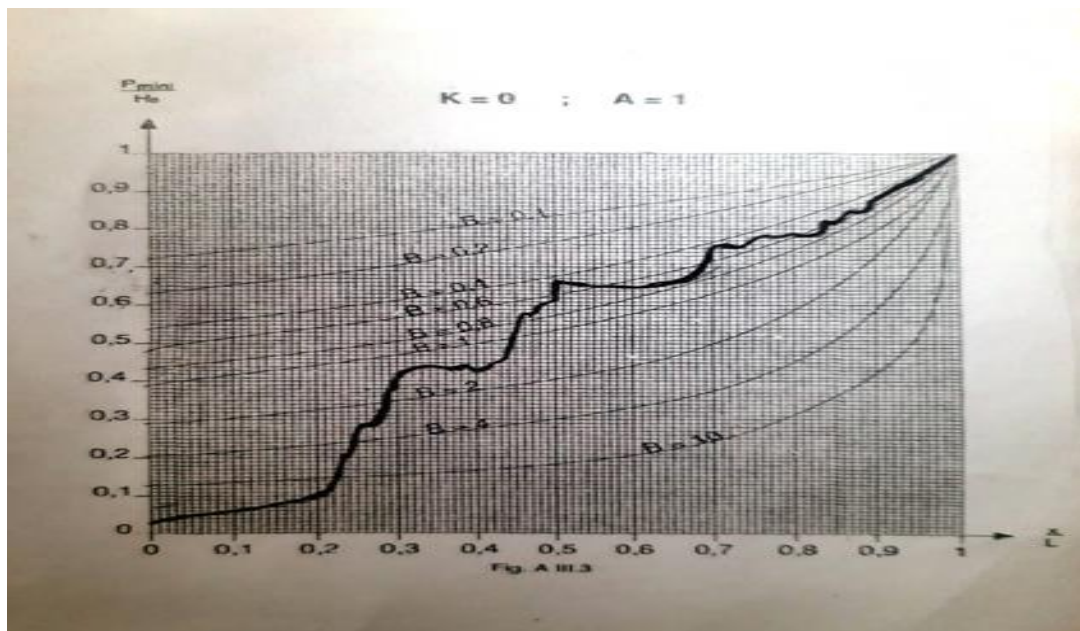


Figure V.40. Graphe Peuch et Meunier pour le conduit reliant SP et R2.

A partir de la figure V.40, nous désignons le point le plus défavorable et en laissant au-dessus une pression absolue de plus de 3, pour $B = 0.4$. La conduite protégée contre les variations des pressions.

Cette valeur B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent

Le volume d'air initial U_0 serait :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} \times \frac{L \cdot S}{B} \quad (V.13)$$

$$U_0 = \frac{1,377^2}{9,81 \cdot 163,279} \times \frac{2269 \cdot 0,28}{0,4}$$

$$U_0 = 1,88 \text{ m}^3$$

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,66 \quad \rightarrow \quad P_{min} = 0,66 \times H_0$$

$$P_{min} = 104,2 \text{ m}$$

Nous avons :

$$P_{min} \times U_{max}^{1,2} = H_{abs} \times U_0^{1,2} \quad (V.14)$$

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}}$$

$$U_{max} = 1,88 \cdot \left(\frac{163,279}{104,2} \right)^{\frac{1}{1,2}} = 2,73 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est $3,23 \text{ m}^3$, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume serait $\tau = 3,87 \text{ m}^3$.

$$\tau = 1,2 \cdot U_{max}$$

$$\tau = 1,2 \cdot 2,73$$

$$\tau = 3,27 \text{ m}^3$$

➤ Cas de surpression

A partir de l'abaque de Dubin et Géneau (annexe 6) nous déterminons le diamètre (d) du diaphragme : pour $A = 0,94$; $b = 0,4$

$$\begin{cases} \propto \frac{V_0^2}{H_0} = 2,1 \quad \text{avec} \quad \propto = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} \right] \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1,11 \rightarrow P_{max} = 1,11 \cdot H_0 \end{cases}$$

$$\alpha = 2,1 * \frac{H_0}{V_0^2}$$

$$\alpha = 2,1 * \frac{157,87}{1,377^2}$$

$$\alpha = 169,15 \text{ m}$$

$$P_{\max} = 175,24 \text{ m}$$

A partir de la formule α on peut tirer le diamètre d :

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6\sqrt{2 \times g \times \alpha} + 1} \quad (\text{V.15})$$

$$d^2 = \frac{602^2}{0,6\sqrt{2 * 9,81 * 169,15} + 1}$$

$$d = 102,38 \text{ mm}$$

$d = 102,38 \text{ mm}$ représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

$$\text{La surpression} / H_0 = 175,24 - 157,87 = 17,37 \text{ m}$$

Remarque

Le coup de bélier est important dans les cas d'une fermeture brusque que celui de fermeture lente, c'est pour cela que dans notre étude, on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

V.8. Conclusion

D'après nos calculs pour les conduites d'adduction par refoulement reliées au réservoir de 5000 m^3 , on a trouvé pour la conduite PEHD $H_s \text{ max} = 11,9 \text{ bar} < P_N = 16 \text{ bar}$, et pour la conduite en Acier $H_s \text{ max} = 17,4 \text{ bar} < P_N = 25 \text{ bar}$ ces valeurs s'avèrent dans les normes. Donc le réseau d'adduction ne nécessite aucun anti-bélier.

Chapitre VI : POMPE ET STATION DE POMPAGE

VI.1. Introduction

La topographie et le terrain accidenté de la zone du projet ont dicté l'emplacement de la station de pompage. Ce qui nous a amenés à utiliser la pompe pour aspirer le fluide (eau) d'un point bas à basse pression pour le refouler vers un autre point plus haut à haute pression.

La visée de ce chapitre est de sélectionner le choix des équipements hydromécanique et électriques appropriés pour d'assurer leur bon fonctionnement après avoir choisi le bon emplacement.

VI.2. Définition d'une pompe

Une pompe est une machine hydraulique permettant d'aspirer et de refouler un fluide (eau de notre cas) d'un point bas à un autre point plus haut à travers des conduites, elle consiste à augmenter la pression du fluide véhiculé à la suite de la transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

VI.3. Classification des pompes

Il existe une grande variété des types de pompes. Cependant, on peut les distinguer suivant grandes catégories : [9]

- **Pompes volumétriques** est une pompe dans laquelle une certaine quantité de fluide « emprisonné » est forcée à se déplacer jusqu'à l'orifice de sortie. On distingue :
 - Les pompes rotatives ;
 - Les pompes à rotor (excentré, oscillant, à palettes, à engrenage) ;
 - Les pompes à piston.

- **Turbopompes** le principe de fonctionnement des turbopompes consiste au déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « le rotor ». Les turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbopompes selon les paramètres suivants : [9]

a) Selon le type de la roue

- Pompes hélices (axiales) ;
- Pompes centrifuges ;
- Pompes hélico-centrifuges.

b) Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes, utilisée pour des pressions moyennes de 15 m à 100m d'eau ;
- Machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètre.

c) Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Pompe axiale ;
- Pompes horizontales.

d) Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible ;
- Fluide incompressible.

e) Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression ;
- Moyenne pression ;
- Haute pression.

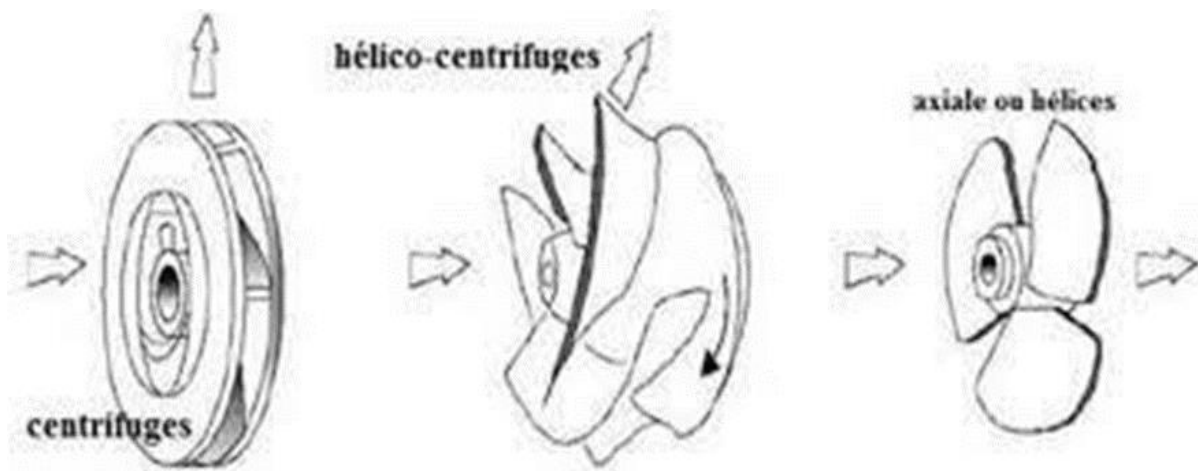


Figure VI. 41. Catégories des turbopompes.

VI.4. Choix des pompes

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

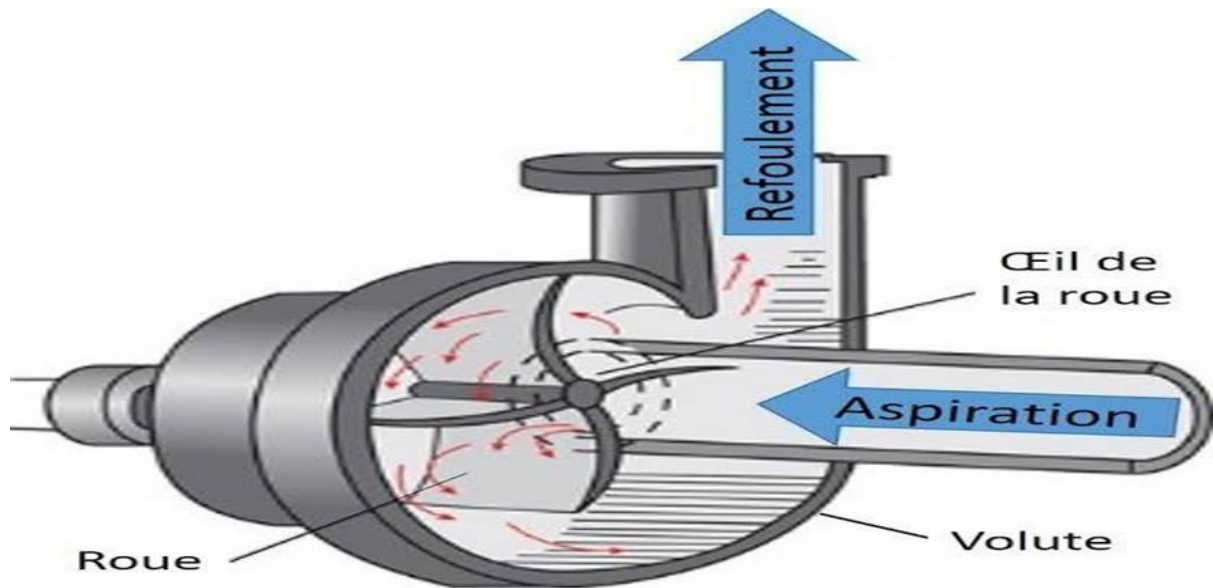


Figure VI.42.Pompe centrifuge.

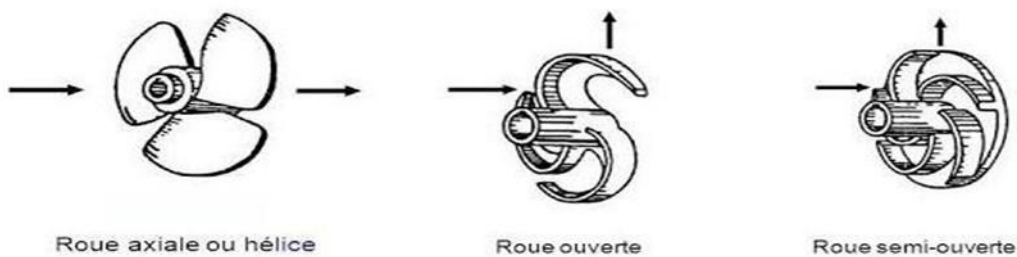


Figure VI.43.Types de la roue pour les pompes centrifuges.

VI.5. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

VI.5.1. Vitesse de rotation(N)

Elle représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps, est toujours donnée en tours/minute (tr/min).

VI.5.2. Débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

VI.5.3. Hauteur manométriques totale (Hmt)

C'est la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge totales à l'aspiration et au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit : [8]

$$H_{mt} = H_{geo} + J_{asp} + J_{re}$$

Avec :

H_{geo} : Hauteur géométrique en (m) ;

J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

VI.5.4. Puissance

➤ La puissance absorbée par la pompe (Pa)

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw).

➤ La puissance utile (Pu)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$P_u = \rho \times g \times H_{mt} \times Q$$

VI.5.5. Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile et la puissance absorbée par la pompe, elle est donnée par :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a}$$

VI.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

VI.6.1. Courbe hauteur-débit $H = f(Q)$

Elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation (H) en fonction du débit(Q).

VI.6.2. Courbe rendements- débit $\eta = f(Q)$

Elle exprime les variations du rendement (η) de la pompe en fonction du débit(Q).

VI.6.3. Courbe des puissances absorbée-débit $p = f(Q)$

Elle exprime les variations des différentes puissances absorbées (Pa) en fonction du débit(Q).

Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou encore on l'appelle point à vanne fermée.

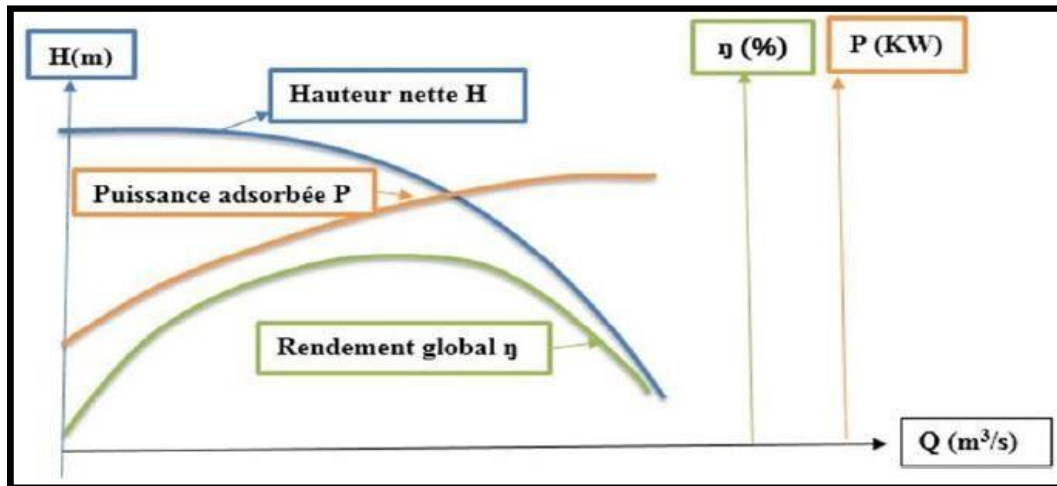


Figure VI.44. Courbes caractéristiques d'une pompe.

VI.7. Caractéristique d'une conduite

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

RQ² : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;

Q : Débit (m³/j) ;

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite(m).

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

Avec :

D : Diamètre de la conduite en (m) ;

L : Longueur de la conduite en (m) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;

λ : Coefficient de frottement qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement

VI.8 : Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe centrifuge est le point d'intersection de la courbe débit-hauteur de la pompe « $H_p = f(Q)$ » et de la courbe caractéristique de réseau « $H_c = f(Q)$ »

La pompe fonctionnera dans des bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone de non cavitation et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal. [4]

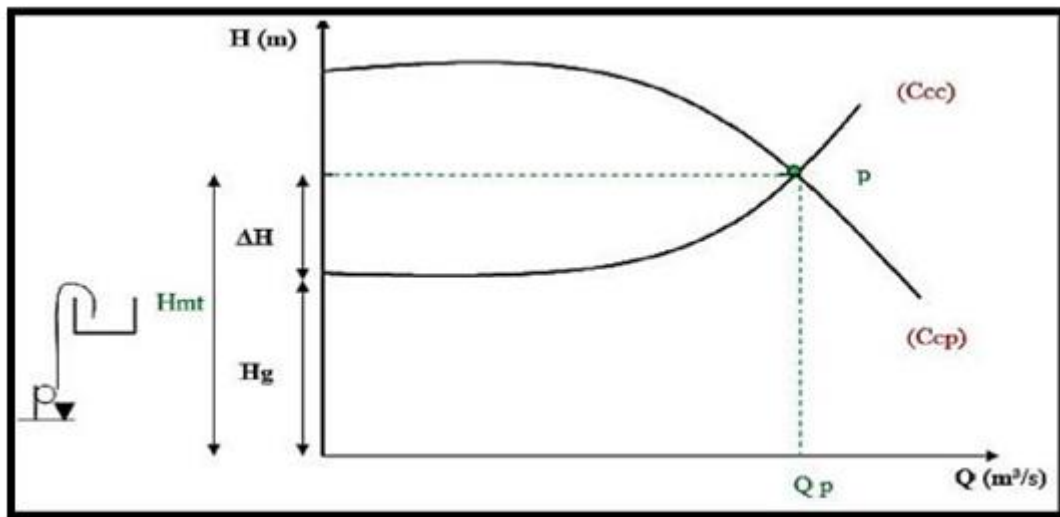


Figure VI.45. Point de fonctionnement d'une pompe.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelque modification à savoir :

Première variante : Modification du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu et on cherche un temps de pompage de telle façon à ce que le volume d'eau entrant dans le réservoir soit le même pour cela on utilise la formule qui suit :

Le volume d'eau sera :

$$Q_1 \times T_1 = C \text{ ste}$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T' . Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T'$$

Donc :

$$T' = Q_1 \times T_1 / Q'$$

Avec :

T' : Nouveau temps de pompage ;

T1 : Temps de pompage pour notre cas c'est 20h ;

Q' : Débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage ;

Q1 : Débit au point désiré.

La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{Pa} = \frac{\mathbf{g} \times \mathbf{Q}' \times \mathbf{H1}}{\eta} \quad \text{(VI.3)}$$

Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage)

Cette méthode se fait en acceptant la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$, et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{H}' = \mathbf{H1} + \mathbf{h}$$

$$\mathbf{Pa} = \frac{\mathbf{g} \times \mathbf{Q1} \times \mathbf{H}'}{\eta}$$

Avec :

H1 : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;

H' : Perte de charge engendrée par le vannage(m) ;

η : Rendement % ;

Pa : puissance absorbée par la pompe ;

Q1 : Débit au désiré.

Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela en traçant une droite par l'origine et par le point P1, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P2 ($Q2, H2$) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$\mathbf{m} = \left(\frac{\mathbf{Q1}}{\mathbf{Q2}} \right)^{1/2} = \left(\frac{\mathbf{H1}}{\mathbf{H2}} \right)^{1/2} \quad \text{(VI.4)}$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$\mathbf{r} = \mathbf{1} - \mathbf{m} (\%) \quad \text{(VI.5)}$$

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

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

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q3} \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{VI.6})$$

La puissance absorbée par la pompe sera

$$Pa = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta}$$

Avec :

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr/min) ;

η : Rendement (%) ;

Pa : puissance absorbée par la pompe ;

Q1 : Débit au point désiré ;

Q3 : Débit au point homologue de P1.

VI.9 : couplage des pompes

Si le débit et la hauteur manométrique totale ne peuvent être assurés par une seule pompe, on doit procéder au couplage de deux ou plusieurs pompes. Ce couplage doit s'effectuer de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplages : [8]

- Le couplage en série
- Le couplage en parallèle.

- **Le couplage en série** : Dans ce type de couplage, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre, et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation identique à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en conservant le débit sensiblement constant.

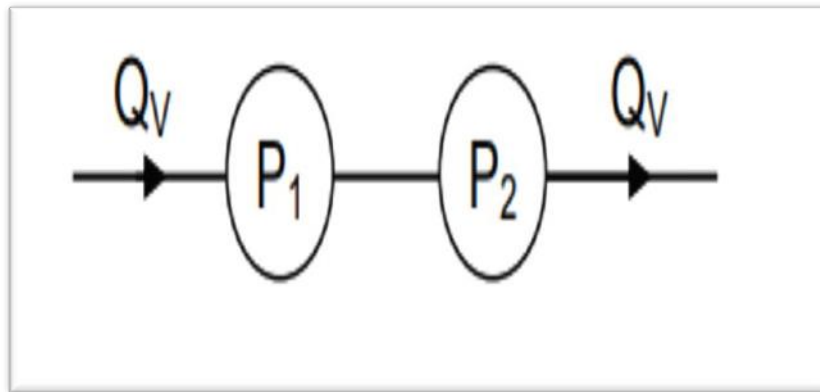


Figure VI.46. Couplage en série.

- **Le couplage en parallèle :** Le couplage en parallèle permet d'augmenter le débit dans le réseau, il convient lorsque le besoin de débit plus important s'avère nécessaire.

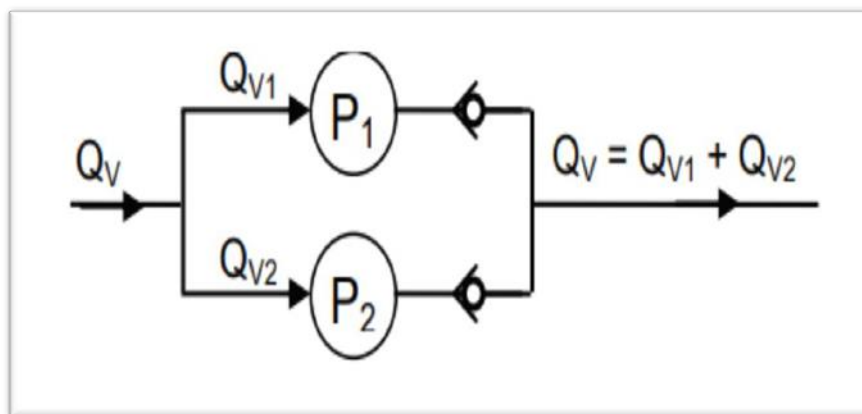


Figure VI.47. Couplage en parallèle.

VI.10 : Le phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène très complexe qui se présente au moment où la pression du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il s'inscrit des boules d'air qui dans les zones de pression les plus élevées, entraînent d'importantes perturbations : bruits dans l'écoulement des vibrations, ce qui provoque la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Les effets de la cavitation peuvent être néfastes pour la pompe : [9]

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte ;
- Bruit anormal (pompage de cailloux) ;
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue ;
- Vibrations anormales ;
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations ;
- Arrachement des matières dans les zones d'implosion ;

- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.



Figure VI.48. Phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges.

Pour éviter tout le risque de cavitation, la condition suivante doit être satisfaite :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

NPSH disponible (NPSH_d) : la charge nette d'aspiration disponible est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe. [9]

NPSH requis (NPSH_r) : la charge nette d'aspiration requise par le constructeur est la hauteur minimale de liquide, suppose à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de type de la pompe et de point de fonctionnement. [9]

Pour une aspiration en charge, le NPSH_d est donné par formule suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - H_a - (J_{asp} + H_v) \quad (VI.7)$$

Pour une aspiration en dépression, le NPSH_d est donné par la formule suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - H_a - (J_{asp} - H_v)$$

$$\frac{P_0}{\rho g} = P_{atm} - 0.0012 \times C_a \quad (VI.8)$$

H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

$\frac{P_0}{\rho g}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m) ;

H_v : Tension de vapeur d'eau pompée à la température considérée en m. elle est de 0,24 pour $T=20^\circ\text{C}$.

P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est 10.33m ;

C_a : Cote départ (m).

VI.11. Choix d'un type des pompes pour différentes stations

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRARIPUMP TUTOR », au lieu des catalogues car il est plus pratique. Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques requises de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement. [9]

VI.11.1. Forages

VI.11.1.1. Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé $Q = 391.6$ l/s
- Hauteur géométrique $H_g = 147.9$ m
- La hauteur manométrique totale $H_{mt} = 153.275$ m

VI.11.1.2. Caractéristique de pompe

En utilisant le catalogue numérique CAPRARI, on opte pour quatre pompes multicellulaires à l'axe horizontal du type (PM150/6A). Elles ont les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement de quatre pompes, le débit de chaque pompe est 98 l/s dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe (03)) et le tableau ci-après :

Tableau VI.35 : Caractéristiques des pompes des forages

N(tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSHr (m)
1450	77.6	187	4.29

- Le point de fonctionnement P1 ($Q_r = 93.41$ l/s, 153 m)
- Point désiré P2($Q_2 = 98$ l/s, $H_{mt} = 153$ m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure suivante :

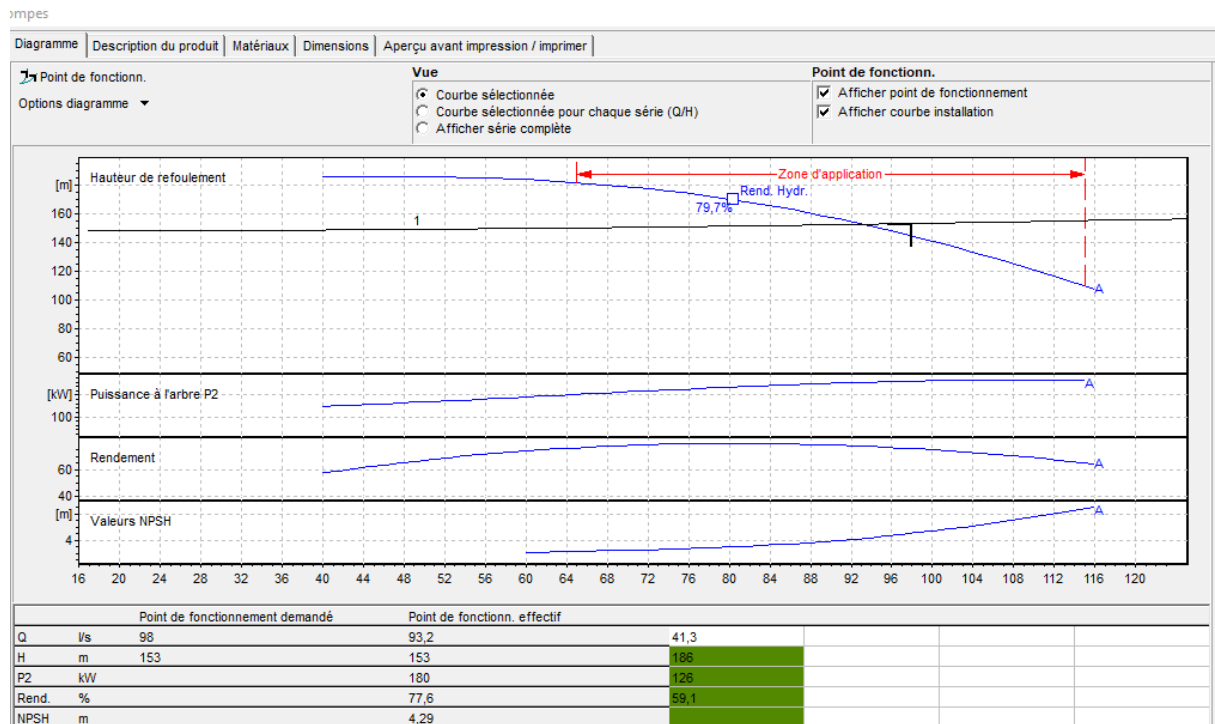


Figure VI.49. Point de fonctionnement d'une pompe au niveau des forages.

- Après la détermination du point de fonctionnement de la pompe, on constate que le débit et la hauteur manométrique ne correspondent pas avec le point désiré, pour cela il faut augmenter le temps de pompage.

VI.11.1.3. Etude de la cavitation

- Cote du plan d'aspiration $C_a = 190$ m.
- Hauteur d'aspiration $H_a = 3$ m.
- Perte de charge de l'aspiration $J_a = 0$ (négligeable)
- $NPSH_r = 4.29$ m
- Calcul de la pression à la cote d'aspiration
 $P_0 = 10.33 - 0.0012 \times C_a$

$$P_0 = 10.33 - (0.0012 \times 190) = 10.102 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10.102 + 3 - (0 + 0.24) = 12.862 \text{ m}$$

($NPSH_d > NPSH_r$) alors la pompe est hors domaine de cavitation.

VI.11.2. R1- R2

VI.11.2.1. Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé $Q = 126.1 \text{ l/s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 58.87 \text{ m}$
- Hauteur manométrique totale $H_{mt} = 62.369 \text{ m}$

VI.11.2.2. Caractéristiques de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe multicellulaire de type (PM 125/4 A) elles ont les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement de deux pompes, le débit de chacun pompe est 63.05 l/s dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe04) et le tableau ci-après :

Tableau VI.36. Caractéristiques de pompe de R1.

N(tr/min)	η (%)	Pa (KW)	NPSHr (m)
1450	77.5	52.8	2.36

- Point de fonctionnement P2 (61.5 l/s , 62.369 m) ;
- Point désiré P1 (63.05 l/s , 62.369 m).

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure suivante :

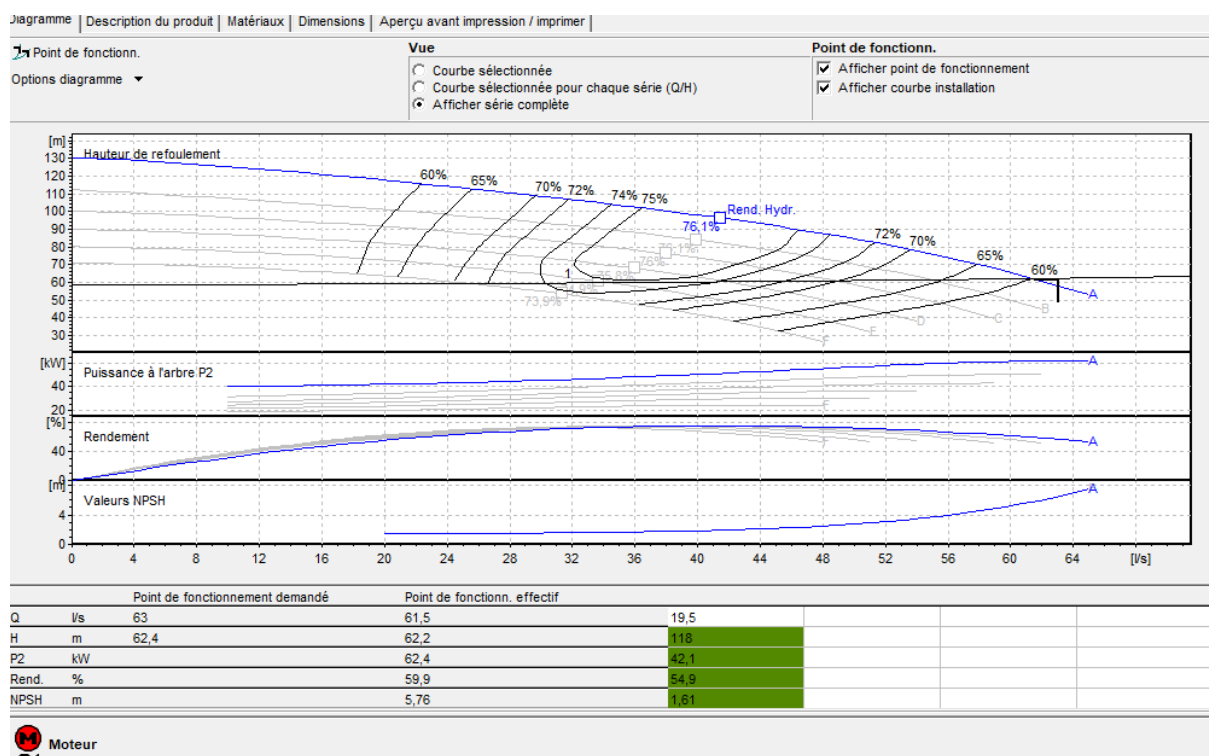


Figure VI.50. Point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.

- Après la détermination du point de fonctionnement de la pompe, on constate que le débit et la hauteur manométrique ne correspondent pas avec le point désiré, pour cela il faut augmenter le temps de pompage

VI.11.2.3. Étude de la cavitation

- Cote du plan d'aspiration $C_a = 137\text{m}$.
- Hauteur d'aspiration $H_a = 3\text{m}$.
- Perte de charge de l'aspiration $J_a = 0$ (négligeable)
- $NPSH_r = 2.36\text{m}$
- Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a)$$

$$P_0 = 10.33 - (0.0012 \times 137) = 10.165 \text{ m}$$
$$NPSH_d = 10.165 + 3 - (0 + 0.24) = 12.925 \text{ m}$$

($NPSH_d > NPSH_r$) alors la pompe est hors domaine de cavitation.

VI.12. Conclusion

Le choix des pompes a été effectué avec le logiciel CAPRARI, par conséquent, les résultats obtenus sont les suivants : six pompes multicellulaires ; quatre de types PM150/ 6A et deux de types PM 125/4A. Tout en assurant qu'il n'y a pas un risque de cavitation.

- Les points de fonctionnements ne coïncide pas avec les points désirés on sera dans l'obligation d'apporter quelque modification d'une variante parmi les quatre, qui nous assure un bon rendement et une meilleure économie. (Pour notre cas il faut augmenter le temps de pompage).

Chapitre VII : DISTRIBUTION

VII.1. Introduction

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

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer les débits maximaux avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VII.2. Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique)

Suite à l'essor qu'ont connu les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, capables de faire des simulations des calculs fastidieux en temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU, et celui que nous allons utiliser EPANET. [3]

VII.3. Définition

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau. Ce logiciel est distribué gratuitement par l'E.P.A.

VII.4. Présentation du logiciel EPANET

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. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et suivre l'origine de l'eau. Cet outil offre une aide à la recherche de stratégies alternative pour gérer le réseau, comme [8]

- Régulation des pressions dans le réseau.
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- Dimensionnement des réseaux.
- Amélioration de gestion des équipements d'eau.
- Le dimensionnement de tuyaux d'amélioration du réseau ou d'extension...etc.

VII.5. Caractéristiques principales du logiciel

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes : [12]

- Logiciel gratuit.
- Dimensionnement des réseaux.
- Taille de réseau illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge, il dispose des formules de Hazen Williams, Darcy weibach, Chezy Mannig. Ces formules sont laissées aux choix de l'utilisateur.
- Géométrie des réservoirs aux formes variées possible.
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- Simulation de différents types de vannes et clapets.

VII.6. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau les suivantes : [12]

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier ;
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
3. Décrire le fonctionnement du système ;
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.7. Classification du réseau de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types de réseau de distribution dont : [8]

- a) **Réseau ramifié** il est composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer pour former une boucle. Ce réseau présente l'avantages :
- Linéaire réduit des canalisations, nombre moins important des équipements hydrauliques (avantages économique) ;
 - Minimisation des vannes à manœuvre en cas de coupure.

Principal inconvénient :

- Absence d'alimentation en retour ;
- Risque de dégradation de la qualité d'eau (en cas de faibles consommations).

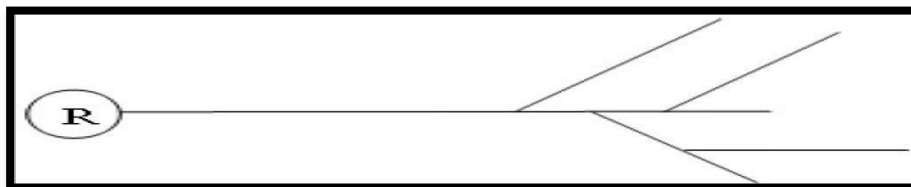


Figure VII.51. Réseau ramifié.

- b) **Réseau maillé** est constitué d'un ensemble de conduite formant des boucles fermées (mailles). Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé permet une alimentation en retour ; une simple manœuvre de vanne isole le tronçon accidenté et l'alimentation des autres abonnés se poursuit. Le réseau maillé est certes couteux mais il est très fiable.



Figure VII.52.Réseau maillé.

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

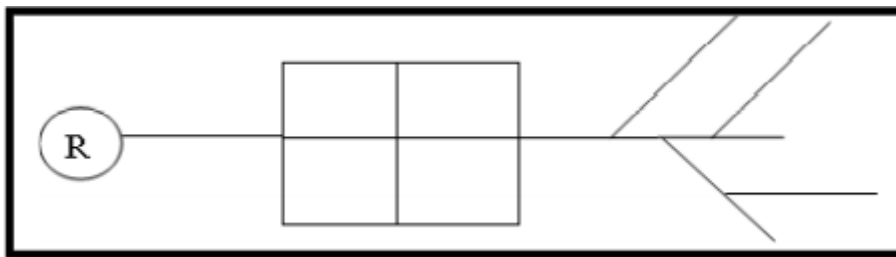


Figure VII.53.Réseau mixte.

- d) **Réseau étagé** est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.
- e) **Réseau à alimentation distincte** constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usages industriels, lavage des rues et arrosages des plantation. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

Pour notre agglomération on opte pour un réseau ramifier, pour le réseau ramifier on doit se limiter à des longueurs inférieures à 1000 m, les éléments suivants doivent être connus :

- Tracé du réseau, emplacement des différents nœuds, leurs côtes et les longueurs des tronçons ;
- Les besoins de pointe ;
- Le calcul d'un réseau ramifié commence en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant par tronçon jusqu'au réservoir.

VII.8. Conception d'un réseau de distribution

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs : [4]

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

Principe de tracé d'un réseau de distribution

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter :

- Choisir le lien de consommation principale ;
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau ;
- Tracer les conduites maîtresses, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers et prévoir les lignes secondaires

VII.9. Choix du type de matériaux

Il existe plusieurs types des matériaux destinés à la fabrication des conduits de distribution. Chaque type a des caractéristique et paramétré spécifiques on trouve : [4]

- Acier ;
- Fonte ;
- PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) ;
- PEHD (Polyéthylène haute densité).

Actuellement le PEHD est le type le plus utilisé dans le domaine d'alimentation en eau potable, car il présente les avantages suivants :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Installation facile ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite.
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Coefficient de la rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage.
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.

VII.10. Pièces spéciales de raccordement

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 leur emplacement.

Les coudes : Utilisés en cas de changement de direction

Les cônes de réduction : Ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

Bouchons d'extrémités : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons. [12]

VII.11. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Détermination la longueur de chaque tronçon.
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe.
- Déterminer les débits spécifiques.
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

Calcul des débits

Débit de pointe : représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée :

$$Q_p = Q_{\max, h} = 272.693 \text{ l/s}$$

Débit spécifique : c'est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum Li} \text{ (l/s/m)} \quad \text{VII.1}$$

$$Q_{sp} = \frac{272.693}{10754.88}$$

$$Q_{sp} = 0,025355281 \text{ (l/s/m)}.$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique (l/s/m).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Σ Li : Somme des longueurs des tronçons du réseau (Σ Li = 10754.88 m)

- **Débit en route :** Le débit en route de chacun tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times Li \quad \text{VII.2}$$

Avec :

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

L_i : Longueur du tronçon i (m).

➤ **Le débit au nœud**

Le débit de chaque nœud est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = \sum Q_c + 0.5 \times \sum Q_r \quad \text{VII.3}$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud [l/s].

$\sum Q_r$: La somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s) ;

$\sum Q_c$: La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s) ;

VII.12. Dimensionnement du réseau

VII.12.1 : Calcul des débits

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (VII-1) suivant :

Tableau VII.37. Détermination des débits aux nœuds.

Nœud	Tançons	Longueur	Q _s (l/s/m)	Q _p (l/s)	Q NŒUD
1	R-1	1548,85	0,025355281	39,27152633	43,31163673
	1-2	287,01	0,025355281	7,277219079	
	1-11	31,67	0,025355281	0,803001736	
2	2-1	287,01	0,025355281	7,277219079	17,22333499
	2-3	885,65	0,025355281	22,45590425	
	2-4	185,9	0,025355281	4,71354666	
3	3-2	885,65	0,025355281	22,45590425	11,22795212
4	4-2	185,9	0,025355281	4,71354666	14,26361309
	4-5	741,7	0,025355281	18,80601161	
	4-6	197,5	0,025355281	5,007667914	
5	5-4	741,7	0,025355281	18,80601161	9,403005803
	6-4	197,5	0,025355281	5,007667914	

Distribution

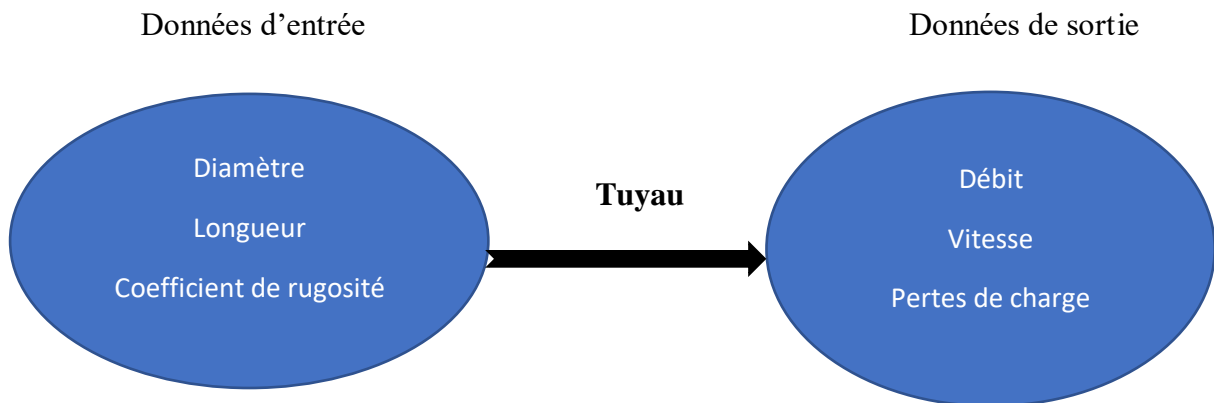
6	6-7	397,1	0,025355281	10,06858192	7,859376321
	6-8	25,34	0,025355281	0,64250281	
7	7-6	397,1	0,025355281	10,06858192	5,034290959
8	8-6	25,34	0,025355281	0,64250281	22,99014001
	8-10	501,1	0,025355281	12,7055311	
	8-9	1287	0,025355281	32,63224611	
9	9-8	1287	0,025355281	32,63224611	16,31612305
10	10-8	501,1	0,025355281	12,7055311	6,352765549
11	11-1	31,67	0,025355281	0,803001736	4,155096605
	11-12	65,78	0,025355281	1,667870357	
	11-18	230,3	0,025355281	5,839321117	
12	12-11	65,78	0,025355281	1,667870357	11,18015742
	12-17	610,6	0,025355281	15,48193432	
	12-13	205,5	0,025355281	5,210510159	
13	13-12	205,5	0,025355281	5,210510159	13,43576318
	13-14	477,8	0,025355281	12,11475306	
	13-15	376,5	0,025355281	9,546263138	
14	14-13	477,8	0,025355281	12,11475306	6,05737653
15	15-13	376,5	0,025355281	9,546263138	17,07297818
	15-16	970,2	0,025355281	24,59969322	
16	16-15	970,2	0,025355281	24,59969322	12,29984661
17	17-12	610,6	0,025355281	15,48193432	7,740967161
18	18-11	230,3	0,025355281	5,839321117	9,949158547
	18-19	76,68	0,025355281	1,944242915	
	18-20	477,8	0,025355281	12,11475306	
19	19-18	76,68	0,025355281	1,944242915	10,41823124
	19-21	338,7	0,025355281	8,587833532	
	19-22	406,4	0,025355281	10,30438603	

20	20-18	477,8	0,025355281	12,11475306	6,05737653
21	21-19	338,7	0,025355281	8,587833532	4,293916766
22	22-19	406,4	0,025355281	10,30438603	10,60104281
	22-23	429,8	0,025355281	10,89769959	
23	23-22	429,8	0,025355281	10,89769959	5,448849797

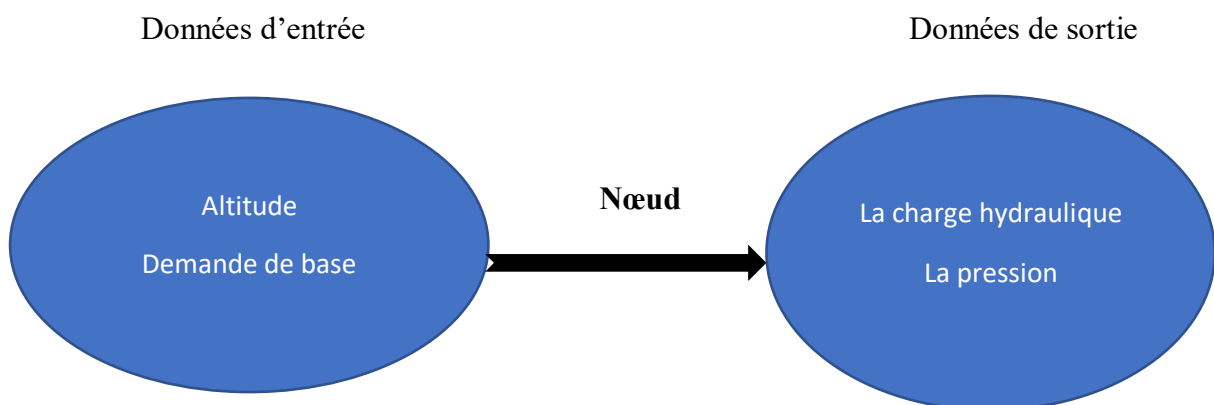
VII.12.2. Calcul du réseau

➤ **Pour les tuyaux**

Pour le calcul de perte de charge, nous avons opté pour la formule de Hazen – Williams en prenant le coefficient de rugosité de Hazen -Williams égale à 150.



➤ **Pour les nœuds**



Le calcul des paramètres hydrauliques sous établir le logiciel EPANET. Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesse, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, données dans les tableaux suivants :

VII.12.2.1. Cas de pointe

Tableau VII. 38.État des Arcs du Réseau.

	Nœuds initial	Nœuds final	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert de Charge Unit.
ID Arc			M	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	Sans nœud	1	1548.85	500	272.69	1.39	2.62
Tuyau 2	1	2	287.01	327.4	110.67	1.31	3.89
Tuyau 3	2	3	885.65	130.8	11.23	0.84	4.90
Tuyau 4	2	4	185.9	327.4	82.22	0.98	2.24
Tuyau 5	4	5	741.7	90	9.40	1.48	21.79
Tuyau 6	4	6	197.5	257.8	58.55	1.12	3.83
Tuyau 7	6	7	397.1	73.6	5.03	1.18	18.25
Tuyau 8	6	8	25.34	204.6	45.66	1.39	7.45
Tuyau 9	8	9	1287	130.8	16.32	1.21	9.79
Tuyau 10	8	10	501.1	90	6.35	1.00	10.54
Tuyau 11	1	11	31.67	327.4	118.71	1.41	4.43
Tuyau 12	11	12	65.78	257.8	67.79	1.30	5.02
Tuyau 13	12	13	205.5	327.4	48.87	0.58	0.86
Tuyau 14	13	14	477.8	90	6.06	0.95	9.65
Tuyau 15	13	15	376.5	163.6	29.37	1.40	9.78
Tuyau 16	15	16	970.2	130.8	12.30	0.92	5.80
Tuyau 17	12	17	610.6	90	7.74	1.22	15.20
Tuyau 18	11	18	230.3	327.4	46.77	0.56	0.79
Tuyau 19	18	19	76.68	263.6	30.76	0.56	1.04
Tuyau 20	18	20	477.8	90	6.06	0.95	9.65
Tuyau 21	19	21	338.7	90	4.29	0.67	5.10
Tuyau 22	19	22	406.4	130.8	16.05	1.19	9.49
Tuyau 23	22	23	429.8	90	5.45	0.86	7.93

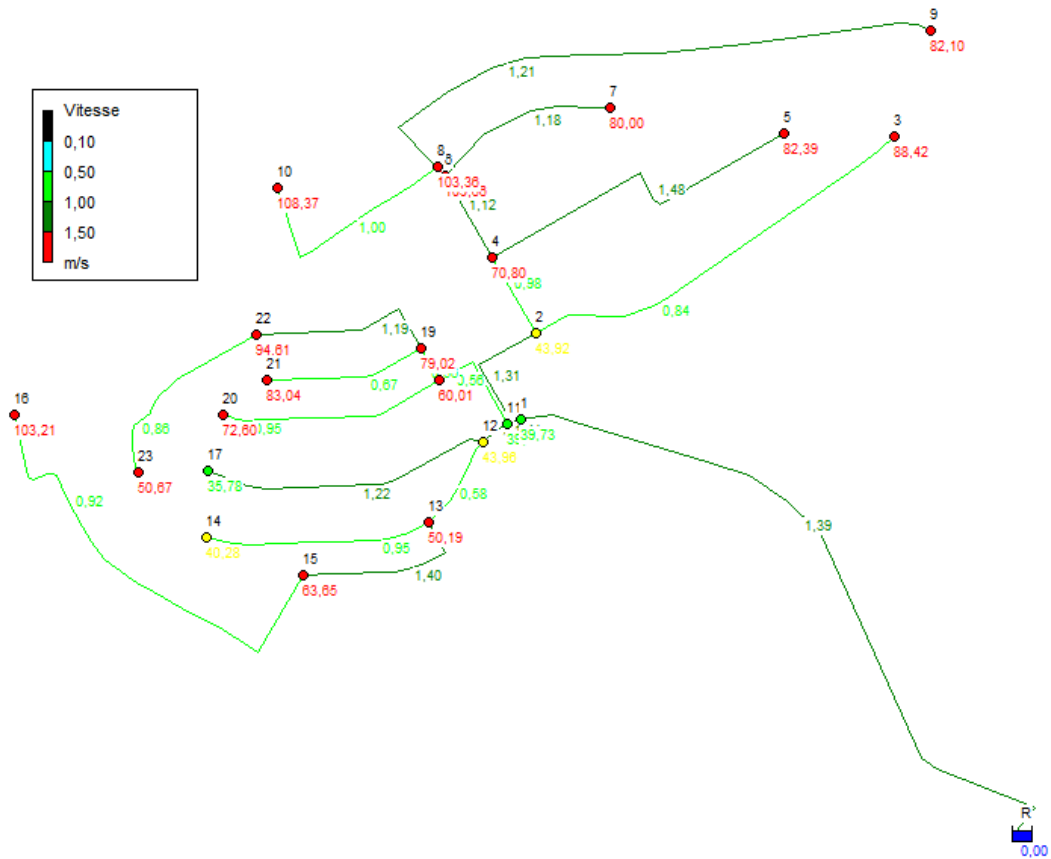


Figure VII.54.L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des vitesses).

Tableau VII.39.Etat des nœuds

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	M	LPS	m	M
R	175	Sans Valeur	175.00	0.00
Noeud 1	131.2	43.31163673	170.93	39.73
Noeud 2	125.9	17.22333499	169.82	43.92
Noeud 3	77.06	11.22795212	165.48	88.42
Noeud 4	98.6	14.26361309	169.40	70.80
Noeud 5	70.85	9.403005803	153.24	82.39
Noeud 6	58.99	7.859376321	168.65	109.66
Noeud 7	81.4	5.034290959	161.40	80.00

VII.12.2.2. Cas de pointe + incendié

Tableau VII.40. États des Arcs du Réseau

	Nœud initial	Nœud final	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert de Charge Unit.
ID Arc			m	mm		LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	Sans nœud	1	1548,85	500	150	289,7	1,48	2,94
Tuyau 2	1	2	287,01	409,2	150	127,67	0,97	1,71
Tuyau 3	2	3	885,65	130,8	150	11,23	0,84	4,9
Tuyau 4	2	4	185,9	327,4	150	99,22	1,18	3,17
Tuyau 5	4	5	741,7	90	150	9,4	1,48	21,79
Tuyau 6	4	6	197,5	257,8	150	75,56	1,45	6,14
Tuyau 7	6	7	397,1	73,6	150	5,03	1,18	18,25
Tuyau 8	6	8	25,34	257,8	150	62,66	1,20	4,34
Tuyau 9	8	9	1287	204,6	150	33,32	1,01	4,15
Tuyau 10	8	10	501,1	90	150	6,35	1	10,54
Tuyau 11	1	11	31,67	327,4	150	118,71	1,41	4,43
Tuyau 12	11	12	65,78	257,8	150	67,79	1,3	5,02
Tuyau 13	12	13	205,5	327,4	150	48,87	0,58	0,86
Tuyau 14	13	14	477,8	90	150	6,06	0,95	9,65
Tuyau 15	13	15	376,5	163,6	150	29,37	1,4	9,78
Tuyau 16	15	16	970,2	130,8	150	12,3	0,92	5,8
Tuyau 17	12	17	610,6	90	150	7,74	1,22	15,2
Tuyau 18	11	18	230,3	327,4	150	46,77	0,56	0,79
Tuyau 19	18	19	76,68	263,6	150	30,76	0,56	1,04
Tuyau 20	18	20	477,8	90	150	6,06	0,95	9,65
Tuyau 21	19	21	338,7	90	150	4,29	0,67	5,1
Tuyau 22	19	22	406,4	130,8	150	16,05	1,19	9,49
Tuyau 23	22	23	429,8	90	150	5,45	0,86	7,93

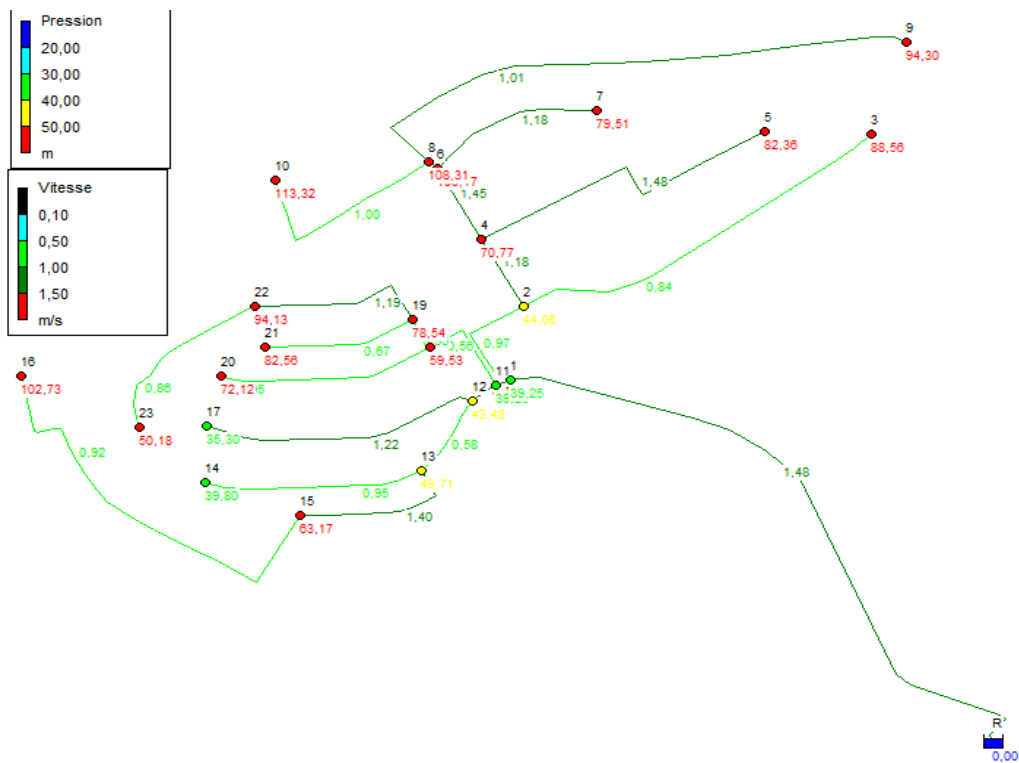


Figure VII.56.L'état de Réseau après simulation cas de pointe + incendie (présentations des vitesses et des pressions.

Tableau VII.41.État des nœuds.

ID Noeud	Demande LPS	Charge M	Pression M
R	289,7	175	0
Noeud 1	43,31	170,45	39,25
Noeud 2	17,22	169	43,1
Noeud 3	11,23	164,66	87,6
Noeud 4	14,26	168,41	69,81
Noeud 5	9,4	152,25	81,4
Noeud 6	7,86	168,16	109,17

Noeud 7	5,03	160,91	79,51
Noeud 8	22,99	168,05	108,49
Noeud 9	33,32	162,70	94,30
Noeud 10	6,35	160,77	113,32
Noeud 11	4,16	170,31	39,25
Noeud 12	11,18	169,98	43,48
Noeud 13	13,44	169,81	49,71
Noeud 14	6,06	165,2	39,8
Noeud 15	17,07	166,13	63,17
Noeud 16	12,3	160,5	102,73
Noeud 17	7,74	160,7	35,3
Noeud 18	9,95	170,13	59,53
Noeud 19	10,42	170,05	78,54
Noeud 20	6,06	165,52	72,12
Noeud 21	4,29	168,32	82,56
Noeud 22	10,6	166,19	94,13
Noeud 23	5,45	162,78	50,18

Le nœud 9 : le nœud où sera réalisé le poteau d'incendie.

Il est à signaler que la simulation par EPANET en cas de pointe plus incendie est effectuée en injectant un débit de 17 l/s, soit 60 m³/h correspondant à une réserve d'incendie de 120 m³ pour un seul poteau d'incendie déclenché sur une durée maximale de 2 heures et sous une pression minimale à assurer d'un 1 bar.

VII.13. Interprétation des résultats

- Les vitesses à l'intérieur du réseau sont satisfaisantes, elle est entre ($0.5 \leq V \leq 1.5$ m/s).
- Les pressions aux sols sont satisfaisantes en grande majorité, elle est entre ($20 \leq P \leq 80$) à l'exception de certains nœuds où elles sont l'écartement supérieures à celles recommandées à l'exceptions de certains nœuds qui sont satisfaisants.

Pour remédier au problème de pressions dans les points défavorables, nous avons proposé d'installer des régulateurs de pression.

VII.14. Conclusion

Dans ce chapitre, on a bien défini notre réseau de distribution (type, équipements, tracé...) dont le réseau est de type ramifié à cause des reliefs et de l'emplacement des consommateurs. La nature des conduites est en PEHD (PN16).

La somme des longueurs des tronçons du réseau est de 10754.88m

Après la présentation du réseau de distribution, un calcul hydraulique des différents débits ($Q_{\text{pointe}} = 272.693 \text{ l/s}$, $Q_{\text{sp}} = 0.02535528 \text{ l/s/m}$, Q_{route} , $Q_{\text{nœuds}}$) est nécessaire afin d'effectuer une simulation à l'aide d'un logiciel EPANET. On a déterminé les différents diamètres des tronçons en vérifiant les conditions des vitesses et pressions au niveau des conduites et des nœuds pour assurer le bon fonctionnement.

Les vitesses sont acceptables, les pressions peuvent être corrigées après l'installation des régulateurs de pression.

Conclusion générale

Tout au long de notre étude, nous avons essayé d'englober les différents points portants notre projet d'alimentation en eau potable, nous avons choisis la nouvelle ville du pôle d'excellence qui se répartie en trois entités, nous avons ciblé l'entité A ; cette entité sera alimentée à travers un piquage de conduite du transfert du barrage Taksebt vers Alger ainsi le champ du captage Bouaid.

Cette zone d'étude est caractérisée d'un climat méditerranéen hivernal a tendance humide et pluvieux, avec des terrains sédimentaires.

D'après le bureau d'étude, on n'estimera pas une population à long terme car la zone d'étude sera saturée à une population de 45724 habitants.

Nous avons constaté que les besoins de notre zone remontent à $15984.1968\text{m}^3/\text{j} = 666.0082\text{m}^3/\text{h}$.

Suite aux résultats obtenus et en se basant sur les données de l'entité étudiée, nous avons constaté que la capacité du réservoir de distribution qui est de 5000m^3 est insuffisante pour répondre aux besoins de l'agglomération qui est estimée à 7846m^3 .

C'est ce qui nous amène à projeter la construction d'autres réservoirs qui seront jumelés avec les réservoirs existants dont laquelle le dimensionnement sera basé sur l'assemblage de nos résultats qui constituent l'entités étudiée.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction (par refoulement et gravitaire), nous avons cherché pour chaque tronçon le diamètre économique qui nous assurera, au même temps, un cout global minimal et une vitesse d'écoulement acceptable.

Pour protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier pouvant être induit par l'arrêt brusque des pompes, (un réservoir d'air comme organe de protection au niveau des stations de pompage, pour absorber l'onde du bélier). Nous avons constaté que les conduites ne sont pas soumises au risque de ce dernier, ce qui ne nécessite pas une protection anti-bélier.

Dans le chapitre relatif au choix des pompes, nous avons fait appel au catalogue CAPRARI, Par conséquent, les résultats obtenus sont les suivants : six pompes multicellulaires ; quatre de types PM150/ 6A et deux de types PM 125/4A. Tout en assurant qu'il n'y a pas un risque de cavitation.

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le dimensionnement a été établi par le logiciel EPANET, nous avons opté pour un réseau ramifié avec des conduites en PEHD (PN16) bars. On a déterminé les différents diamètres des tronçons en vérifiant les conditions des vitesses et pressions au niveau des conduites et des nœuds pour assurer le bon fonctionnement.

Les vitesses sont acceptables, les pressions peuvent être corrigées après l'installation des régulateurs de pression.

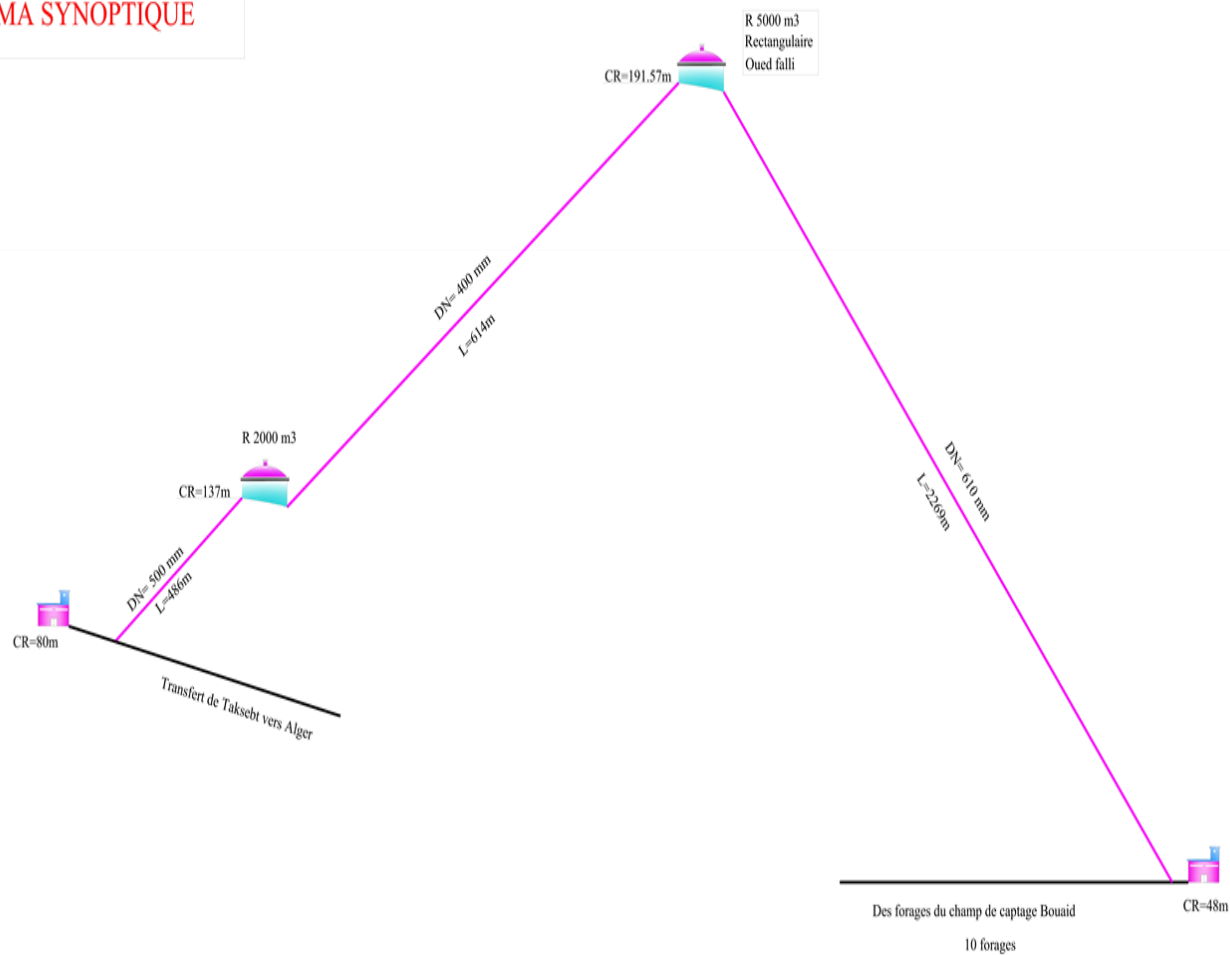
Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir comme une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Références

- [1] **PDAU** : plan directeur d'aménagement d'urbanisme (phase 3)
- [2] **ANRH** : l'agence nationale des ressources hydriques de Tizi Ouzou.
- [3] **Bonin j.**, Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.
- [4] **HEFSI N.** ; 2018 ; Étude de renforcement de l'alimentation en eau potable du versant ouest de la commune de Maatkas ; mémoire de master en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.
- [5] **Djabrine issa Barka ;2006** ; alimentation en eau potable de la ville de bouegouf à partir des forages d'oued-el Maiz (Guelma).
- [6] **Sadi A., Habichi R. ; 2016** ; contribution au renforcement de l'alimentation en eau potable du Yilage Ighil Imoula à partir du piquage sur la conduite Koudiat Asserdoune ; mémoire de master en construction hydraulique et aménagement à l'UMMTO.
- [7] **OUZIA Djamel** ; 2019 ; Etude du renforcement en AEP des villages Taourirt Aden, Thaliouine et Tigrine à partir de la chaîne de Mekla.
- [8] **BOUCHERFA Abdelkader et BENSOUILAH Abdelkrim ;2020** ; renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Chahna daïra Taher Wilaya de Jijel. (Bejaia)
- [9] cours « Pompes et stations de pompage ».
- [10] **DUPONT, A** : « Hydraulique urbaine ». Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979.
- [11] **ALILECHE.D, DERDAR, N** : Étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'AIT BOUADDOU, Mémoire fin d'étude Master2, Université de Bejaia, 2016.
- [12] **HUGUES.G** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.

Annexe 1

HEMA SYNOPTIQUE



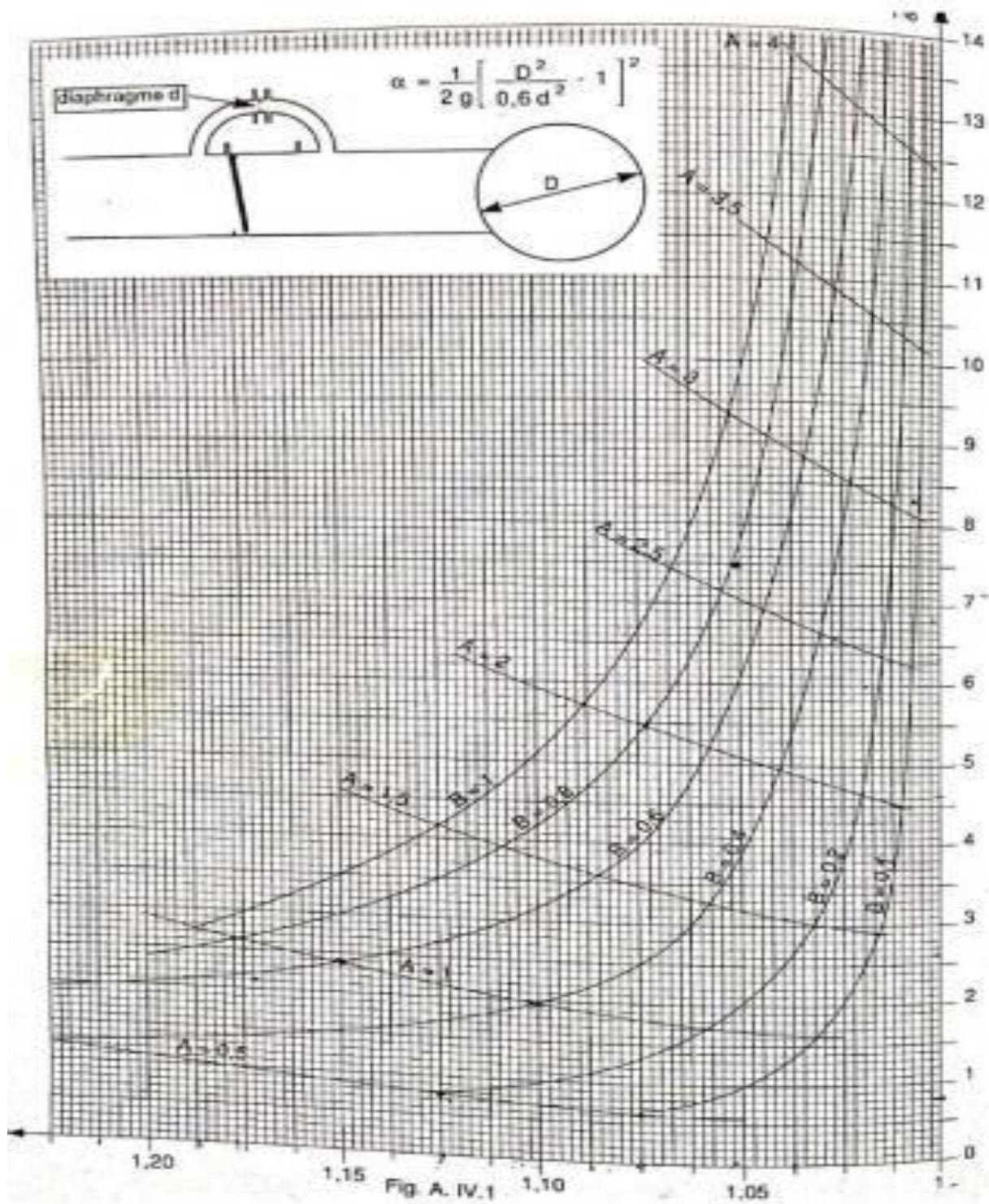
Annexe 2

Diamètre de conduite en PEHD PN 16

PN16				
EPAIS	DN int	DN int (m)	Prix HT	Prix TTC
3	26	0,026	79,24	94,30
3,7	32,6	0,0326	122,69	146,00
4,6	40,8	0,0408	190,29	226,45
5,8	51,4	0,0514	301,05	358,25
6,8	61,4	0,0614	423,18	503,58
8,2	73,6	0,0736	554,17	659,46
10	90	0,09	822,24	978,47
11,4	102,2	0,1022	1048,61	1247,85
14,6	130,8	0,1308	1713,83	2039,46
18,2	163,6	0,1636	2691,35	3202,71
22,7	204,6	0,2046	4163,97	4955,12
28,6	257,8	0,2578	6309,37	7508,15
36,3	327,4	0,3274	10192,06	12128,55
45,4	409,2	0,4092	15889,79	18908,85
57,2	515,6	0,5156	25229,57	30023,19

Annexe 3

Abaque du Dubin et Géneau



Annexe 4

La courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 3 E				
Caractéristiques requises				
Débit	63 l/s			
Hauteur de refoulement	63 m			
Fluide	Eau potable			
Température	290 K			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	65.3 l/s			
Hauteur de refoulement	63.3 m			
Puissance absorbée	52.4 kW			
Rendement	77.4%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	79.8 m			
Orif. de refoulement	150 mm			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	50 Hz			
Tension nominale	400 V			
Vitesse nominale	1450 1/min			
Nombre de pôles	4			
Puissance nominale P2	75 kW			
Courant nominal	- A			
Type de moteur	3~			
Classe d'isolation	F			
Degré de protection	IP 55			
Limites opérationnelles				
Démarrages / h max.	5			
Température maxl. du liquide pompé	363 K			
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	998 kg/m ³			
Viscosité maxl.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	1270 kg			
Matériaux				
Corps de pompe	Fonte			
Corps d'aspiration	Fonte			
Roue	Fonte			
Bague d'usure	Fonte			
Corps d'étage	Fonte			
Chemise	Fonte			
Arbre	Acier inox			
Douille arbre	Acier inox			
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile			
Roulements a billes	Acier			
Presse-Etoupe	Fonte			
Etoupe	Tresse graphitée			
Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 2244				
B = 1866				
C = 485				
D = 351				
DNa = 200				
DNm = 150				
E = 241				
F = 300				
G = 1266				
H = 541				
I = 870				
L = 820				
M = 20				
N = 160				
O = 42				
P = 475				
Q = 845				
R = 891				
V = 370				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
23.11.2022	1			

Annexe 5

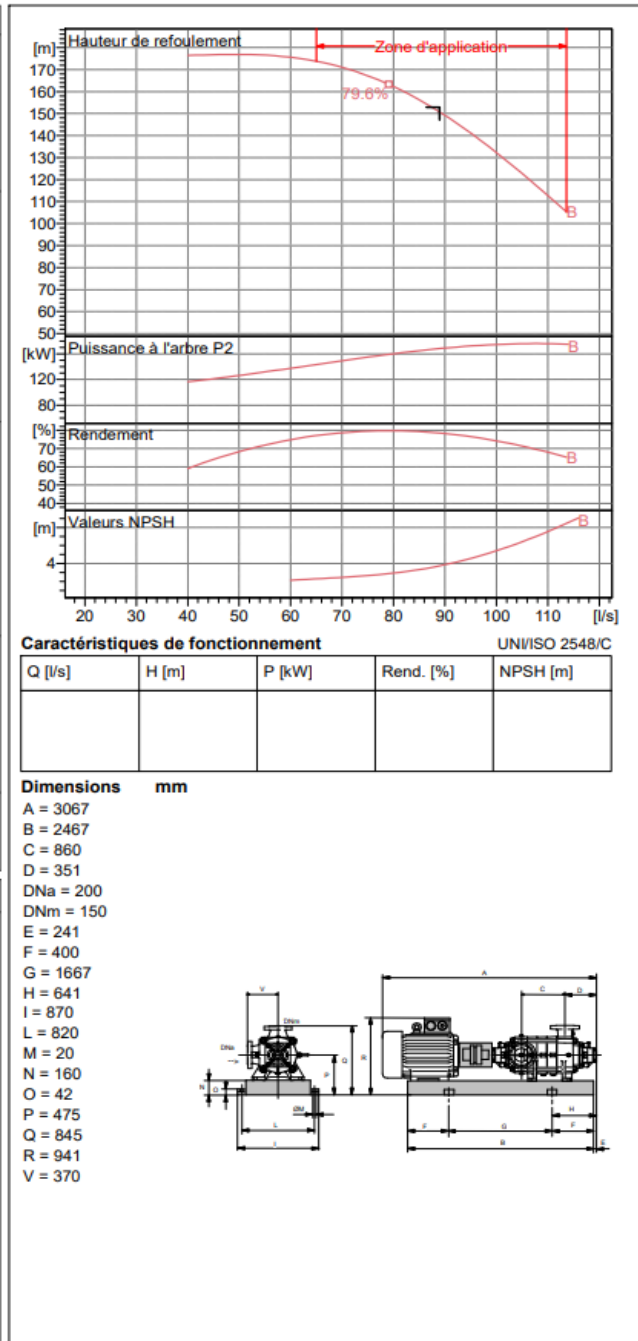
La courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

PM 150/ 6 B	
Caractéristiques requises	
Débit	89 l/s
Hauteur de refoulement	153 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	89 l/s
Hauteur de refoulement	153 m
Puissance absorbée	168 kW
Rendement	78.4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	213 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2340 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Notes:

Date 23.11.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------