



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE**

**Ministère de l'enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique**

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de

Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

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

Option : Ouvrages Hydrauliques

Thème :

**RENFORCEMENT EN EAU POTABLE
de la commune de Tizi N'Tleta à partir
de transfert Koudiat Acerdoune
(Wilaya de TIZI OUZOU)**

Présenté par :

**-TAHI SARAH
-HANOUCHE FAZIYA**

Dirigé par :

**Mr ZAMOUM.S
Mr BOUHALI.S**

Présenté devant les membres de jury :

- Président : **Mr DAHMOUS**
- Promoteur (s) : **Mr ZAMOUM**
- Co-promoteur(s) : **Mr BOUHALI**
- Examineur (s) : **Mr AMOUR**

2021/2022

Dédicace

A mes chers parents ; aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien-être

A mon cher frère SALIM

*A mes chères sœurs WARDA ET SADIA
Pour toute ma famille 'TAHI'*

A tous mes amis (es)

A ma binôme et amie FAZIYA et toutes sa famille

A tous ceux qui ont pensé à moi.

SARAH

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents qui ont été toujours avec moi à mes côtés, qui m'ont toujours soutenu tout au long de mes études, et sans eux je ne serai pas là aujourd'hui en m'encourageant à aller de l'avant ainsi en sacrifiant, ils m'ont offert tous les moyens pour réussir.

A Mes deux frères pour leur amour, leurs présences et leurs soutiens.

A mon binôme et toutes sa famille

A tous les amis et les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce travail.

Faziya

REMERCIEMENT

Au terme de notre travail, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance et profonde gratitude à notre promoteur Mr ZAMOUM.S pour nous avoir encadré durant cette année, pour sa forte présence et sa disponibilité, pour son exigence scientifique et ses précieuses orientations méthodologiques, pour son encouragement et sa patience.

Nous tenons également à remercier Notre Co- promoteur Mr BOUHALI.S pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nos sincères considérations et remerciements sont également exprimés aux membres du jury, qui nous font honneur par leur présence, pour avoir accepté d'examiner ce travail et consacrer leur temps pour son évaluation.

Nos vifs remerciements sont également destinés à nos chers parents pour nous avoir soutenus durant notre cursus.

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

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

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1	Introduction :	3
2	Situation géographique :	3
2.1	Accessibilité :	3
2.2	Chemins communaux :	3
3	Situation topographique :	3
4	Facteurs naturels :	4
4.1	la nature du sol :	4
4.2	La pluviométrie :	4
4.3	La température :	5
4.4	Les vents :	6
4.5	Les accidents météorologiques :	6
5	Présentation hydraulique :	7
5.1	Disponibilité hydrique :	7
6	Description du réseau existant :	7
6.1	ForagesThakhoukthe :	7
6.2	SourceTeboudh :	8
6.3	Transfert Koudiet Acerdoune :	9
6.4	Réservoirs de stockage de Chef-lieu	10
7	Présentation du barrage de koudiat acerdoune :	11
8	Conclusion :	13

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

1	Introduction :	14
2	Evaluation de la population :	14
3	Estimation des besoins journaliers :	15
4	Besoin en eau par catégorie :	16
4.1	Besoin domestique :	16

4.2	Besoins d'équipements :	16
5	Besoins maximum journaliers :	17
6	Débit de pointe horaire :	18
7	Bilan ressources et besoins :	20
8	CONCLUSION :	22

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS

1	Introduction :	23
2	Rôle des réservoirs :	23
3	Emplacement des réservoirs :	23
4	Principe de fonctionnement :	24
5	Classification des réservoirs :	24
6	Prescriptions sanitaires :	26
7	Hygiène et sécurité :	27
8	Equipements des réservoirs :	27
8.1	Equipements hydrauliques des réservoirs :	27
8.1.1	-Conduite d'arrivée ou d'adduction :	27
8.1.2	Conduite de départ ou de distribution :	28
8.1.3	Conduite de trop plein :	29
8.1.4	Conduite de vidange :	29
8.1.5	Conduite By-pass :	30
8.1.6	Matérialisation de la réserve d'incendie :	30
8.2	Equipement de nettoyage :	32
9	Capacité des réservoirs :	32
9.1	La méthode analytique :	33
9.1.1	Détermination de la valeur de P :	33
9.2	Méthode graphique :	34
10	Reservoirs de stockage :	34
10.1	Réservoirs de stockage de Chef-lieu :	34
10.2	Réservoirs de stockage d'Ighil Imoula :	37
11	Réservoirs de stockage :	38
12	Réservoir Projeté :	41
13	Conclusion :	44

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'ADDUCTION

1	Introduction :.....	45
2	Type d'adduction :.....	45
2.1	Adduction gravitaire :.....	45
2.2	Adduction par refoulement :.....	45
2.3	Adduction mixte :.....	45
3	Adduction et type d'écoulement :.....	45
3.1	Écoulement a surface libre :	46
3.2	Écoulement en charge :.....	46
4	Choix du tracé :.....	46
5	Choix du type des conduites :.....	47
6	Etude technico-économique des conduites :.....	48
6.1	Calcul du diamètre économique de la conduite :.....	48
6.2	Calcul de la vitesse :.....	49
6.3	Calcul des pertes de charges :.....	49
6.3.1	Les pertes de charges linéaires :.....	49
6.3.2	les pertes de charge singulières :.....	50
6.3.3	Les pertes de charge totales :.....	50
6.4	Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :.....	50
6.5	Puissance de pompage :.....	50
6.6	Energie consommée par la pompe :.....	50
6.7	Frais d'amortissement :	51
6.8	Calcul du bilan :.....	51
7	Calcul des conduites gravitaires :	51
8	Projections et variantes proposées :.....	52
9	Dimensionnement et choix des variantes :.....	56
9.1	-Variante N°1 :.....	56
9.1.1	Adduction Chef-Lieu – Réservoir projeté :.....	56
9.1.2	Adduction Chef-Lieu – Ighil Imoula :.....	58
9.1.3	Adduction Teboudh – Chef-Lieu :	60
9.2	Variante N°2 :.....	61
10	Analyse et choix des variantes :.....	63
11	CONCLUSION :.....	64

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

1	INTRODUCTION :	65
2	Classification des pompes :	65
3	Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :	66
4	Etanchéité d'une pompe centrifuge :	67
5	Couplage des pompes :	68
5.1	Couplage en série :	68
5.2	Couplage en parallèle :	68
6	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :	69
6.1	Hauteur manométrique totale :	69
6.2	La vitesse de rotation :	69
6.3	La puissance :	69
6.3.1	La puissance absorbée par la pompe :	69
7	Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :	69
8	Le point de fonctionnement de la pompe :	71
8.1	Réduction ou augmentation du temps de pompage :	72
8.2	Régulation par étouffement (Le vannage) :	72
8.3	Rognage de la roue :	72
8.4	Variation de la vitesse de rotation :	73
9	Le phénomène de cavitation :	74
9.1	La cavitation dans les pompes :	74
9.2	Notion du NPSH :	74
10	CONCLUSION :	80

CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

1	INTRODUCTION :	81
2	Types de réseaux de distribution :	81
2.1	Réseau maillé :	81
2.2	Réseau ramifié :	82
2.3	Réseau étagé :	82
3	Choix du tracé :	83
4	Choix du matériau des conduites de distribution :	83
5	Equipements du réseau de distribution :	84
6	Calcul hydraulique du réseau de distribution :	85
6.1	Détermination des débits :	85

6.1.1	Débit de pointe :	85
6.1.2	Débit spécifique :	85
6.1.3	Débit en route :	86
6.1.4	Débit aux nœuds :	86
7	Simulations et résultats	86
8	Simulation pour le cas de pointe plus incendie.....	99
9	Conclusion :	102

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :	103
-----------------------------	-----

Liste des Tableaux

Tableau I-1: Pluviométrie annuelle en (mm) de (1999-2007).....	5
Tableau I-2: Températures moyennes mensuelles.....	6
Tableau I.3 : caractéristiques principales de barrage.....	12
Tableau II-1 : Evolution de la population à différents horizons.....	14
Tableau II-2 : Nombre d’habitants pour la partie urbaine.....	15
Tableau II.3: Consommation moyenne journalière domestique de la zone d’étude...	16
Tableau II.4 : Besoins moyens journaliers y compris les équipements.....	17
Tableau II.5 : Consommation maximale journalière.....	18
Tableau II.6: β max en fonction du nombre d’habitants.....	19
Tableau II.7: Débit de pointe horaire pour l’Agglomération Chef-Lieu et la Zone Eparse (à saturation).....	20
Tableau II.8 : Débit de pointe horaire pour Ighil Imoula, Thaghouza Athmane et Acif Boulma (pour l’an 2052)......	20
Tableau II.9 : Répartition des volumes actuels.....	21
Tableau II.10 : Bilan ressources-besoins.....	21
Tableau III.1 : évolution de nombre d’habitant et de débit maxj pour les zones alimentées par R200 et R150.....	39
Tableau III.2 : Estimation de stockage nécessaire pour le système d’AEP existant.....	41
Tableau III.3: Estimation de Volume de stockage projeté.....	43
Tableau IV.1 : Résultats de calcul de l’HMT de la pompe.....	56
Tableau IV.2 : Bilan entre les couts de la réalisation et les frais de l’exploitation.....	57
Tableau IV.3 : Résultats de calcul de l’HMT de la pompe.....	58
Tableau IV.4: Bilan entre les couts de la réalisation et les frais de l’exploitation.....	59
Tableau IV.5: Résultats de Calcul pour la détermination du diamètre optimal pour l’adduction Teboudh.....	60
Tableau IV.6: Résultats de Calcul du Diamètre.....	62

Tableau IV.7: Bilan entre exploitation et amortissement.....	62
Tableau IV.8 : comparaison des adductions d'amenée.....	63
Tableau IV.9: Avantages et inconvénients techniques des deux variantes.....	64

Tableau V-1. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	75
--	----

Tableau VI.1 : Débit de pointe horaire pour l'Agglomération Chef-Lieu et la Zone Eparsé (à saturation).....	86
Tableau VI.2 : les débits au nœuds calculés.....	89
Tableau VI.3 : dimensions des conduites.....	94
Tableau VI.4 : résultats de simulations.....	97
Tableau VI.5 : les caractéristiques de l'installation des réducteurs de pression.....	98
Tableau VI.6 : Les résultats des simulations.....	101

Liste des Figures

Figure I-1 : schéma représentatif de la commune de TIZI N'TLETA.....	4
Figure I.2 : Arrivée à partir Thakhoukhthe.....	8
Figure I.3 : arrivée de Teboudh.....	9
Figure I.4 : schéma de l'arrivée à partir du transfert Koudiet.....	10
Figure I.5 : localisation de la zone concernée par la baisse de pression.....	11
Figure I.6 : digue du barrage.....	12
Figure I.7 : pertuis dedérivation.....	12
Figure I.8 : tour de prise.....	13
Figure II -1 : Accroissement de la population (2008-2052).....	15
Figure II.2 : Evolution du Bilan Ressources-Besoins.....	22
Figure III. 1 : adduction en chute libre.....	28
Figure III. 2 : adduction noyée.....	28
Figure III. 3 : Conduite de distribution.....	29
Figure III. 4 : Trop plein et vidange.....	30
Figure III. 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution.....	30
Figure III. 6 : Système de deux prises.....	31
Figure III. 7 : Système à Siphon.....	32
Figure III -8 : Coup transversale d'un réservoir.....	32
Figure III.9 : positions des réservoirs de Chef-Lieu.....	35
Figure III.10 : illustrations des Réservoirs du Chef-lieu.....	36
Figure III.11 : Arrivées et départs des réservoirs Chef-lieu	36

Figure III.12: Illustrations du réservoir Ighil Imoula.....	38
Figure III.13 : Schéma synoptique du fonctionnement à l'intérieur du SP Chef-Lieu..	40
Figure III.14: répartition de Q_{maxj} à l'horizon de saturation des POS.....	42
Figure IV.1 : Schéma synoptique de la variante N°01.....	53
Figure IV.2 : Schéma synoptique de la variante N°02.....	55
Figure IV.3 : présentation du Bilan des couts de réalisation et des frais d'exploitation.....	57
Figure IV.4: profil piézométrique de l'adduction projetée.....	58
Figure IV.5: présentation du Bilan des couts de réalisation et des frais d'exploitation.....	59
Figure IV.6 : Profil piézométrique de l'adduction Chef-lieu – Ighil Imoula.....	60
Figure IV.7: Profil Piézométrique de l'adduction Teboudh – Chef-Lieu.....	61
Figure IV.8: Courbe de Bilan entre Amortissement et exploitation.....	62
Figure IV.9 : Profil Piézométrique de l'adduction SP Iouallallene - R projeté.....	63
Figure V. 1 : forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges.....	66
Figure V. 2 : Forme de la roue des turbopompes.....	67
Figure V. 3 : presse étoupe.....	67
Figure V. 4 : Pompes en série.....	68
Figure V. 5 : Pompes en parallèle.....	68
Figure V. 6 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....	70
Figure V. 7 : courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	70
Figure V. 8 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	71

Figure V. 9 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	73
Figure V. 10 : Graphe des courbes NPSH.....	75
Figure V. 11 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge....	75
Figure V. 12 : courbes caractéristiques de la pompe (1).....	76
Figure V. 13 : courbes caractéristiques de la pompe (2).....	78
FigureVI.1 :Réseammaillé.....	82
Figure VI.2 : Réseau ramifié.....	82
Figure VI.3 : Schéma d'un réseau mixte.....	83
Figure VI.4 : Résultats de simulations finaux.....	98

Résumé :

Les systèmes d'alimentation en eau potable nécessitent des réseaux de conduites correctement dimensionnés afin de permettre un fonctionnement continu de ces derniers. Notre région d'étude a un déficit en eau potable jusqu'à notre zone d'étude 2052 c'est pour cela que Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction (gravitaire-refoulement) du point de vue technico économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable. Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction. En fin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract :

Water supply network requires correctly dimensioned pipes in order to allow a good performance of these networks. Our study area has a shortage of drinking water We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which our adduction will have to be established (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together. A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing tanks. in the repression pipe, waters are raised by pumping plants; we will study, their conditions of establishments of retake plants of the adduction chain. Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

ملخص

تتطلب أنظمة إمدادات مياه الشرب شبكات أنابيب ذات حجم مناسب للسماح بالتشغيل المستمر. تعاني منطقة دراستنا من دراستنا منطقة حتى الشرب مياه في عجز 2052 ، نحصص سوف ولهذا ، بعد تقديم منطقة دراستنا وتقدير احتياجاتها من المياه ، واقتصادية فنية نظر وجهة من) الجاذبية قمع (تقديتنا تأسيس يتم أن يجب حيث لظروفا ، حيث يرتبط هذان الجانبان ببعضهما البعض

تم تطوير أبعاد هياكل التخزين لتلبية الطلب المستقبلي على مياه الشرب أنبوب في غير فتلا ، بخضلا محطات طريق عن المياه جمع يتم، شروط ندرس سوف لذلك ءاشنإ محطات استعادة سلسلة التوريد

لاحقاً أنابيب لحماية وسيلة على الـيصوتلا، وجه على صوصخلا، تـعابرة ظاهرة منُـمطرقة :باسم عرف ءاملا في نهاية عملنا سنناقش منهجية تنفيذ المشروع والوسائل المختلفة المستخدمة لتنفيذه سنركز

Introduction générale :

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore.

En Algérie, le problème de la satisfaction en eau demeure primordial. L'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable (AEP), de l'agriculture et de l'industrie. Face à cette situation préoccupante et face aux exigences de progrès que s'imposent les pays en voie de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs études en ce sens.

Dans ce sens en particulier dans les montagnes de la grande Kabylie, exactement dans la commune de TIZI N'TLETA dont elle dépend de la daïra de OUADHIAS Wilaya de TIZI OUZOU ; la situation en eau potable de la commune est moyenne même faible malgré l'importante ressource hydrique existante au niveau de la nappe alluviale.

Néanmoins, le problème du manque d'eau potable est du essentiellement à l'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région.

La demande en eau devient de plus en plus accrue et les besoins de moins en moins satisfaits. Pour cela. La nécessité de rénovation et d'extension du réseau est indispensable. La Direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi Ouzou a décidé de faire un appel d'offre pour l'étude de ce projet, qui consiste à faire un piquage à partir de la conduite venant du barrage de Koudiat Acerdoune (W de BOUIRA) pour alimenter la commune de TIZI N'TLETA.

L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de la commune de TIZI N'TLETA à partir du piquage du transfert de koudiat Acerdoune.

Afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé sur les points suivants

- En premier lieu nous donnerons une idée générale sur le site et la situation hydrique dans la région d'étude.
- En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés ainsi que les stations de reprises.

- Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur l'influence des paramètres technico- économiques.
- Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage, sera détaillé dans le cinquième chapitre.
- Enfin nous terminerons notre étude par présenter le réseau de distributions.

On terminera avec une conclusion générale.

1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique et cela nous permet de mener à bien notre travail.

2 Situation géographique :

La commune de TIZI N'TLETA est issue du découpage administratif de 1984 elle fait partie de la Daïra de OUADHIAS. Elle s'étale sur une superficie de 2630 Ha, elle est limitée :

- Au Nord : par les communes de Beni Douala et Souk El Tenine.
- Au Sud : par la commune de Aït Bouaddou.
- A l'Est : par la commune de Ouadhia .

A l'Ouest : par les communes d'Assi Youcef et Mechtras Elle est distante de 37 km du chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou.

2.1 Accessibilité :

Dans l'ensemble, le territoire de la commune est irrigué en routes et pistes, même si la qualité des voies d'accès est très inégale. La commune de Tizi N'Tleta est intégrée dans un réseau routier régional composé d'une route nationale RN30 et des chemins communaux. Ce réseau assure la liaison avec les pôles Tizi -Ouzou (chef-lieu de Wilaya), Oudhias (chef-lieu de Daïra), les agglomérations secondaires et les villages de l'intérieur.

RN 30: La commune de Tizi N'Tleta est accessible par RN 30 dans sa partie Sud en direction Sud-est en Sud-ouest, venant de la commune d'Ouadhia et menant vers la commune de Mechtras.

2.2 Chemins communaux :

Des chemins communaux qui assurent la liaison à l'intérieur de la commune ainsi que, avec les communes limitrophes.

- CC1 : Le chemin communal qui dessert chef-lieu Tizi N'Tleta et Ighil-Imoula.
- CC2: Ce chemin d'importance intercommunale relie l'ACL (Tizi N' Tleta) à la commune de Souk El Tenine en passant par Cheurfa et Ait-Abdelmoumene
- Pistes : On a recensé également des pistes agricoles et forestières.

3 Situation topographique :

Dans l'ensemble le relief de la commune est accidenté, les plaines utilisent uniquement 25% de la superficie totale. Les piémonts occupent 75% de la superficie. L'altitude varie entre 300 et 700m.

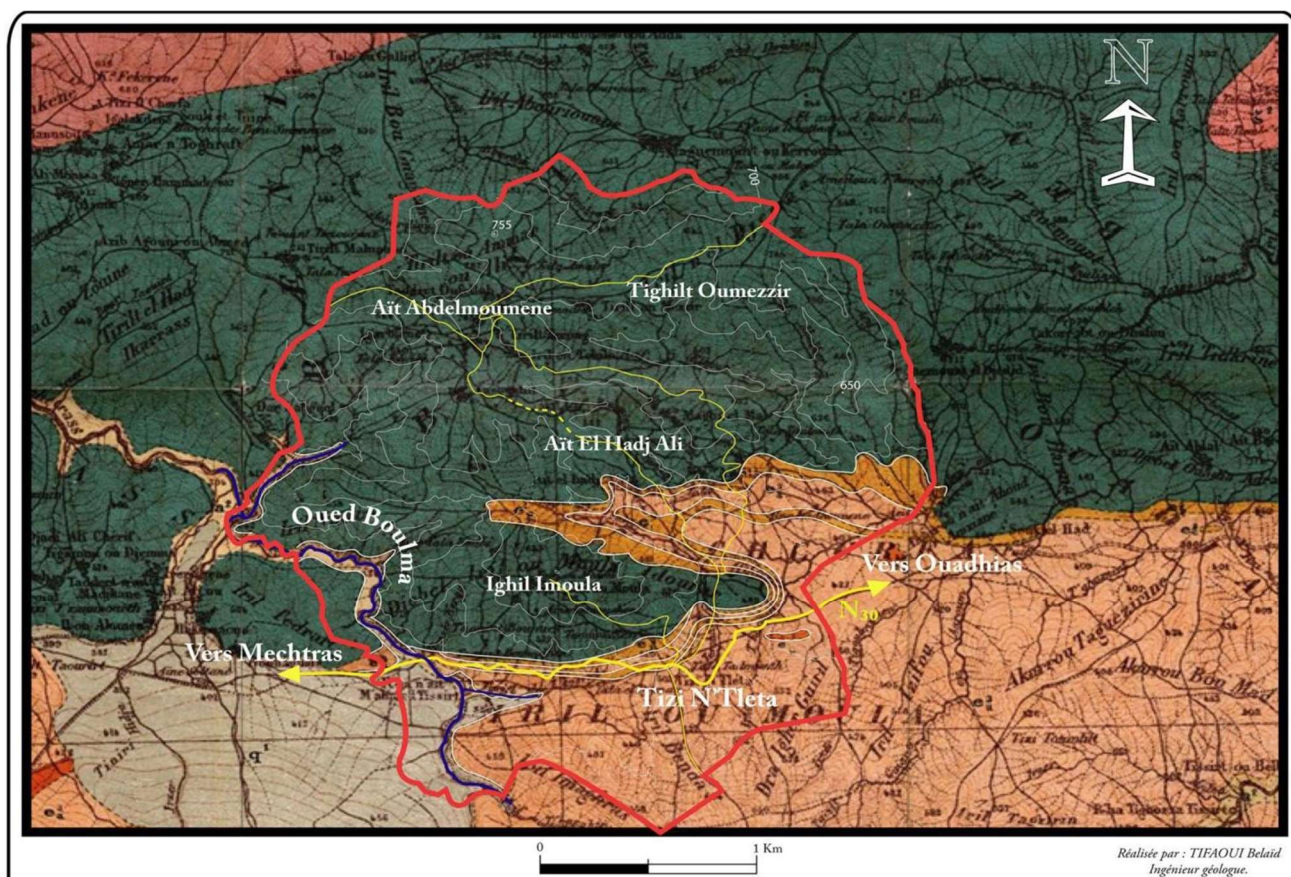


Figure I-1 : schéma représentatif de la commune de TIZI N'TLETA

4 Facteurs naturels :

4.1 la nature du sol :

La structure des sols de la commune de Tizi-N'tleta est comme suite :

- 75% limoneux argileux composé de piémonts
- 25% argileux-limoneux de plaines (Azaghar)

4.2 La pluviométrie :

La quantité annuelle des précipitations atmosphériques dans la région d'étude est en moyenne de 814.26mm /an (pour la période : 1999-2007)

	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	août	annuel
1999	55.6	1.8	66.6	20.1	16.5	3.6	10.3	39.8	84.1	0.6	0	0	436.1
2000	21	81.7	59.5	68.1	267.4	71.3	1.5	71.2	37.6	1.4	0	8.6	670.4
2001	42.2	5.1	36.4	38.2	72.9	27.3	35	46.1	25.6	3.1	12.7	27.3	371.9
2002	22.8	31.7	214.8	253.1	271.7	92.1	33.9	191.6	43	2.5	3.1	12.3	1172.6
2003	49.6	70.5	60.6	152.5	100.9	43.7	77.4	91.7	142	4.5	1.8	15.1	810.3
2004	26.6	50.2	104.7	2.9.2	206.9	116.9	28.8	40.4	1.3	13.1	4.8	2.5	805.4
2005	16.6	59.4	74.9	102.6	116.4	141.2	49.9	18.9	87.7	6.7	0.4	1.4	676.1
2006	50.8	4.1	14.8	221.7	7.6	51.5	262.7	222.2	31.9	2.1	4	9.6	783
2007	57.2	176.5	144.5	75.5	15.5	18.5	125	38.7	118.3	17.1	1	0.3	788.3
MOY													814.26

Tableau I-1: Pluviométrie annuelle en (mm) de (1999-2007)

Source : ANRH de Tizi-ouzou

4.3 La température :

La température moyennes mensuelles de la régence de Tizi N'Tleta (1996-2008), reculées d'après office national de la métrologie de la station de boukhalfa a (Tizi-Ouzou), sont indiquées dans le tableau suivant :

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
2000	8.2	11.7	14.3	16.6	21.6	25.1	28.9	29.4	24.9	18.5	14.6	21.1
2001	10.8	10.3	16.8	15.9	19.1	26.6	28.3	29.1	24.7	23.0	14.0	9.2
2002	9.7	11.4	13.7	15.4	20.1	25.6	26.8	26.3	29.9	20.2	15.2	19.9
2003	10.1	9.3	13.8	15.7	18.7	27.1	28.8	29.4	23.9	20.4	15.7	10.6
2004	10.6	12.2	13.6	14.7	16.5	23.8	26.6	27	22.5	25.2	13.3	11.5
2005	7.4	7.7	12.8	15.5	20.6	25.2	28.3	26.9	23.2	20.5	13.0	10.6
2007	11.4	13.0	12.3	15.7	19.5	23.3	27.5	23.1	23.1	23.7	19.4	13.6
2008	11.0	12.6	13.0	16.3	18.8	23.5	27.9	24.4	24.4	19.8	13.5	13.1
MYN	9.9	11.0	13.8	15.7	19.3	25.0	27.9	26.9	24.5	12.4	14.8	13.7

Tableau I-2: Températures moyennes mensuelles

Source: O.N.M de Boukhalfa

La région de Tizi N'Tleta est caractérisée par des températures variables

Les mois les plus froids sont Décembre, Janvier, et Février avec une température minimale moyenne de 9.9.

Les mois les plus chauds sont Juillet, Aout, quant à la température maximale moyenne est de 27.9°c.

4.4 Les vents :

- Les vents dominants dans la commune de Tizi-N'tleta sont : Ouest-Est et Nord-est.
- Les vents violents et glacés en hiver s'étalent sur une période allant de 3 à 5j/an.
- Les vents chauds (siroccos) en été s'étalent sur une période allant de 2 à 3 j/an (en juin)

4.5 Les accidents métrologiques :

- **Gelées :** les gelées sont fréquentes dans la région, surtout sur la plaine . Elles constituent un facteur limitant pour le développement des cultures elle s'échelonnent sur 12 à 15 j/an, de décembre à Mars.

- **Neige** : quelques fois on enregistre des chutes de neige sur les piémonts (Ait-Abdelmouméne), toutefois des chutes de neige exceptionnelles sont enregistrées au cours de Décembre 2004 et Janvier 2005 atteignant par endroit plus de 1 m de hauteur.

5 Présentation hydraulique :

5.1 Disponibilité hydrique :

- **Les puits** : 191 puits sont recensés au niveau du territoire de la commune et sont utilisées à double fin : eau potable et irrigation, ceux situés au niveau de Thaghza-Athmane sont très importants.

- **Les sources** : 31 sources sont localisées au niveau de la commune dont 21 sont aménagées pour l'approvisionnement en eau potable. Les autres (10) sont utilisées pour l'abreuvement des cheptels et l'irrigation des cultures.

- **Retenue collinaire** : La commune de TIZI N'TLETA est dotée d'une retenue collinaire d'une capacité de 60 000 m³. Celle-ci est conçue pour irriguer une superficie de 12 ha. Malheureusement elle est sous utilisée. La superficie irriguer durant l'année 2008 est de 4 ha, actuellement elle est affectée à l'hydraulique.

Les raisons de la sous-utilisation sont : manque de matériel d'irrigation pour certaines agricultures, pour d'autre l'indivision et la résidence des propriétaires.

- **Rivières** : La rivière de Thaghza-Athmane a un débit important elle est très utilisée à des fin d'irrigation, cependant elle est sujette à des pollutions divers (eaux usées, décharge, et autre).

6 Description du réseau existant :

Lors de la récolte des données et des sorties sur terrain, trois ressources sont recensées, à savoir :

6.1 Forages Thakhoukhthe :

Le forages de Thakhoukhth permettent d'alimenter les deux réservoirs de Tizi Isghouene et AkarouOumalou via système d'adduction composé de la station de pompage de Thakhoukhthe et une Adduction avec plusieurs diamètres.

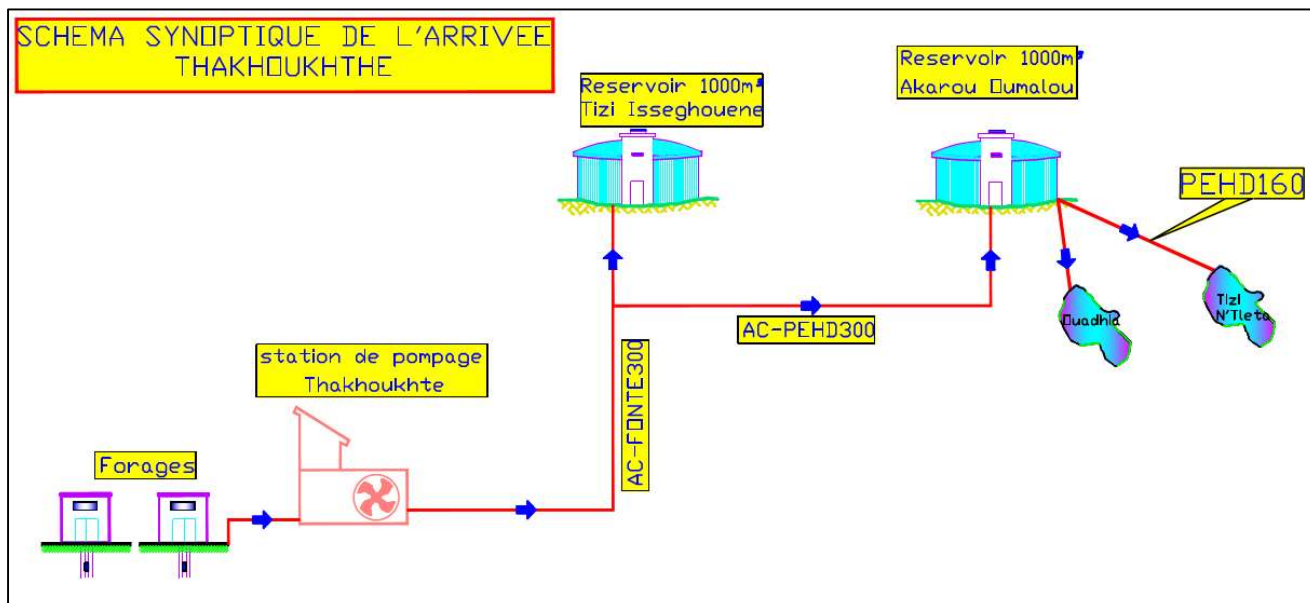


Figure I .2 : Arrivée à partir Thakhoukthe

Selon les données recueillies auprès de l'unité de l'ADE d'Ouadhia, le débit alloué à Tizi N'Tleta à partir de cette ressource varie entre 25 à 30 m³/h pour un temps de 8 heures à 12 heures par jour, soit un volume journalier de : 200 à 360 m³/j.

6.2 SourceTeboudh :

La source Teboudh se situe au sud de la commune de Tizi N'Tleta à une altitude de 587 mNGA. Le volume mobilisé à partir de cette source est partagé entre Ait Bouadou et le chef-lieu de la commune. Le volume reçu par le chef-lieu est de 22.5 m³/h soit 540 m³/j en hiver et pendant l'été le volume reçu est nul à cause des pertes.

Comme présenté sur le schéma de la figure I.3, l'adduction entre la source et le chef-lieu est composée de plusieurs types de matériaux avec différents diamètres. Lors des sorties sur terrain avec les services de l'ADE (Ouadhia), plusieurs points de fuites sont constatés, notamment sur la partie en Acier - PVC.

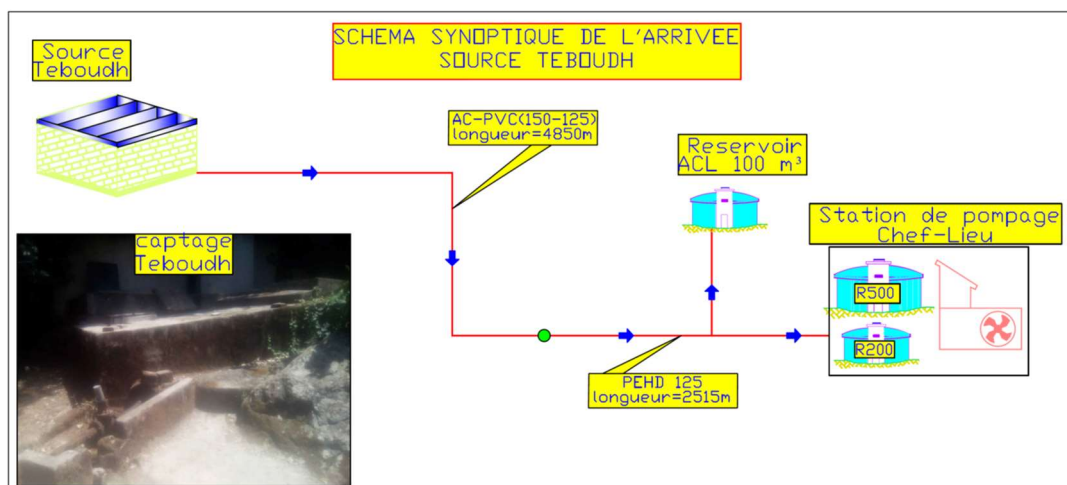


Figure I.3 : arrivée de Teboudh

6.3 Transfert Koudiet Acerdoune :

Grace à un soutirage avant la station de pompage SP5, la commune de Tizi N'Tleta reçoit un débit de 103 l/s soit 8900 m³/j. ce débit est pompé sur deux directions : un départ vers la station de Chef-Lieu et un autre départ vers Ait Bouadou (figure I.4). Le volume reçu à partir du transfert est refoulé selon les quotas suivants :

- 60.36 l/s vers l'agglomération Chef-lieu
- 29.97 l/s vers Ait Bouadou

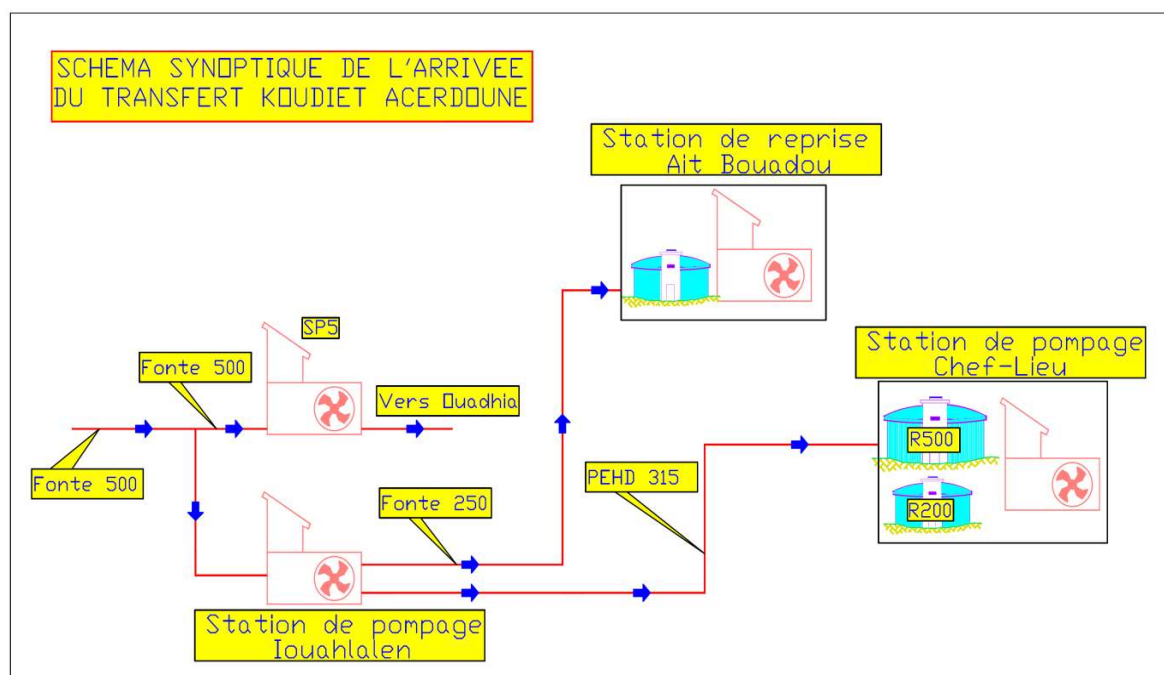


Figure I.4 : schéma de l'arrivée à partir du transfert Koudiet

6.4 Réservoirs de stockage de Chef-lieu

Trois réservoirs sont recensés au niveau de l'agglomération chef-lieu :

- Un réservoir situé sud de l'agglomération chef-lieu à une cote de 520 avec une capacité de 150 m³. Ce dernier permet d'alimenter une partie de l'agglomération Chef-lieu (voir le plan du réseau existant)
- Deux réservoirs R500 et R200, situés au nord-ouest de l'agglomération chef-lieu, permettent d'assurer les rôles de : stockage, réservoirs Tampons et bêche d'aspiration.

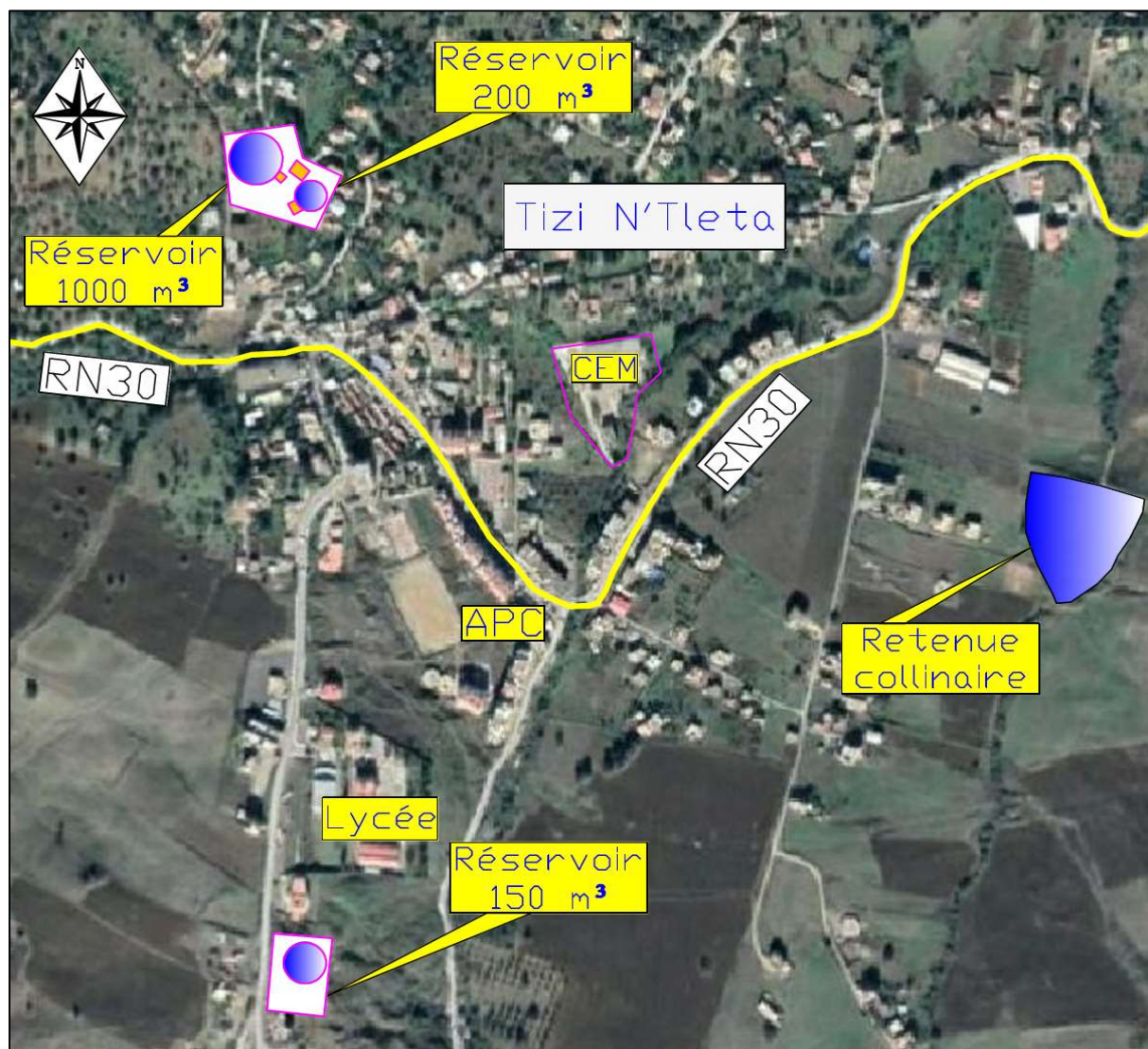


Figure I.5 : localisation de la zone concernée par la baisse de pression

7 Présentation du barrage de koudiat acerdoune :

Le barrage est implanté sur l'oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria et wilaya de Bouira sous les coordonnées LAMBERT suivantes :

$$X=580.10 \quad Y=354.70 \quad Z=217.00$$

Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau I-3 :

Caractéristique	Unité	Valeur
Surface du bassin versant	Km ²	2790
Capacité de la retenue	Hm ³	640
Volume annuel régularise	Hm ³	178
Apport annuel moyen	Hm ³	220
Hauteur au-dessus des fondations	M	121
Longueur de crête	M	475
Largeur de crête	M	08

Tableau I.3 : caractéristiques principales de barrage

Ce tableau peut être accompli par les caractéristiques suivantes :

- l'évacuateur de crue est de type déversoir de surface à seuil libre coursier et saut de ski avec 07 passes d'une longueur de 142.20m et avec un débit de 7000m³/s



Figure I.6 : digue du barrage

- les deux pertuis de dérivation de 8x8m sont réalisés au fond de la digue et de longueur de 285m

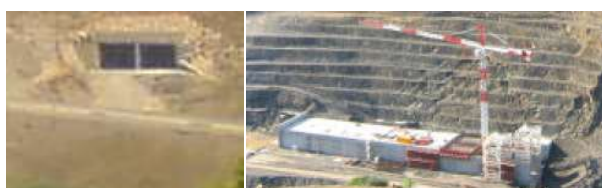


Figure I.7: pertuis de dérivation

- la vidange de fond est de 4x4.2m à l'amont des vannes et de 8x7m à l'aval des vannes avec un débit au niveau normal de retenue = 470m³/s
- la tour de prise est d'une section rectangulaire inclinée sur le parement amont, d'une hauteur de 108.59 m et de section : 13.50*10.50m. Elle comporte 05 prises ou les 02 de fond sont réservées à l'irrigation et les 03 de haut sont réservées à l'A.E.P.



Figure I.8 : tour de prise

8 Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique et les caractéristiques du barrage. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource. Cette estimation en eau dépend aussi d'autres facteurs suivant : (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,). Elle diffère aussi d'une agglomération à autre.

2 Evaluation de la population :

En 2008, la population de la commune de TIZI N'TLATA était de 3899 habitants. Mais après l'élaboration de l'étude de PDAU en 2013, la zone d'étude est divisée en deux parties, à savoir :

A. Partie rurale : est composée des villages Ighil Imoula, Thaghouza Athmane et Acif Boulma. Pour cette partie de la zone d'étude l'évolution démographique est estimée suivant la formule des accroissements finis.

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu ;
- P₀ =3899 hab. : population de base ou de l'année de référence (2008)
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), pris égale à 0.2%

	Nombre d'habitants				
	l'an 2008	l'an 2022	l'an 2032	l'an 2042	l'an 2052
Ighil Imoula	1233	1268	1294	1320	1346
Thagouza Athmane – Acif Boulma	501	515	526	536	547

Tableau II-1 : Evolution de la population à différents horizons

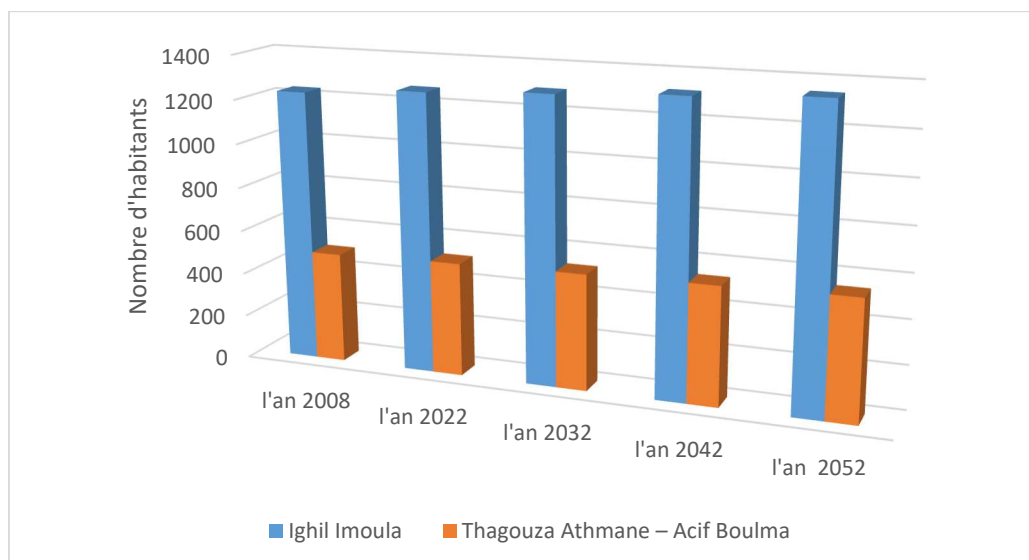


Figure II -1 : Accroissement de la population (2008-2052)

B. Partie urbaine : elle est composée de cinq POS dont le nombre d’habitants est défini dans l’étude de PDAU pour une capacité d’accueil maximale et cela comme présenté dans le tableau suivant :

	Nombre d'habitants à saturation	
Chef-Lieu et Zone Eparsé	POS I1	2267
	POS 02	9753
	POS 03	5245
	POS 04	4898
	POS 05	5944
Total		28107

Tableau II-2 : Nombre d’habitants pour la partie urbaine

3 Estimation des besoins journaliers :

L’estimation des besoins journaliers est exprimée par la formule suivante :

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

Où :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

Q_i : dotation journalière pour chaque catégorie en l/j/catégorie.

N_i : nombre de consommateurs.

4 Besoin en eau par catégorie :

4.1 Besoin domestique :

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la subdivision hydraulique de la commune de TIZI N'TLATA a adopté la dotation moyenne de 150l/j/habitant.

		Q_{moy j} (m³/j)
Chef- Lieu Zone Eparse	POS II	340
	POS 02	1463
	POS 03	787
	POS 04	735
	POS 05	892
	TOTAL	4216

	Q_{moy j} (m³/j)				
	l'an 2008	l'an 2022	l'an 2032	l'an 2042	l'an 2052
Ighil Imoula	185	190	194	198	202
Thagouza Athmane – Acif Boulma	75	78	79	81	82

Tableau II.3: Consommation moyenne journalière domestique de la zone d'étude

Les besoins moyens totaux de la zone d'étude pour l'horizon de dimensionnement des différents ouvrages sont de : $4216 + 202 + 82 = 4500$ m³/j

4.2 Besoins d'équipements :

Leur estimation permet d'alimenter les différents équipements sanitaires, éducatifs, commerciaux, culturels ... etc.

Pour le cadre de cette étude, les besoins des équipements sont estimés à 30 % de la consommation moyenne journalière.

Les besoins moyens de la zone d'étude après estimation des besoins des équipements sont présentés dans le tableau III.4.

$$Q_{spe} = Q_{moyj} \times 0,30 \quad (II.3)$$

	Q équip 30% (m ³ /j)	Qmoy total (m ³ /j)
POS II	102	442
POS 02	439	1902
POS 03	236	1023
POS 04	220	955
POS 05	267	1159
TOTAL	1265	5481

	l'an 2008		l'an 2022		l'an 2032		l'an 2042		l'an 2052	
	Q équip 30% (m ³ /j)	Q total (m ³ /j)	Q équip 30% (m ³ /j)	Q total (m ³ /j)	Q équip 30% (m ³ /j)	Q total (m ³ /j)	Q équip 30% (m ³ /j)	Q total (m ³ /j)	Q équip 30% (m ³ /j)	Q total (m ³ /j)
Ighil Imoula	55	240	57	247	58	252	59	257	61	263
Thagouza Athmane -Acif Boulma	23	98	23	101	24	103	24	105	25	107

Tableau II.4 : Besoins moyens journaliers y compris les équipements.

Le débit moyen total y compris les équipements et qui sera considéré pour le dimensionnement des différents ouvrages est de : $Q_{moyj} = 5481+263+107 = 585 \text{ m}^3/\text{j}$

5 Besoins maximum journaliers :

Le débit maximal journalier ou le débit de pointe journalier est défini comme étant le débit de la journée où la consommation est la plus importante pendant une année. Mathématiquement c'est le résultat de la maximisation du débit moyen journalier (Q_{mj}) en le multipliant par un coefficient de pointe ou d'irrégularité journalière (K_{maxj}).

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \cdot K_{maxj} \text{ (m}^3/\text{j)} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- $Q_{\max j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).
- $Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
- $K_{\max j}$: coefficient de variation journalier (1.2 à 1.5)

Pour la présente étude le coefficient de pointe journalier est pris égal à 1.2.

La consommation maximale journalière pour les différentes parties de la zone d'étude est résumée dans le tableau II.5.

	$Q_{\max j}$ (m^3/j)	$Q_{\max j}$ (m^3/j)					
		l'an 2008	l'an 2022	l'an 2032	l'an 2042	l'an 2052	
POS I1	530						
POS 02	2282						
POS 03	1227						
POS 04	1146						
POS 05	1391						
TOTAL	6577						
		Ighil Imoula	289	297	303	309	316
		Thagouza Athmane – Acif Boulma	117	121	124	126	129

Tableau II.5 : Consommation maximale journalière

Le débit maximal journalier est de : $Q_{\max j} = 6577+316+129 = 7022 m^3/j$

6 Débit de pointe horaire :

Il concerne le débit pic ou max dans le graphe de la variation de la consommation d'une zone ou d'une localité durant une période de 24 heures. C'est le débit utilisé pour le dimensionnement des conduites ou des ouvrages situés à l'aval du réservoir concerné directement par la distribution.

Le calcul de débit de pointe horaire est comme suit :

$$Q_{\text{pth}} = Q_{\text{moy } j} \times K_p \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- Q_{pth} : Débit de pointe (m^3/j).
- Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m^3/j).
- Kp : Coefficient de pointe.

$$Kp = Kj \times Kh \quad (II.6)$$

Avec:

- ✓ Kp : Coefficient de Pointe.
- ✓ Kj : Coefficient de variation journalière (1.2 à 1.5).
- ✓ Kh : Coefficient horaire qui exprime l'irrégularité de la consommation pendant les heures de la journée, égale : $Kh = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$

α_{max} : tient compte des conditions locales comme le degré du confort des maisons ainsi que le régime de travail, elle est comprise entre $1.2 < \alpha_{max} < 1.4$, pour notre cas, il a été adopté un Coefficient : $\alpha_{max} = 1.3$

β_{max} est une fonction étroite du nombre d'habitant de la zone à alimenter, comme ressortie sur le tableau ci-dessous :

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Tableau II.6: β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Pour les différentes parties de la zone d'étude les coefficients max horaires sont comme suit :

$$\text{➤ Chef-Lieu et Zone Eparses : } \begin{cases} \alpha_{max} = 1.3 \\ \beta_{max} = 1.17 \\ Kh = 1.521 \end{cases}$$

$$\text{➤ Ighil Imoula : } \begin{cases} \alpha_{max} = 1.3 \\ \beta_{max} = 1.9 \\ Kh = 2.47 \end{cases}$$

$$\text{Thaghouza Athmane et Acif Boulma : } \begin{cases} \alpha_{max} = 1.3 \\ \beta_{max} = 2 \\ Kh = 2.6 \end{cases}$$

Le résultats de calcul des débits max horaires sont résumés dans les tableaux II.7et II.8

	Qmax j (m ³ /j)	α max	β max	Kh	Qpt horaire (l/s)
POS II	530	1.3	1.17	1.521	9.3
POS 02	2282	1.3	1.17	1.521	40.2
POS 03	1227	1.3	1.17	1.521	21.6
POS 04	1146	1.3	1.17	1.521	20.2
POS 05	1391	1.3	1.17	1.521	24.5
TOTAL	6577	/	/	/	115.8

Tableau II.7: Débit de pointe horaire pour l'Agglomération Chef-Lieu et la Zone Eparsé (à saturation)

	Qmaxj l'an 2052 (m ³ /j)	α max	β max	Kh	Qpt horaire (l/s)
Ighil Imoula	316	1.3	1.9	2.47	9.03
Thagouza Athmane – Acif Boulma	129	1.3	2	2.6	3.88

Tableau II.8 : Débit de pointe horaire pour Ighil Imoula, Thaghouza Athmane et Acif Boulma (pour l'an 2052)

7 Bilan ressources et besoins :

La présente partie permis d'estimer le déficit en débit journalier pour l'alimentation des différentes parties de l'aire d'étude pour les différents horizons de projection.

Pour cela une comparaison quantitative entre les ressources alimentant l'aire d'étude et la consommation des populations de cette dernière selon les résultats des calculs précédents est réalisée.

Amalou Oukarou : 200 m³/j

Source Teboudh : 22.5 m³/j (hiver)

SP Iouallalene : 8900 m³/j (débit max prévu pour toute la commune)

Pour la réalisation du Bilan objet de la présente partie, il faut tout d'abords déterminer le débit alloué pour la zone d'étude.

Actuellement, le volume total reçu à partir du transfert est de 4000 m³/j. Ce volume est réparti selon les informations recueillies auprès de l’ADE Ouadhia comme suit :

	(m3/j)	(%)
Départ Vers Ait Bouadhou	216	5.39
Départ vers Cheurfa/Ait A	2252	56.30
Volume pour Zone d'étud	1532	38.31

Volume total reçu Actuellement (m3/j)
4000

Tableau II.9 : Répartition des volumes actuels

Pour un scénario où il sera appliquée la même répartition actuelle des volumes, la zone d’étude peut bénéficier du transfert de Koudiet Acerdoune d’un volume de : $0.3831 * 8900 = 3409.32$ m³/j.

Pour l’élaboration du bilan ressources-besoins, il sera supposé que les différents POS seront urbanisés selon une évolution linéaire et que leur horizon de saturation est celui la présente étude, soit 2052.

Le tableau II.10 et la figure II.2 résument le bilan entre besoins et ressources disponibles pour la zone d’étude.

Horizon	Besoins (m ³ /j)				Ressources (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)
	Chef-Lieu Zone Eparse	Ighil Imoula	Thaghouza Athmane Acif Boulma	Total		
l'an 2022	519	297	121	937	3609	2672
l'an 2032	2192	303	124	2619	3609	990
l'an 2042	4385	309	126	4820	3609	-1211
l'an 2052	6577	316	129	7022	3609	-3413

Tableau II.10 : Bilan ressources-besoins

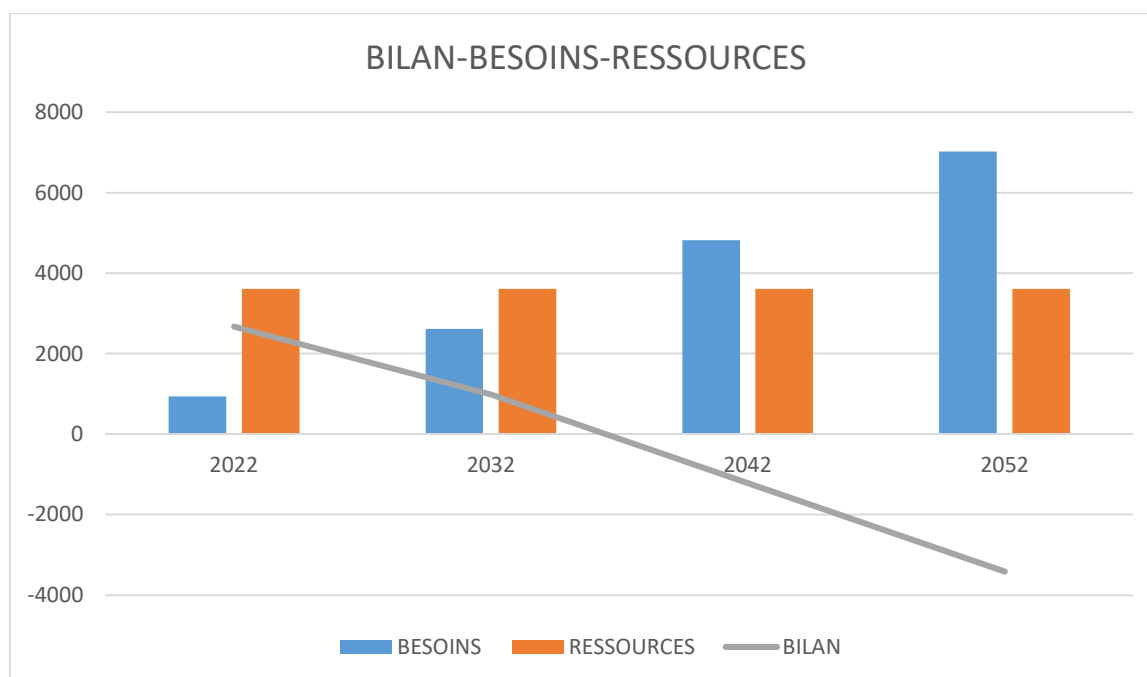


Figure II.2 : Evolution du Bilan Ressources-Besoins

8 CONCLUSION :

Les résultats de calcul montrent que les débits alloués à la zone d'étude peuvent satisfaire les besoins des populations jusqu'à l'an 2034 et cela avec une dotation de 150 l/j/hab avec les majorations dû aux équipements et à la journée de la consommation maximale.

Par conséquent, il est nécessaire à moyen terme (jusqu'à 2032) de rechercher une ressource capable de satisfaire le déficit en eau de la zone d'étude.

De ce fait, il y a lieu de renforcer les sources d'alimentation locales en eau potable en effectuant un piquage au niveau de la conduite principale venant du barrage de Koudiet-Acerdoune.

1 Introduction :

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

2 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer des débits aux heures de pointe, ils permettent de combattre efficacement les incendies les réservoirs offrent les avantages suivants :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- C'est un Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Ils jouent le rôle de relais et de brise charge.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.

3 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème et tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et de l'exploitation. Donc on prend en considération les facteurs suivants :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ce n'est pas le cas pour nos réservoirs (remplissage par pompage).

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour la commune de TIZIN'TLETA.
- Donner aux consommateurs une pression suffisante au moment de pointe.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réservoir.
- L'état du relief de la commune qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - ✓ Simplicité de réalisation du coffrage.
 - ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.

4 Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

5 Classification des réservoirs :

 **Types de réservoirs :** Les réservoirs se distinguent en fonction :

- De leur position par rapport au sol :
 - Réservoirs enterrés.
 - Semi-enterrés.
 - Au sol.
 - Sur tour (surélevé).
- Des matériaux employés :
 - Réservoirs en béton armé.

- Métalliques.
 - En Stratifié Verre Résine.
- De leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués).
- De leur forme :
 - Parallélépipédique.
 - Cylindrique.
 - Conique.
 - Sphérique.
- De leur fonction :
 - **Réservoirs terminaux** : Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différents centres à desservir.
 - **Réservoirs de mise en charge** : Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval
 - **Les bâches de reprises** : Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à alimentation directe en eau des stations de pompes.
- 📌 **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**
 - ❖ Conditions topographiques de la région à desservir ;
 - ❖ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;
 - ❖ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- 📌 **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**
 - ❖ Les facteurs économiques ;
 - ❖ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
 - ❖ Les possibilités d'adaptation au réseau ;
 - ❖ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Si le débit de sortie est identique ou inférieur au débit d'entrer, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon. En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant

Concernant les réservoirs de distribution implantés au sol, semi-enterrés ou enterrés, ils sont construits en béton armé mais les réservoirs sur tour sont de plus en plus abandonnés pour des raisons de coût de construction et de difficultés d'intégration environnementales. Lorsque les réservoirs ne peuvent être implantés en un point haut du site pour assurer la mise en pression de réseau d'adduction ou de distribution, on fait appel à des stations de pompes dont les moteurs des pompes sont équipés de variateurs de vitesse électroniques afin de maintenir une pression constante.

6 Prescriptions sanitaires :

Parmi leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

7 Hygiène et sécurité :

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel);
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de Verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
 - De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir;
 - Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
 - Etre aérés par les orifices de grillage.

8 Equipements des réservoirs :

8.1 Equipements hydrauliques des réservoirs :

Les réservoirs doivent être équipés de :

8.1.1 -Conduite d'arrivée ou d'adduction :

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut-être soit :

Par le haut (chute libre) :

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

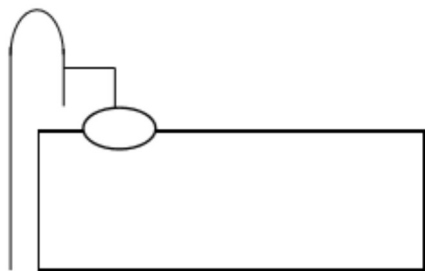


Figure III. 1 : adduction en chute libre

✚ En bas (siphon noyé) :

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir. La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

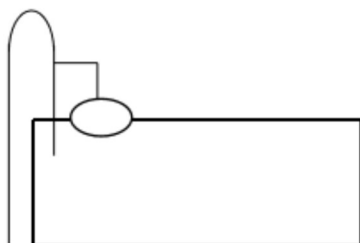


Figure III. 2 : adduction noyée

8.1.2 Conduite de départ ou de distribution :

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite

surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville

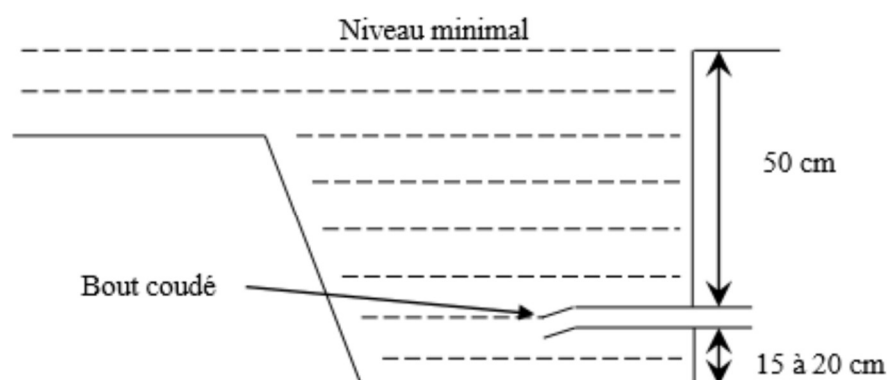


Figure III. 3 : Conduite de distribution

8.1.3 Conduite de trop plein :

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

8.1.4 Conduite de vidange :

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordé à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

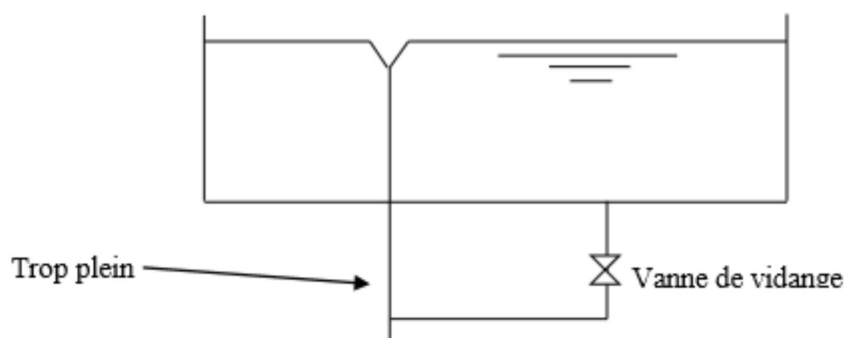
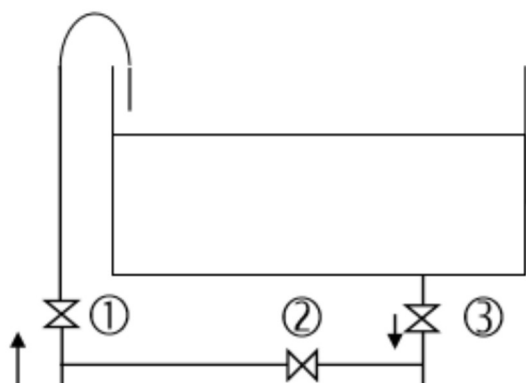


Figure III. 4 : Trop plein et vidange

8.1.5 Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.



- 1- Vanne d'amenée
- 2- By-pass
- 3- Vanne de distribution

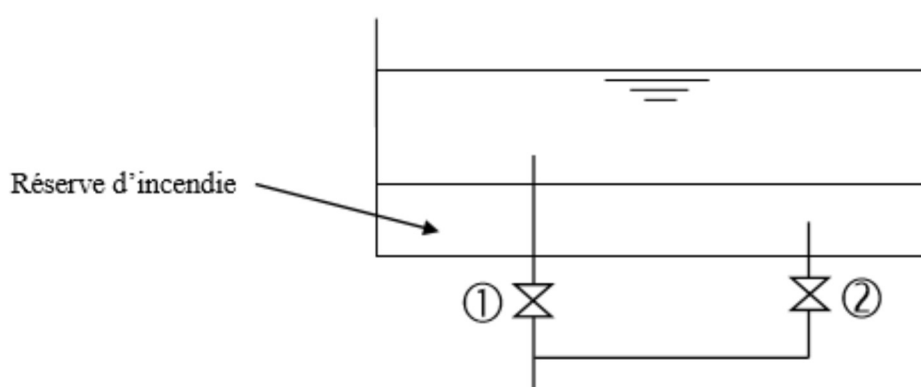
Figure III. 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution

8.1.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

✚ Système a deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie. La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.



- 1- Vanne d'incendie
- 2- Vanne de vidange

Figure III. 6 : Système de deux prises

✚ Système a siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne. Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon. Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçage grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouvert. Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

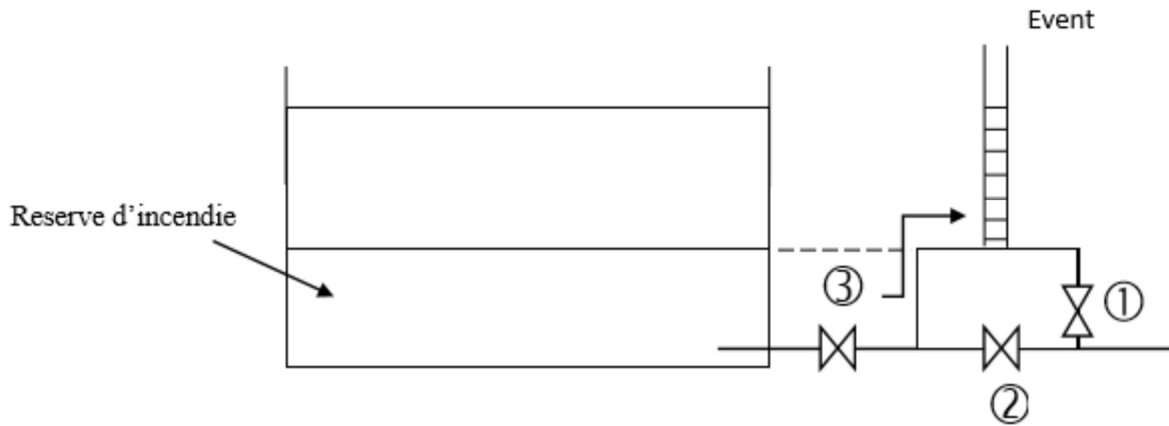


Figure III. 7 : Système à Siphon

8.2 Equipement de nettoyage :

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

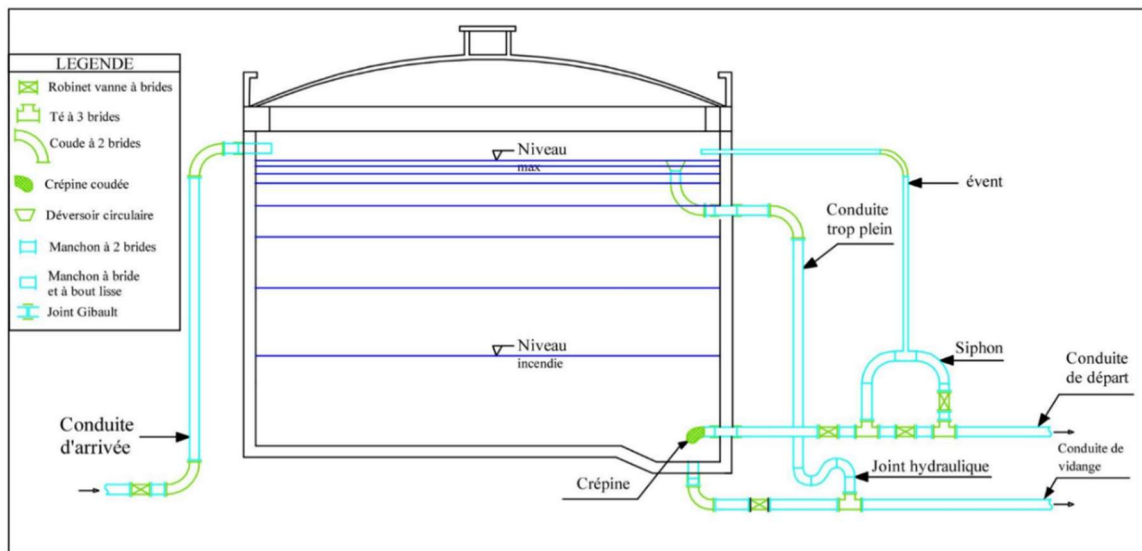


Figure III -8: Coup transversale d'un réservoir

9 Capacité des réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation,

augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

9.1 La méthode analytique :

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{P_{\max j}(\%) * Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{\max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).
- $Q_{\max j}$ = consommation maximale journalière (m³ /j)
- $P_{\max j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%)

9.1.1 Détermination de la valeur de P :

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

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

- la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe I)

- on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée.

- la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.

- on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

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

Avec : $R_{+ \max}$: résidu maximum positif (%).

$R_{- \max}$: résidu minimum négatif (%).

9.2 Méthode graphique :

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{\max} = |\Delta V + | + |\Delta V - | \quad (\text{III.4})$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est de :

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

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.
- V_{\max} : volume maximal de stockage.
- V_{inc} : volume d'incendie (120m³).

10 Réservoirs de stockage :

Le système d'AEP existant est doté de 4 Réservoirs. Un seul réservoir permet de stocker la ressource et la mise en charge des réseaux de distribution, sinon les autres servent comme bête d'aspiration ou comme réservoirs tampons. Les réservoirs visités lors des sorties sur terrain sont présentés comme suit :

10.1 Réservoirs de stockage de Chef-lieu :

Trois réservoirs sont recensés au niveau de l'agglomération chef-lieu :

- Un réservoir situé sud de l'agglomération chef-lieu à une cote de 520 avec une capacité de 150 m³. Ce dernier permet d'alimenter une partie de l'agglomération Chef-lieu (voir le plan du réseau existant)

- Deux réservoirs R500 et R200, situés au nord-ouest de l'agglomération chef-lieu, permettent d'assurer les rôles de : stockage, réservoirs Tampons et bêche d'aspiration.

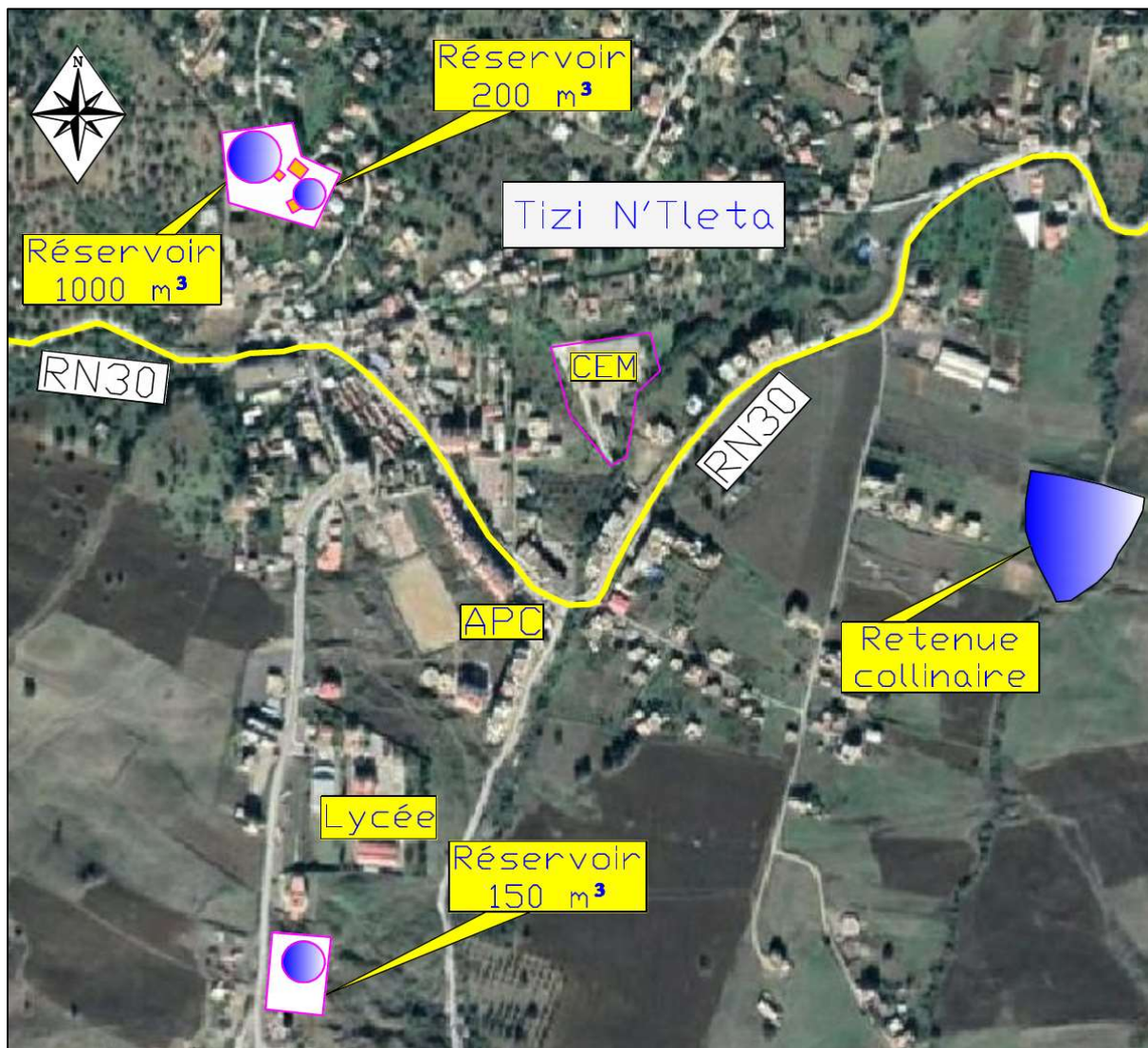


Figure III.9: positions des réservoirs de Chef-Lieu



Figure III.10: illustrations des Réservoirs du Chef-lieu

Les arrivées et les départs des deux réservoirs situés à la station de pompage sont schématisés dans la Figure III.4.

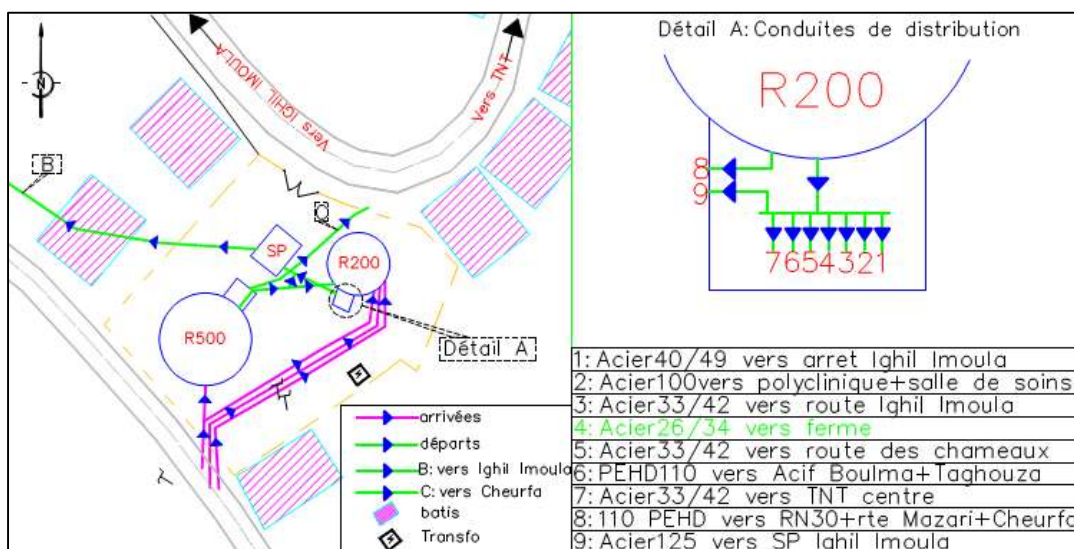


Figure III.11: Arrivées et départs des réservoirs Chef-lieu

- Le réservoir R150 est alimenté par la source de Teboudh via une conduite en PEHD DN90. A cause de la diminution du débit de Teboudh en été et des pertes le long la conduite d'adduction, l'eau n'atteignant le réservoir, ce dernier est mis hors service durant cette période de l'année.

10.2 Réservoirs de stockage d'Ighil Imoula :

Le stockage au niveau du village Ighil Imoula est assuré par deux réservoirs situés à une cote de terrain de 663 mNGA.

- Un réservoir surélevé de 150 m³ de capacité avec une hauteur jusqu'au radier de 10 m.
- Un réservoir au sol désaffecté de 50 m³ de capacité.

Lors de la visite sur site il a été enregistré les remarques suivantes :

- Une conduite de vidange non reliées à un exutoire.
- Tuyauterie à l'intérieur de la cuve rouillée (échelle et trop plein).
- Constructions sous la cuve du réservoir



Figure III.12: Illustrations du réservoir Ighil Imoula

11 Réservoirs de stockage :

La zone d'étude est dotée actuellement de : trois réservoirs de stockage et un réservoir tampon.

$$\text{Stockage: } \begin{cases} R 200 \text{ Chef} - \text{ lieu} \\ R150 \text{ Chef} - \text{ Lieu} \\ R150 \text{ Ighil Imoula} \end{cases} \quad \text{Tampon: } R500 \text{ Chef} - \text{ lieu}$$

Dans cette partie, il sera vérifié la capacité des réservoirs à satisfaire les besoins actuels et futures avec un fonctionnement sous le même schéma d'AEP actuel. Le schéma peut être changé après projection des différents ouvrages.

➤ Les deux Réservoirs : R200 et R150 Chef-Lieu permettent d'alimenter : l'agglomération Chef-Lieu, Zone éparsé, Thagouza Athmane et Acif Boulma.

Selon l'évolution démographique estimée précédemment pour ces zones le nombre d'habitant et le débit maximal journalier évoluent selon le tableau III.1.

	Actuellement (2022)		à saturation des POS	
	Nbre d'habitants	Qmaxj (m ³ /j)	Nbre d'habitants	Qmaxj (m ³ /j)
Thagouza Athmane - Acif Boulma	515	121	547	129
Chef-Lieu - Zone Eparsé	2226	520	28107	6577
TOTAL	2741	641	28654	6706

Tableau III.1 : évolution de nombre d'habitant et de débit maxj pour les zones alimentées par R200 et R150

Pour une capacité de stockage totale de 350 m³, seulement 200 m³ sont utilisés pendant la période d'été à cause de la diminution de l'arrivée de Teboudh pendant cette période. Par conséquent, la vérification de la capacité de stockage pour les conditions actuelles s'effectuera seulement pour R200.

Le débit à l'entrée du R200 et de R500 est la différence entre le volume reçu depuis la station d'Iouallallene et le volume véhiculé vers SR1 de la chaîne de pompage de Cheurfa comme montré sur le schéma de la figure III.13

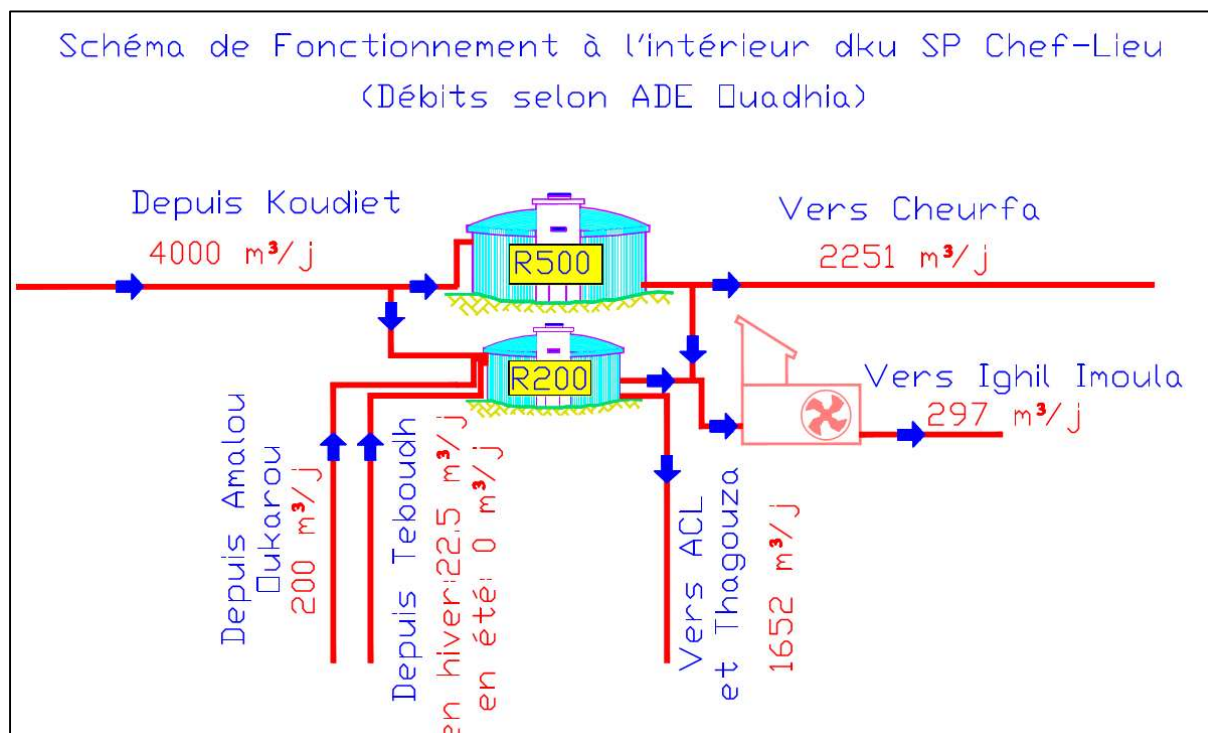


Figure III.13 : Schéma synoptique du fonctionnement à l'intérieur du SP Chef-Lieu
La vérification de la capacité de stockage est effectuée seulement pour l'horizon actuel. Tandis que pour l'horizon futur le stockage sera estimé suivant le schéma d'AEP adopté.

Heure	Courbe de consommation Dom (%)	arrivée SP Iouallalen (m ³ /h)	Arrivée Amalou Oukarou (m ³ /h)	départ vers Cheurfa (m ³ /h)	départ ighil imoula (m ³ /h)	Consommation ACL et Thagouza (m ³ /h)	différence arrivée et départ (m ³ /h)	volume résiduelle (m ³ /h)
00—01	1	235.29	33.33	93.79	33.00	16.5	125.3	125
01—02	1	235.29	33.33	93.79	33.00	16.5	125.3	251
02—03	1	235.29	33.33	93.79	33.00	16.5	125.3	376
03—04	1	235.29	33.33	93.79	33.00	16.5	125.3	501
04—05	2	235.29	33.33	93.79	33.00	33.0	108.8	610
05—06	3	235.29	33.33	93.79	33.00	49.6	92.3	702
06—07	5	235.29	0.00	93.79	33.00	82.6	25.9	728
07—08	6.5	235.29	0.00	93.79	33.00	107.4	1.1	729
08—09	6.5	235.29	0.00	93.79	33.00	107.4	1.1	730
09—10	5.5	235.29	0.00	93.79	0.00	90.9	50.6	781
10—11	4.5	235.29	0.00	93.79	0.00	74.3	67.2	848
11—12	5.5	235.29	0.00	93.79	0.00	90.9	50.6	899
12—13	7	235.29	0.00	93.79	0.00	115.6	25.9	925
13—14	7	235.29	0.00	93.79	0.00	115.6	25.9	951
14—15	5.5	235.29	0.00	93.79	0.00	90.9	50.6	1001
15—16	4.5	235.29	0.00	93.79	0.00	74.3	67.2	1068
16—17	5	235.29	0.00	93.79	0.00	82.6	58.9	1127
17—18	6.5	0.00	0.00	93.79	0.00	107.4	-201.2	926

Heure	Courbe de consommation Dom (%)	arrivée SP Iouallallen (m ³ /h)	Arrivée Amalou Oukarou (m ³ /h)	départ vers Cheurfa (m ³ /h)	départ ighil imoula (m ³ /h)	Consommation ACL et Thaghouza (m ³ /h)	différence arrivée et départ (m ³ /h)	volume résiduelle (m ³ /h)
18—19	6.5	0.00	0.00	93.79	0.00	107.4	-201.2	725
19—20	5	0.00	0.00	93.79	0.00	82.6	-176.4	549
20—21	4.5	0.00	0.00	93.79	0.00	74.3	-168.1	380
21—22	3	0.00	0.00	93.79	0.00	49.6	-143.4	237
22—23	2	0.00	0.00	93.79	0.00	33.0	-126.8	110
23—24	1	0.00	0.00	93.79	0.00	16.5	-110.3	0
	100	4000	200	2251	297	1652	Résidu max (m ³)	1127.3
							Volume incendie (m ³)	120
							Volume nécessaire (m ³)	1247.3
							Volume Existant (m ³)	700
							déficit (m ³)	547.3

Tableau III.2 : Estimation de stockage nécessaire pour le système d’AEP existant

Pour un fonctionnement selon les débits horaires présentés dans le tableau III.2, le stockage actuel est caractérisé par un déficit de 547.3m³.

12 Réservoir Projeté :

Cet ouvrage permettra d’alimenter une partie importante de l’agglomération Chef-Lieu, notamment les zones concernées par les extensions projetées dans le PDAU. Comme, il permettra la mise en charge de la partie du réseau caractérisée actuellement par un manque en terme de pression.

A ce stade de l’étude, le site de la projection du réservoir sera choisi uniquement sur des considérations techniques surtout les pressions dans le réseau et les possibilités de sécurisation après interconnexion avec les ouvrages existants. Après exposé de la présente phase (étude préliminaire) et avec la participation des services concernés, un site final sera arrêté.

La détermination de la capacité de l’ouvrage dépend de sa position dans le système d’AEP futur. Dans la Figure III.14, sont présentées les zones à alimenter par le réservoir projeté.

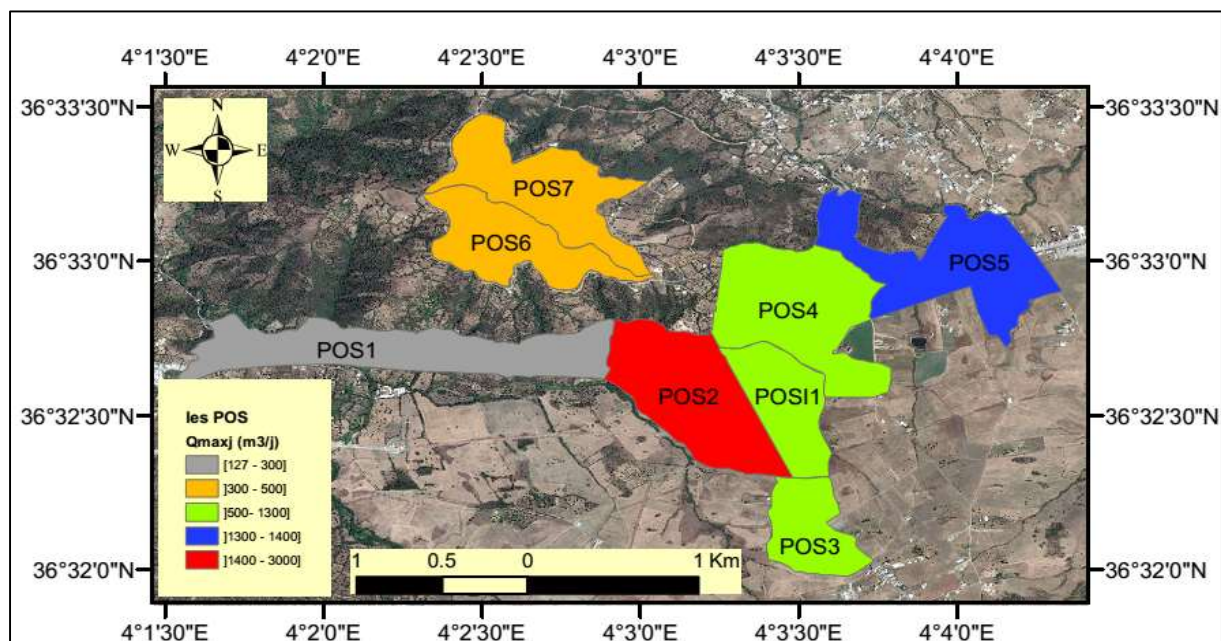


Figure III.14: répartition de Q_{maxj} à l'horizon de saturation des POS

Le volume du réservoir est calculé suivant une régularisation réalisée avec un régime de consommation déterminé d'après selon le Tableau III.3 Pour l'estimation du volume de réservoir, l'alimentation de l'agglomération chef-lieu est divisée en deux secteurs. Le secteur Nord, situé au nord de la route nationale N°30 sera alimenté à partir de R200 existant. Le secteur Sud, situé au sud la RN30 sera alimenté à partir du réservoir projeté. Suivant la division prévue dans le PDAU, chaque secteur alimentera les POS suivants :

- Secteur Nord {
 - POS 4* ⇒ 4898 Habitants
 - POS 5* ⇒ 5944 Habitants
 - Thaghouza et Acif Boulma* ⇒ 545 Habitants

- Secteur Sud {
 - POS I1* ⇒ 2267 Habitants
 - POS 2* ⇒ 9757 Habitants
 - POS 3* ⇒ 5245 Habitants

Le nombre d'habitants concernés par ce réservoir est de : 17269 habitants.

Le volume de réservoir projeté est résumé dans le Tableau III.3.

	Qmaxj	Heure	Cons (% de Qmaxj)	Arrivée (m³/h)	Consommation (m³/h)	différence arrivée et départ (m³/h)	volume résiduel (m³)	
(l/s)	46.75	00--01	1.5	201.95	60.6	141.4	141.4	
(m³/j)	4039.0	01--02	1.5	201.95	60.6	141.4	282.7	
		02--03	1.5	201.95	60.6	141.4	424.1	
Tps (heure)	20	03--04	1.5	201.95	60.6	141.4	565.5	
Q arrivée (m³/h)	201.95	04--05	2.5	201.95	101.0	101.0	666.4	
		05--06	3.5	201.95	141.4	60.6	727.0	
		06--07	4.5	201.95	181.8	20.2	747.2	
		07--08	5.5	201.95	222.1	-20.2	727.0	
		08--09	6.25	201.95	252.4	-50.5	676.5	
		09--10	6.25	201.95	252.4	-50.5	626.0	
		10--11	6.25	201.95	252.4	-50.5	575.6	
		11--12	6.25	201.95	252.4	-50.5	525.1	
		12--13	5	201.95	202.0	0.0	525.1	
		13--14	5	201.95	202.0	0.0	525.1	
		14--15	5.5	201.95	222.1	-20.2	504.9	
		15--16	6	201.95	242.3	-40.4	464.5	
		16--17	6	201.95	242.3	-40.4	424.1	
		17--18	5.5	201.95	222.1	-20.2	403.9	
		18--19	5	201.95	202.0	0.0	403.9	
		19--20	4.5	201.95	181.8	20.2	424.1	
		20--21	4	0.00	161.6	-161.6	262.5	
		21--22	3	0.00	121.2	-121.2	141.4	
		22--23	2	0.00	80.8	-80.8	60.6	
		23--24	1.5	0.00	60.6	-60.6	0.0	
			100		4039.0	Résidu max	747.2	
							Volume incendie (m³)	120
							Volume nécessaire (m³)	867.2
							Volume Existant (m³)	0
							Volume projeté (m³)	1000

Le volume de réservoir projeté est de 1000 m³	
---	--

Tableau III.3: Estimation de Volume de stockage projeté

13 Conclusion :

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question. L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire des stations de pompage et réservoirs tampon, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (refoulement-gravitaire). Les réservoirs projetés seront de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie de terrain de notre zone d'étude.

1 Introduction :

L'acheminement de l'eau pour les réseau d'alimentation en eau potable peut avoir une adduction par pompage, gravitaire ou mixte. Le transfert d'eau à partir du point de piquage de la conduite principale venant de barrage Koudiet-Acerdoune.

Afin de satisfaire les besoins en eau potable de la commune concernée (TIZI N'TLETA), il est impératif de choisir le meilleur tracé du système d'adduction du point de vue technico-économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (gravitaire- refoulement).

2 Type d'adduction :

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

- ❖ Adduction gravitaire .
- ❖ Adduction par refoulement.
- ❖ Adduction mixte.

2.1 Adduction gravitaire :

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

2.2 Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

2.3 Adduction mixte :

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

3 Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

3.1 Ecoulement a surface libre :

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

3.2 Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement. (C'est le cas dans notre projet).

4 Choix du tracé :

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisi d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économique telle que :

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

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

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

5 Choix du type des conduites :

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).
 - Conduite en PRV

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

❖ Conduites en PEHD :

✓ Avantage :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriétés hydrauliques.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD.

❖ Conduite en fonte :

✓ Avantage :

- Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité ;

- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Un ensemble homogène complet ;
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique ;
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés)
- Montage simple

6 Etude technico-économique des conduites :

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 qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

6.1 Calcul du diamètre économique de la conduite :

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit max. en situation future.

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

-Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$

-Formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q}$

D : Diamètre de la conduite (m).

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

6.2 Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV.1})$$

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

D : Diamètre de la conduite (m)

6.3 Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes :

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

6.3.1 Les pertes de charges linéaires :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV.2})$$

ΔH_l : pertes de charge linéaires en (m)

L : longueur de la conduite (m).

g : accélération de la pesanteur (g=9.81 m/s²)

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

I: gradient hydraulique en (m/m)

La détermination de λ a été affinée par les chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,52}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

Re : nombre de Reynolds = VD/ ν ,

K : paramètre lié à la rugosité de la paroi

ν :viscosité cinématique.

6.3.2 les pertes de charge singulières :

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets, ...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD : $H_S = 0.1 \times H_L$
- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte : $H_S = 0.15 \times H_L$

6.3.3 Les pertes de charge totales :

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

- Pour le PEHD : $J_T = 1.10 \times H_L = 1.1 \times J \times L$
- Pour la fonte : $J_T = 1.15 \times H_L = 1.15 \times J \times L$

6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :

Elle présente la somme des pertes de charge linéaires et singulières : $H_{mt} = H_g + J_T$

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

J_T : pertes de charges totales (m)

6.5 Puissance de pompage :

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \quad (IV.4)$$

- P : puissance absorbée par la pompe (kw).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : Débit à transiter (m^3 /s).
- η : le rendement de la pompe en %.

6.6 Energie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times t \times 360 \quad (IV.5)$$

E : Energie consommée par la pompe (kwh) .

P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).

t : temps de pompage (h).

6.7 Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (IV.6)$$

Avec :

F_{am} : Frais d'amortissement (Da).

P_u : prix du revient de la conduite (Da/ml) qui est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire. (Voir l'annexe).

L : Longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.7)$$

i : Taux d'intérêt annuel (annuité).

n : nombre d'années d'amortissement .

6.8 Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.8)$$

7 Calcul des conduites gravitaires :

Pour le calcul des conduites, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charges (J).
- Le diamètre (D)

La différence entre les deux côtes sera la charge H_d disponible, cette dernière sera égale à charge nécessaire pour vaincre les frottements. La ligne piézométrique joignant les points extrêmes ; de départ et d'arrivée aura donc pour pente j , et la perte de charge unitaire acceptable pour l'écoulement est $J = H_t \times 1.1 \times L$ si la conduite est en PEHD. Avec Q et J , on cherchera le diamètre D qui écoulera ce débit Q avec des pertes de charge J_t . Si la vitesse n'est pas vérifiée, alors on choisira un autre diamètre D avec une vitesse acceptable.

8 Projections et variantes proposées :

La projection d'un système d'AEP permettant de remédier aux insuffisances actuelles et de satisfaire les besoins futurs est étroitement liée aux :

- Positions des ouvrages de mobilisation pouvant être exploités dans le cadre de l'étude.
- Positions des ouvrages de stockages des différentes agglomérations de la zone d'étude.
- Les parties caractérisées par des consommations importantes.
- Les possibilités de sécurisation de l'alimentation des différentes parties de la zone d'étude.

Selon ces derniers critères et le travail effectué dans les trois premiers chapitres, deux variantes de schéma d'AEP sont projetées pour satisfaire les besoins en eau de la zone d'étude.

➤ Variante N°01 :

Comme présenté dans la figure IV.1, pour cette première variante il est prévu :

- De garder le schéma d'alimentation existant.
- Rénover les adductions en mauvais état.
- Projeter un ouvrage de stockage au sud de la zone d'étude.
- Projeter une adduction entre la station de pompage de chef-lieu et l'ouvrage de stockage projeté.

➤ **Variante N°02 :**

Les projections proposées dans la deuxième variante sont les mêmes que pour la première concernant le remplacement des ouvrages en mauvais état et la projection d'un ouvrage de stockage au sud de la zone d'étude. Mais pour le renforcement de la zone d'étude en terme de débit, une nouvelle adduction est projetée directement entre la station de pompage Iouallallene et l'ouvrage de stockage projeté (figure IV.2).

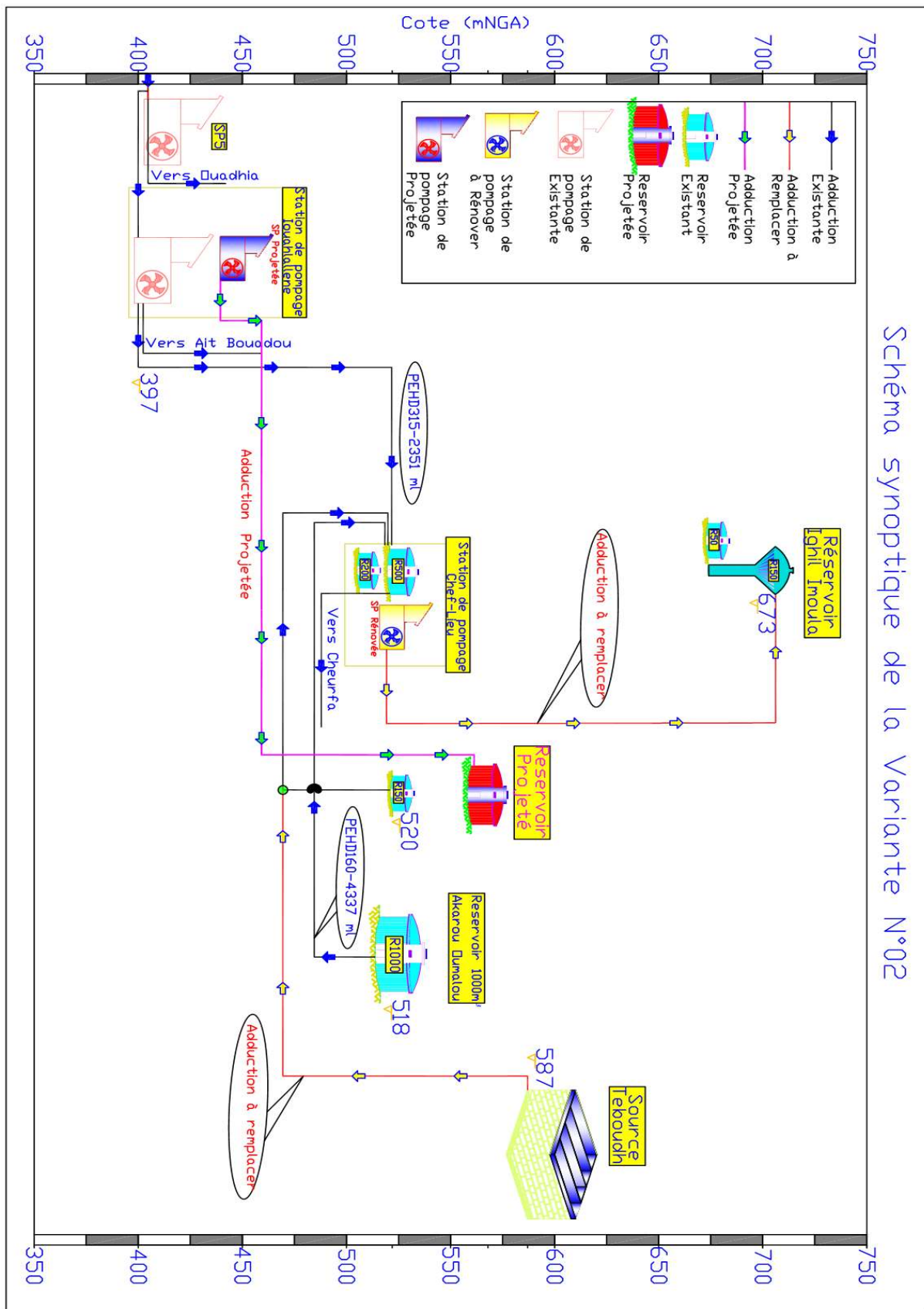


Figure IV.2 : Schéma synoptique de la variante N°02

9 Dimensionnement et choix des variantes :

9.1 -Variante N°1 :

Les ouvrages concernés par le dimensionnement dans cette partie sont :

- Adduction Chef-Lieu – Réservoir projeté
- Adduction Chef-Lieu – Ighil Imoula
- Adduction Teboudh – Chef-Lieu
- Réseau Chef-Lieu

9.1.1 Adduction Chef-Lieu – Réservoir projeté :

Cette Adduction permettra d'alimenter la partie de l'agglomération Chef-Lieu située au sud la route nationale N°30, à savoir ; POS11, POS2 et le POS3. Le débit totale journalier pour ces zones est de : $530+2282+1227 = 4039 \text{ m}^3/\text{j}$. Avec un temps de fonctionnement de 20 h par jour, le débit à refouler est de : $4039/20 = 201.95 \text{ m}^3/\text{h} = 56.1 \text{ l/s}$. ce débit sera pompé sur une longueur de 2073 ml et une hauteur géométrique de 138.73 m.

Le calcul des caractéristiques de la conduite et des pompes de refoulement sont réalisées sur la base d'une étude technico-économique comprend les caractéristiques hydrauliques de fonctionnement de l'adduction et le bilan entre le cout de la réalisation et d'exploitation des ouvrages. Pour la réalisation des calculs la formule de Hazen et William est utilisée avec l'estimation des pertes de charges singulières à 15 % de la perte de charge linéaire.

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux IV.1 et IV.2

PEHD PN16	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
160	0.1308	56.1	4.18	515442	0.018705859	0.15261864	2073	316.38	455
200	0.1636	56.1	2.67	412101	0.017758791	0.04733317	2073	98.12	237
250	0.2046	56.1	1.71	329520	0.016882331	0.01470865	2073	30.49	169
315	0.2578	56.1	1.08	261520	0.016042962	0.00440087	2073	9.12	148
400	0.3274	56.1	0.67	205925	0.01523917	0.00126543	2073	2.62	141
500	0.4092	56.1	0.43	164760	0.014542379	0.00039594	2073	0.82	140

Tableau IV.1 : Résultats de calcul de l'HMT de la pompe.

N-B : Les diamètres de DN=160mm, DN=200mm, DN=250mm, DN=500 mm ne font pas l'objet de calculs économiques car ils ne vérifient pas la condition de la vitesse de l'écoulement : $0,5 \text{ m/s} \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$

DN	Bilan		
	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan
160	526783.358	9141967	9 668 749.98
200	827245.638	4757745	5 584 990.56
250	1279887.8	3399219	4 679 106.35
315	1939323.69	2969989	4 909 313.03
400	3132753.89	2839425	5 972 179.27
500	4884076.56	2803219	7 687 295.34

Tableau IV.2 : Bilan entre les coûts de la réalisation et les frais de l'exploitation

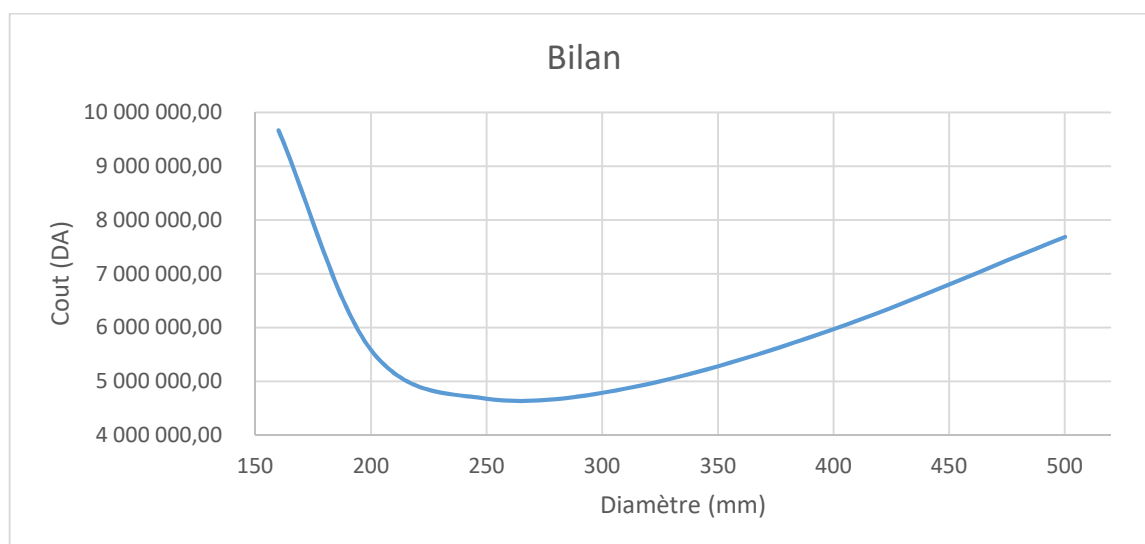


Figure IV.3 : présentation du Bilan des coûts de réalisation et des frais d'exploitation

Selon la courbe de la figure IV. 3, le diamètre optimal est de 275 mm, donc le diamètre normalisé est de 315 mm avec une HMT des pompes de 148 m et un débit de 56.1 l/s.

Le profil piézométrique de fonctionnement de la conduite est présenté dans la figure IV.4.

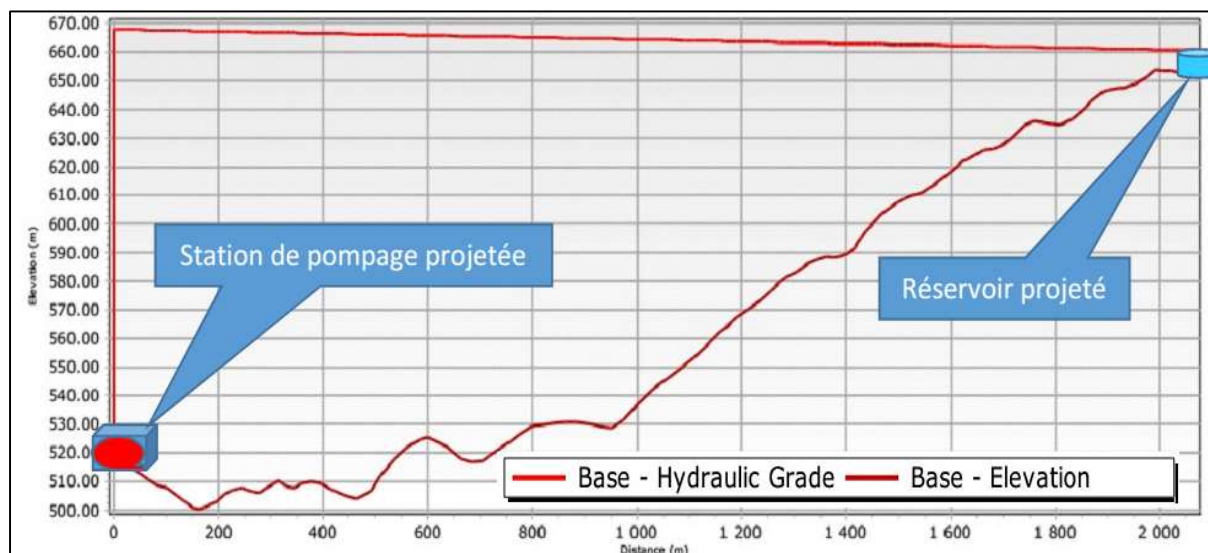


Figure IV.4: profil piézométrique de l'adduction projetée

9.1.2 Adduction Chef-Lieu – Ighil Imoula :

Cette conduite est projetée pour remplacer l'adduction actuelle en mauvais état. L'adduction l'exploitation de l'adduction existante est difficile sur plusieurs tronçons à cause de son passage sous bâtisses et dans des zones difficiles d'accès. Par conséquent, un nouveau tracé est proposé pour la réalisation de la nouvelle adduction.

A l'horizon de 2052 l'adduction assurera un débit max journalier de : 316 m³/j, soit 4.38 l/s pour un temps de pompage de 20h, sur une longueur de 1408 ml (nouveau tracé) avec une différence de cote de 166 ml

Les résultats de calcul de diamètre et de la HMT des pompes sont présentés dans les tableaux IV.3 et IV.4

PEHD PN16	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
63	0.0514	4.38	2.11	102408	0.023608221	0.12529647	1408	176.42	343
75	0.0614	4.38	1.48	85729	0.022536975	0.04917506	1408	69.24	236
90	0.0736	4.38	1.03	71519	0.021518205	0.01897178	1408	26.71	193
110	0.09	4.38	0.69	58487	0.020466249	0.00659959	1408	9.29	176
125	0.1022	4.38	0.53	51505	0.019840774	0.0033884	1408	4.77	171
160	0.1308	4.38	0.33	40243	0.018705859	0.00093032	1408	1.31	168

Tableau IV.3 : Résultats de calcul de l'HMT de la pompe.

DN	Bilan		
	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan
63	62850.1459	532060	594 910.22
75	88347.2006	366261	454 608.02
90	115693.956	300475	416 169.32
110	171658.874	273528	445 186.49
125	218918.092	266533	485 451.47
160	357795.933	261179	618 975.37

Tableau IV.4: Bilan entre les couts de la réalisation et les frais de l'exploitation

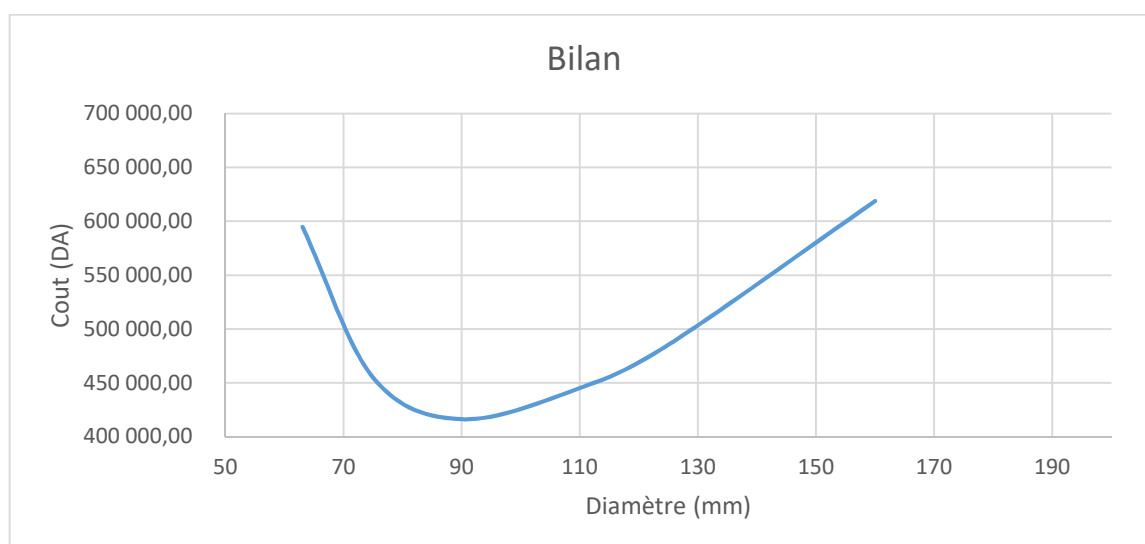


Figure IV.5: présentation du Bilan des couts de réalisation et des frais d'exploitation

Selon la courbe de la figure IV.5, le diamètre optimal est de 90 mm avec une HMT des pompes de 193 m et un débit de 4.38 l/s.

Le profil piézométrique présenté dans la figure IV.6, permet de vérifier la pression de chaque point de la conduite et la position de la ligne de charge par rapport au terrain naturel.

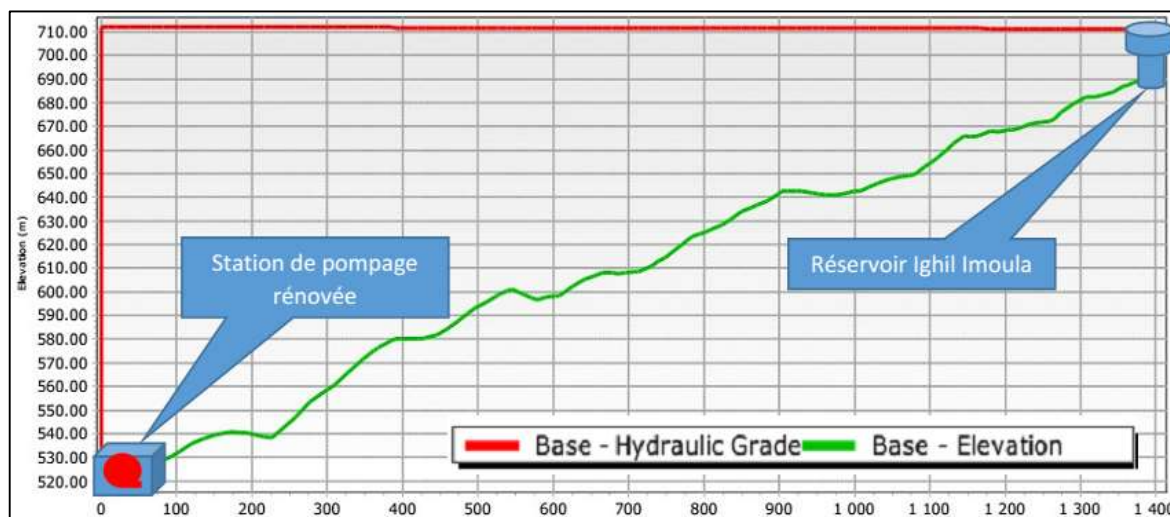


Figure IV.6 : Profil piézométrique de l'adduction Chef-lieu – Ighil Imoula

9.1.3 Adduction Teboudh – Chef-Lieu :

Cette adduction permettra de renforcer la consommation de la zone d'étude en période hivernale et de préserver les autres ressources (dans le barrage) pour les périodes sèches. Comme elle permettra de sécuriser l'alimentation de la zone d'étude en cas de panne sur les autres arrivées.

Le débit maximal à véhiculer par la conduite d'adduction est de $540 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 6.25 l/s et cela sur une longueur de 7365 m jusqu'à la station de pompage existante.

Pour le choix du diamètre à projeter pour la partie en mauvais état, il faut tenir compte des parties en PEHD rénovées récemment (voir la présentation du système actuel).

Les résultats de calcul pour le choix du diamètre sont présentés dans le tableau IV.5

PEHD PN16	Diamètre Inter (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	Λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	H disponible (m)	charge résiduelle à l'arrivée (m)
90	0.0736	6.25	1.47	102053	0.021518205	0.039	7365	284.51	44	-240.51
110	0.09	6.25	0.98	83457	0.020466249	0.013	7365	98.97	44	-54.97
125	0.1022	6.25	0.76	73494	0.019840774	0.007	7365	50.81	44	-6.81
160	0.1308	6.25	0.47	57424	0.018705859	0.002	7365	13.95	44	30.05
200	0.1636	6.25	0.30	45911	0.017758791	0.001	7365	4.33	44	39.67
250	0.2046	6.25	0.19	36711	0.016882331	0.000	7365	1.34	44	42.66

Tableau IV.5: Résultats de Calcul pour la détermination du diamètre optimal pour l'adduction Teboudh

Pour une adduction en PEHD et la charge disponible (44 m), le diamètre optimal est DN 160.



Figure IV.7: Profil Piézométrique de l'adduction Teboudh – Chef-Lieu

Cette adduction permettra d'assurer un débit de 5 l/s pour le réservoir 150 m³ de Chef-Lieu en cas de fermeture de départ vers R200.

9.2 Variante N°2 :

Les ouvrages concernés par le dimensionnement dans cette partie sont :

- Réservoir projeté
- Adduction SP Iouallalene – Réservoir projeté
- Adduction Chef-Lieu – Ighil Imoula
- Adduction Teboudh – Chef-Lieu
- Réseau Chef-Lieu

La différence existante entre les deux variantes est l'adduction entre la ressource à mobiliser et le réservoir projeté. Pour cela, dans cette variante seulement l'adduction entre la station de pompage Iouallalene et le réservoir projeté sera dimensionnée.

L'adduction aura pour objectif le transport du débit max journalier de secteur Sud du réseau, à savoir : POSI1, 02, 03. Le débit à pomper est de : $530 + 2282 + 1227 = 4039 \text{ m}^3/\text{j}$. Avec un temps de fonctionnement de 20 h par jour, le débit à refouler est de : $4039/20 = 201.95 \text{ m}^3/\text{h} = 56.1 \text{ l/s}$.

Vue l'importance de la hauteur géométrique (240 m), le matériau proposé pour le choix du diamètre est l'acier Epoxy PN40.

Les résultats de calculs pour le choix du diamètre avantageux sont présentés dans les tableaux IV.6 et IV.7

Diamètre Extr (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre Inter (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
219.1	5.6	0.2079	56.1	1.65	324289	0.01682212	0.01352935	2878	38.94	279
273.1	6.3	0.2605	56.1	1.05	258809	0.01600661	0.00416802	2878	12.00	252
323.9	7.1	0.3097	56.1	0.75	217694	0.01542061	0.00169069	2878	4.87	245
355.6	8	0.3396	56.1	0.62	198527	0.01512147	0.00104574	2878	3.01	243
406.4	8.8	0.3888	56.1	0.47	173405	0.01469787	0.00051676	2878	1.49	241
457	10	0.437	56.1	0.37	154279	0.01434613	0.00028119	2878	0.81	241

Tableau IV.6: Résultats de Calcul du Diamètre

Bilan			
Diamètre	F _{amort} (DA)	F _{exploit} (DA)	Bilan
219.1	2 133 662.86	5 603 141.69	7 736 804.55
273.1	2 286 067.35	5 061 947.13	7 348 014.48
323.9	2 743 280.82	4 918 728.82	7 662 009.64
355.6	3 048 089.80	4 881 443.23	7 929 533.03
406.4	3 615 034.50	4 850 862.11	8 465 896.62
457	4 267 325.72	4 837 243.08	9 104 568.80

Tableau IV.7: Bilan entre exploitation et amortissement

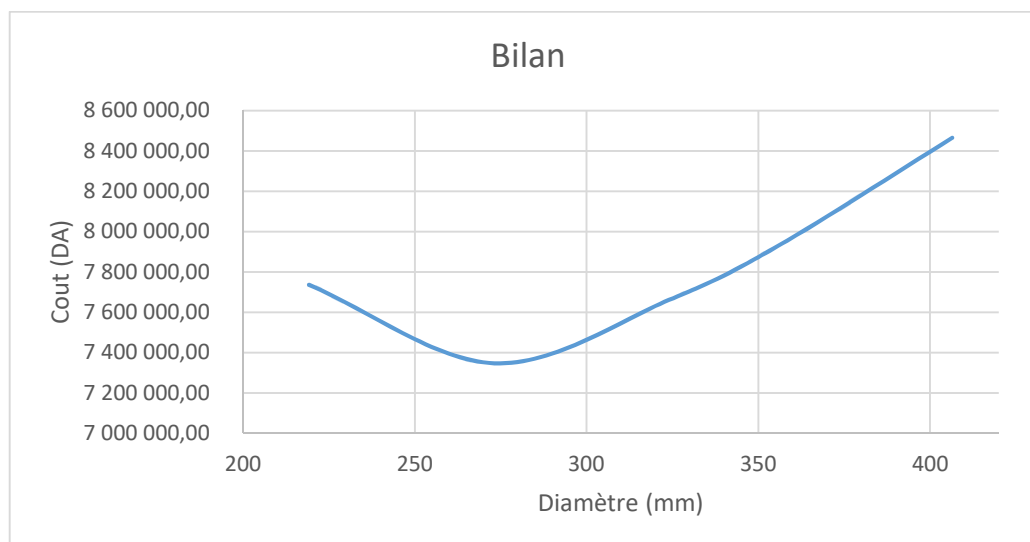


Figure IV.8: Courbe de Bilan entre Amortissement et exploitation

Selon la courbe de la figure IV.8, le diamètre optimal est de 273.6 mm (ext) avec une épaisseur de 6.1 mm avec une HMT des pompes de 252 m et un débit de 56.1 l/s.

Le profil piézométrique présenté dans la figure IV.9, permet de vérifier la pression de chaque point de la conduite et la position de la ligne de charge par rapport au terrain naturel.

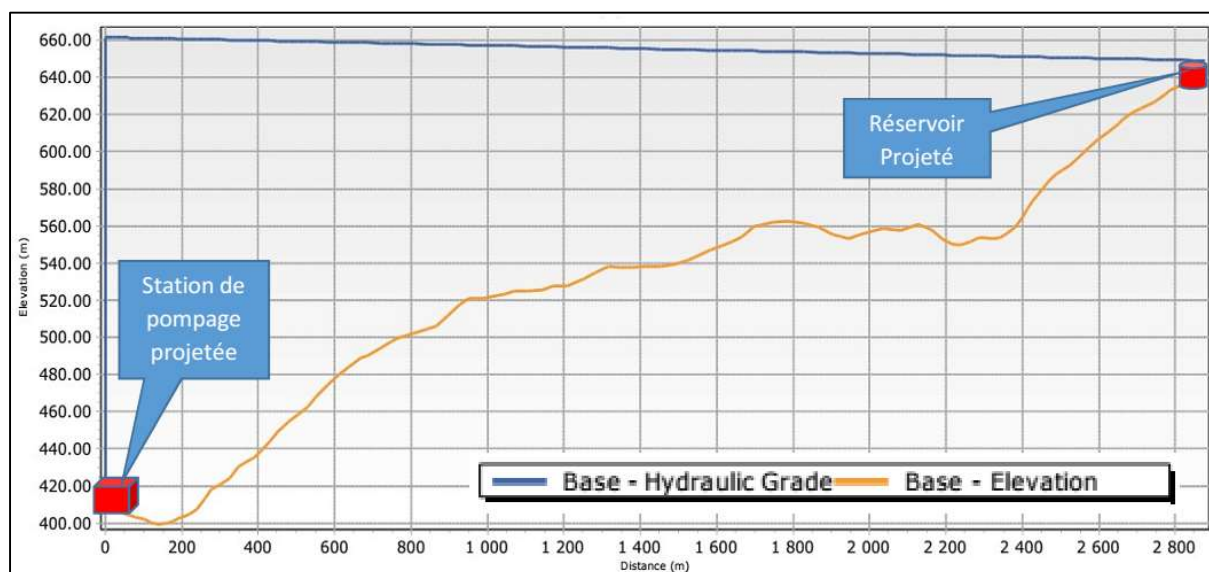


Figure IV.9 : Profil Piézométrique de l'adduction SP Iouallallene - R projeté

10 Analyse et choix des variantes :

La comparaison entre les deux variantes comprend deux parties :

- Une comparaison économique
- Une comparaison technique

Selon les projections, l'ouvrage faisant la différence entre les deux variantes est l'adduction d'amenée pour l'alimentation de réservoir projeté.

La comparaison des deux adductions est résumée dans le tableau IV.8.

Caractéristiques	Adduction Variante N°01 Chef-lieu – R projeté	Adduction Variante N°02 SP Iouallallene – R projeté
Longueur (m)	2073	2878
Diamètre (mm)	315	273.6
Matériau (mm)	PEHD PN16	Acier PN40
HMT des pompes (m)	148	252
Salle des pompes	à projeter	à projeter

Tableau IV.8 : comparaison des adductions d'amenée

Selon les caractéristiques du tableau IV.8, la variante N°01 est économiquement la plus avantageuse.

Techniquement, Les avantages et les inconvénients des deux variantes sont résumés dans le tableau IV.9.

	Avantages	Inconvénients
Variante N°01	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Faibles HMT des pompes ➤ Longueur de l'adduction moins importante 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Espace insuffisant pour la réalisation de la salle des pompes ⇒ nécessité d'expropriation. ➤ Impact sur les quotas de Cheurfa et Ait Abd El Moumene ➤ Manque de sécurisation de système
Variante N°02	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Sans impact sur les quotas des autres agglomérations de la commune ➤ Permet d'assurer une meilleure gestion des ressources de la commune ➤ Permet de sécuriser l'alimentation de système d'AEP projeté et d'autres agglomérations de la commune ➤ La station de pompage projetée ne pose pas le problème de la disponibilité des terrains. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ HMT des pompes et Pression Nominale des conduites supérieures à la variante N°01.

Tableau IV.9: Avantages et inconvénients techniques des deux variantes

11 CONCLUSION :

La comparaison des avantages et des inconvénients des deux variantes, permet de constater l'avantage qu'offre la deuxième variante pour la gestion et la sécurisation de l'alimentation d'une grande partie de la commune de Tizi N'Tleta.

L'avantage de la HMT offert par la première variante est seulement sur l'adduction projetée dans la présente étude, mais pour le schéma total, l'eau est pompée à partir la station d'Iouahllallene pour les deux variantes.

Vu les avantages techniques qu'offre la variante N°2, nous recommandons comme schéma d'AEP, le système projeté dans cette dernière.

1 INTRODUCTION :

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitaire ment. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînants.

2 Classification des pompes :

Les pompes peuvent être classées comme suit :

- ❖ Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement
- ❖ Les turbopompes : Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Et les turbopompes se subdivisent en :

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

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue :
 - ✚ Pompes centrifuges radiales.
 - ✚ Pompes centrifuges axial.
- Suivant la forme du corps de la pompe :
 - ✚ Pompe à volute ou colimaçon.
 - ✚ A diffuseur circulaire ou type burine.
- Suivant le nombre de roue :
 - ✚ Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m

d'eau;

- ✚ Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaine

de mètres.

- Suivant la position de son axe :

- ✚ Pompe à axe horizontal ;
- ✚ Pompe à axe vertical.

3 Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes.

Dans les turbopompes une roue (rotor), munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation (arbre moteur), fournit au fluide l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (stator). Les turbopompes et les pompes centrifuges sont distinguées suivant la forme de la roue Cf. Figure 2 Figure 3.

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



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

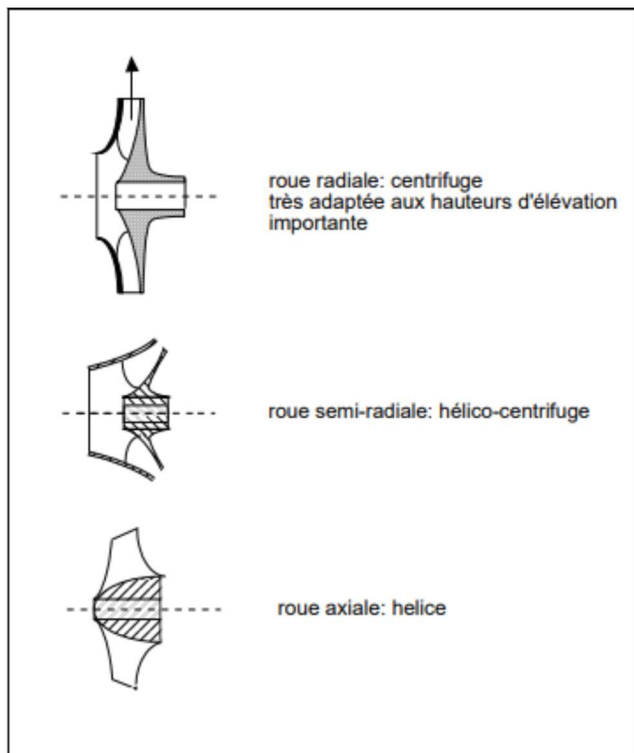


Figure V. 2 : Forme de la roue des turbopompes

4 Etanchéité d'une pompe centrifuge :

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

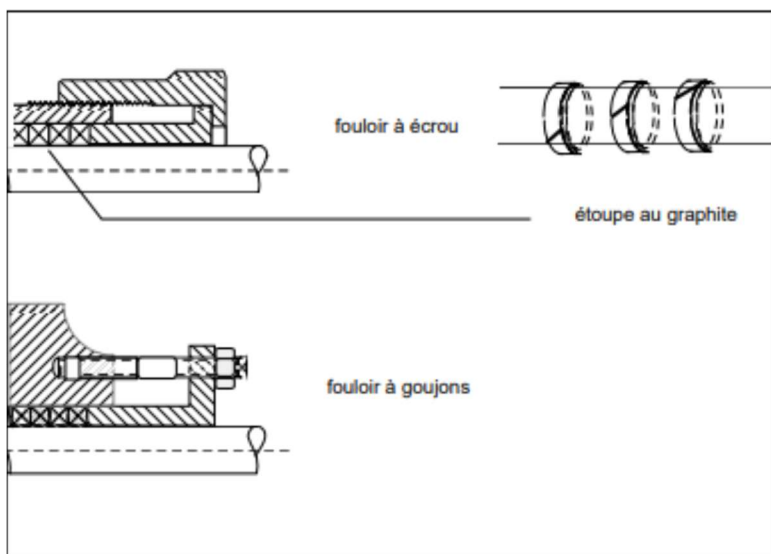


Figure V. 3 : presse étoupe

5 Couplage des pompes :

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

5.1 Couplage en série :

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

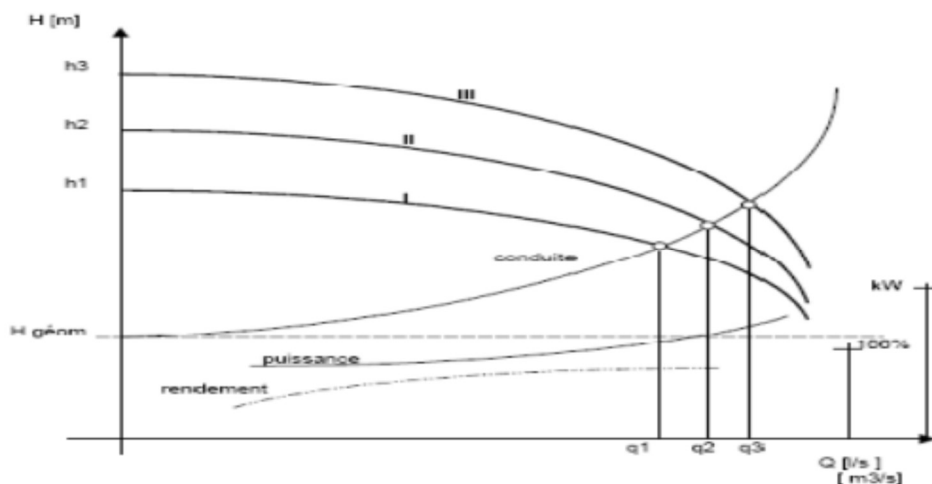


Figure V. 4 : Pompes en série

5.2 Couplage en parallèle :

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

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

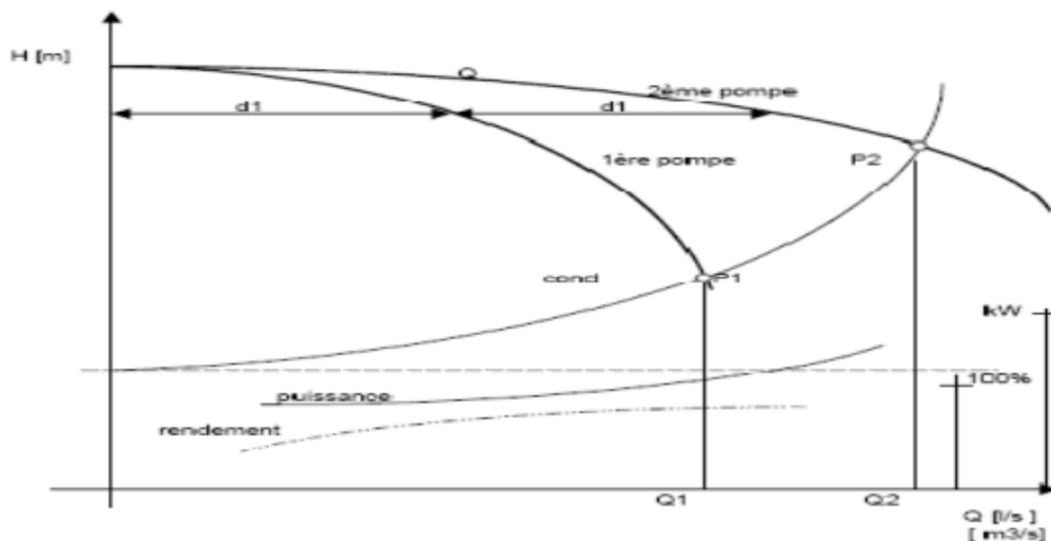


Figure V. 5 : Pompes en parallèle.

6 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

6.1 Hauteur manométrique totale :

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

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

Avec :

- **Hmt** : hauteur manométrique totale en (m) ;
- **Hg** : hauteur géométrique en (m) ;
- **Jasp** : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- **Jref** : perte de charge au refoulement en (m).

6.2 La vitesse de rotation :

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

6.3 La puissance :

6.3.1 La puissance absorbée par la pompe :

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

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

Avec :

- **Pa** : Puissance totale consommée (Kw) ;
- **Q** : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- **Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **η** : Rendement totale de l'installation.

7 Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

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

- ✓ La courbe débit-hauteur (Q-H) qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits $H = f(Q)$;
- ✓ La courbe débit-puissance (Q-P) qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits $P = f(Q)$;

✓ La courbe débit-rendement ($Q-\eta$) qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits $\eta = f(Q)$.

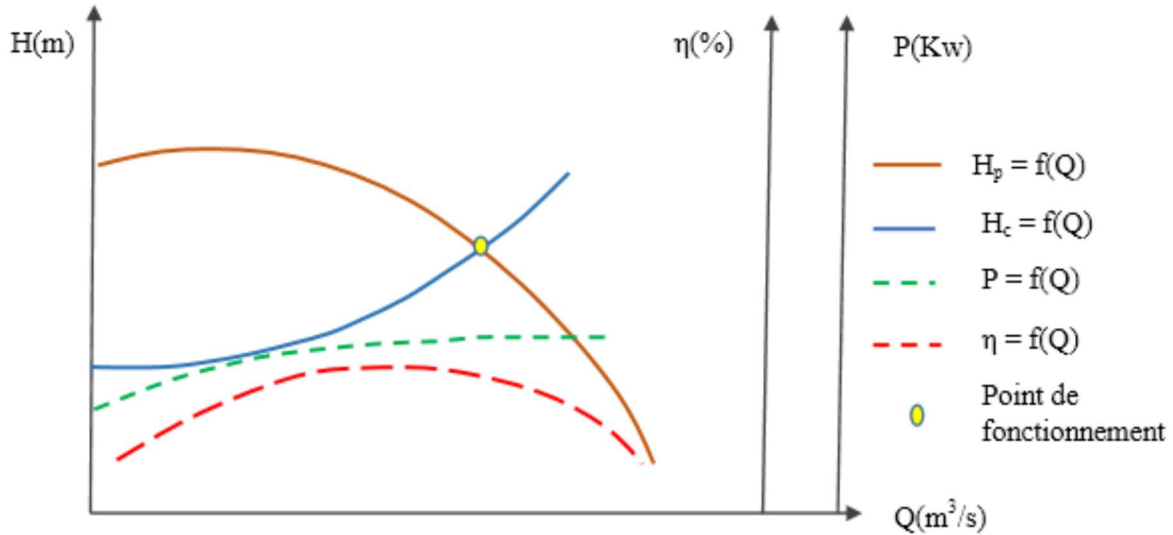


Figure V. 6 : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

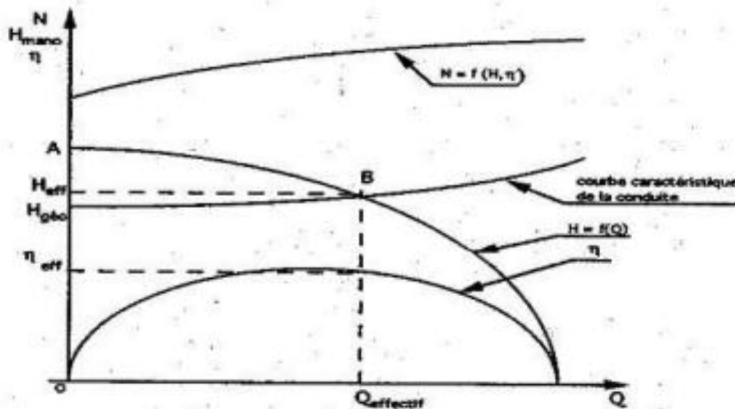


Figure V. 7 : courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

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

8- Caractéristiques d'une conduite :

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

$$Hc = Hg + \alpha Q^2 \tag{V.3}$$

Avec :

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

8 Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$) qui sont représenté dans la figure (IV.2) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal [9].

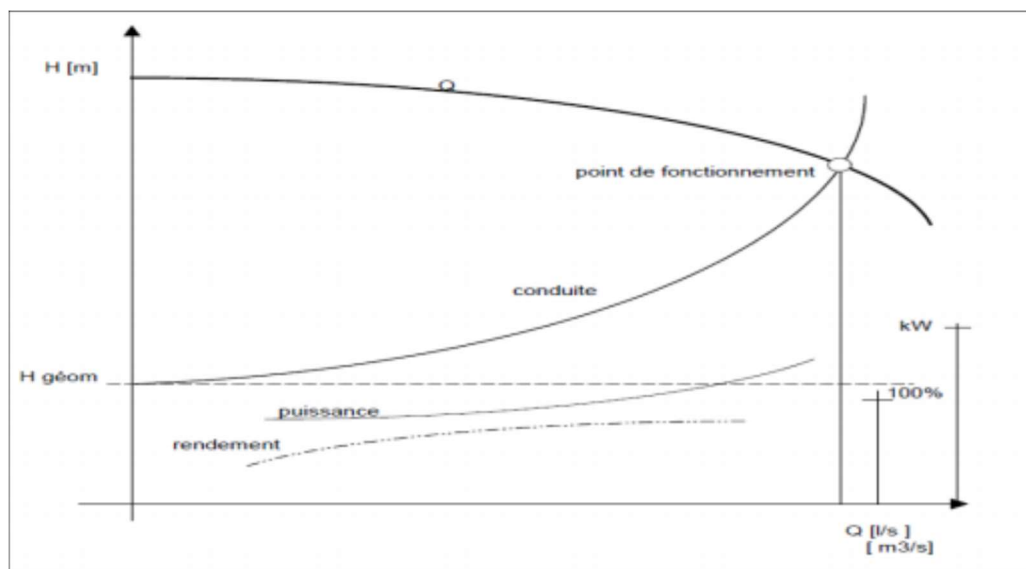


Figure V. 8 : Point de fonctionnement d'une pompe

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

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

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

8.1 Réduction ou augmentation du temps de pompage :

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

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

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

D'où :

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

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

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

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en (Kw) ;
- Q : Débit à refouler en (m³/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique total (m)
- η : Rendement de la pompe.

8.2 Régulation par étouffement (Le vannage) :

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

La puissance absorbée sera :

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

Avec :

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

Ou :

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

8.3 Rognage de la roue :

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

On aura alors :

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

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

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

Il est très difficile à réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

8.4 Variation de la vitesse de rotation :

- Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.
- On trace la parabole d'équation $y = a \cdot x^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 dans la figure (V.9) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_2} \quad (V.11)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \quad (V. 12)$$

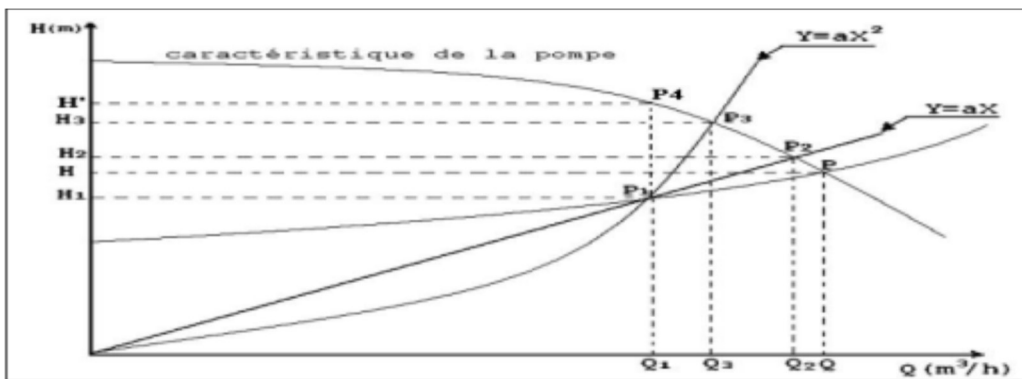


Figure V. 9 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

9 Le phénomène de cavitation :

9.1 La cavitation dans les pompes :

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

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

9.2 Notion du NPSH :

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

Soit donc la condition de non cavitation :

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

- Pour une alimentation en charge :

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

- Pour une alimentation en dépression :

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

Où :

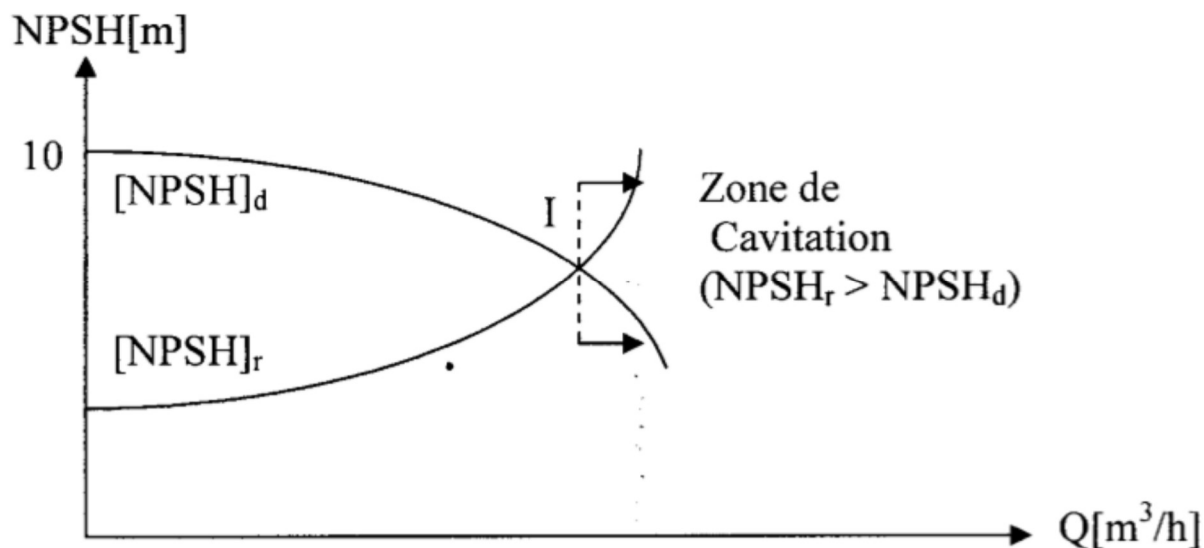
$$\frac{P_0}{\rho * g} = 10.33 - 0.0016 * Z \quad (V.16)$$

Avec :

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

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Tableau V-1. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure V. 10 : Graphe des courbes NPSH.



Figure V. 11 : photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

- Choix des pompes du projet :

Le choix sera effectué à l'aide du logiciel CAPRARI. La pompe retenue dans chaque cas sera celle qui donne les meilleures caractéristiques

- **Station de pompage 1 :**
- ✓ **Caractéristiques du tronçon :**
 - Le débit véhiculé : $Q = 4,38 \text{ l/s}$
 - La hauteur géométrique : $Hg = 166\text{m}$
 - La hauteur manométrique totale : $Hmt = 193 \text{ m}$

✓ **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée semi-axiale type HMTU40-1 /8A dont les

Caractéristiques sont comme suit :

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

$\eta = 66,4 \%$;

$P = 12,9 \text{ KW}$;

$NPSHr = 2,16 \text{ m}$;

Le point de fonctionnement P (4,49 l/s, 194 m) ;

Le point désiré $P1$ (4,38 l/s, 193 m).

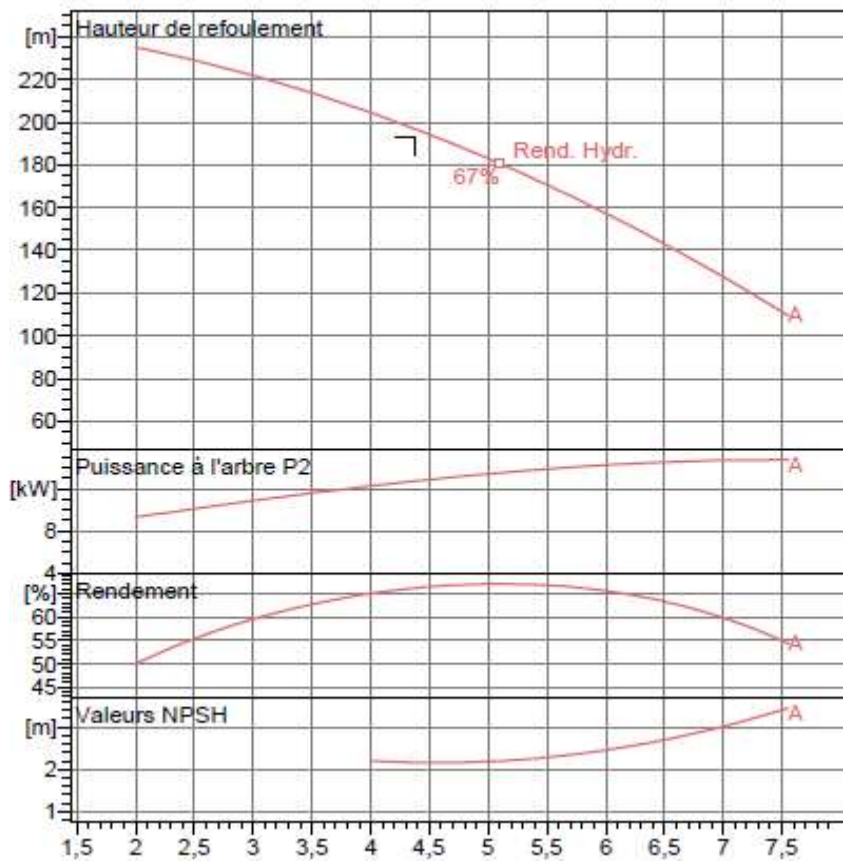


Figure V. 12 : courbes caractéristiques de la pompe (1).

On remarque que le point de fonctionnement (4,49 l/s, 194 m) ne coïncide pas avec le point désiré (4,38 l/s, 193 m); par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

- Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de Pompage qui sera :

$$Q1 * T1 = Q2 * T2$$

$$T2 = \frac{4,38}{4,49} * 20 = 19h31min$$

La puissance absorbée sera :

$$p = \frac{g*Q*H}{\eta}$$

$$p = \frac{9,81*194*0,00449}{0,664} = 12,87kw$$

D'où : $P = 12,87 kw$

Bilan :

$$B = P * 4.67 * 365 * 24 = 526501.404 da$$

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,16 m$.
 - La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$
Avec : H : altitude de la station.
 $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 509 \Rightarrow P_{at} = 9,62 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
 - La perte de charge totale à l'aspiration :
 - Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

- Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant voir (chapitre IV).

$$\Rightarrow \Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * 0,000853 * 30 * 0,00449^2}{3,14^2 * 9,81 * 0,075^5}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 4m$$

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 4$$

$$\Rightarrow \Delta h_{asp} = 4,6 m$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = 2,16 + 0,5 = 2,66m$$

$$(NPSH)_d = 2,66m$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,62 - 2,16 - 0,5 - 0,24 - \frac{1^2}{2 * 9,81} - 4,6 = 2,06 m$$

$$h_{asp}^{adm} = 2,06m$$

On a $NPSH_d > NPSH_r \rightarrow$ alors la pompe est hors domaine de cavitation.

- **Station de pompage 2 :**
- ✓ **Caractéristiques du tronçon :**
 - Le débit véhiculé : $Q = 56,1 \text{ l/s}$
 - La hauteur géométrique : $Hg = 138,73 \text{ m}$
 - La hauteur manométrique totale : $Hmt = 148 \text{ m}$
- ✓ **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée semi-axiale type PM125/2D dont les

Caractéristiques sont comme suit :

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

$\eta = 74,8\%$;

$P = 120 \text{ KW}$;

$NPSHr = 4,68 \text{ m}$;

Le point de fonctionnement P (59 l/s , 149 m) ;

Le point désiré $P1$ ($56,1 \text{ l/s}$, 148 m).

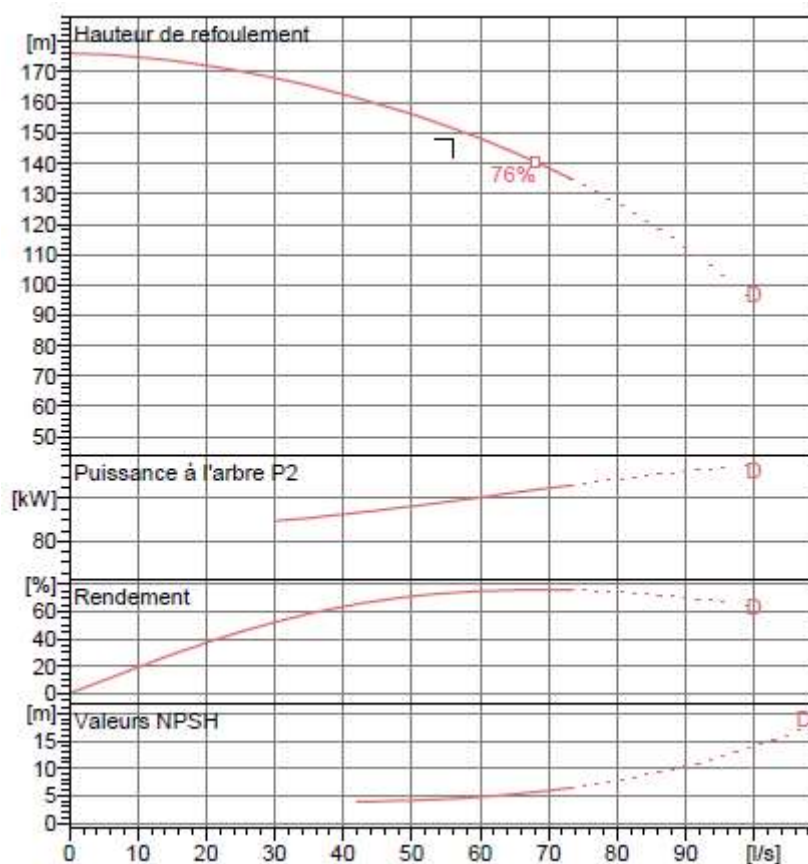


Figure V. 13 : courbes caractéristiques de la pompe (2).

On remarque que le point de fonctionnement (59 l/s, 149 m) ne coïncide pas avec le point Désiré (56,1 l/s, 148 m) ; par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

- Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de Pompage qui sera :

$$Q_1 * T_1 = Q_2 * T_2$$

$$T_2 = \frac{56,1}{59} * 20 = 19h$$

La puissance absorbée sera :

$$p = \frac{g * Q * H}{\eta}$$

$$p = \frac{9,81 * 149 * 0,059}{0,748} = 115,29kw$$

D'où : $P = 115,29 \text{ kW}$

Bilan :

$$B = P * 4,67 * 365 * 24 = 4716421,668 \text{ da}$$

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4,68 \text{ m}$.
 - La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$
Avec : H : altitude de la station.
 $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 397 \Rightarrow P_{at} = 9,77 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
 - La perte de charge totale à l'aspiration :
 - Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

- Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant voir (chapitre IV).

$$\Rightarrow \Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * 0,000227 * 30 * 0,059^2}{3,14^2 * 9,81 * 0,27^5}$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,00019 \text{ m}$$

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,00019$$

$$\Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,0002185 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = 4,68 + 0,5 = 5,18 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 5,18 \text{ m}$$

$$h_{asp}^{adm} = 9,77 - 4,68 - 0,5 - 0,24 \frac{1^2}{2 * 9,81} - 0,0002185 = 4,29 \text{ m}$$

On a $NPSH_d > NPSH_r$ → alors la pompe est hors domaine de cavitation.

10 CONCLUSION :

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales type CAPRARI pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte l'effet de la cavitation, donc nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

1 INTRODUCTION :

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit, en pression et la qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité.

2 Types de réseaux de distribution :

Les réseaux peuvent être classés selon les différents types pour alimentation des villes en eau potable sont les suivants :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau étagé ;
- Réseau mixte.

2.1 Réseau maillé :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées, cela permet l'alimentation en retour. En cas d'incident, on peut isoler le tronçon pour des réparations tout en assurant l'alimentation des abonnés en aval.

Les avantages

- Plus flexible ;
- Bonne répartition et pas de stagnation de l'eau dans le réseau ;
- Plus fiable en cas de pannes.

Les inconvénients

- Coûts d'investissement supérieur ;
- La détermination des conditions d'équilibre hydraulique et dimensionnement sont plus complexe ;
- Indétermination dans le sens et la valeur du débit et des pertes de charge ;
- Pertes de charge élevées à cause du nombre important d'accessoires

2.2 Réseau ramifié :

Il est appelé, car il possède une structure d'arbre. Pour ce type de réseau, à partir d'une conduite centrale, on met en relation plusieurs canalisations secondaires, tertiaires...etc. Jusqu'à chaque compteur individuel. De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau). (Voir figure VI.2)

✚ Les avantages

- Calcul hydraulique et dimensionnement simples ;
- Plus économique.

✚ Les inconvénients

- Peu flexible, terme de pression ;
- Il y'a une stagnation d'eau donc dégradation de la qualité de l'eau ;
- Peu fiable en cas de panne.

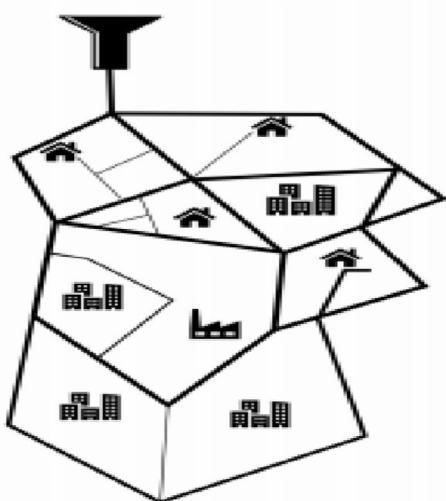


Figure VI.1 : Réseau maillé.

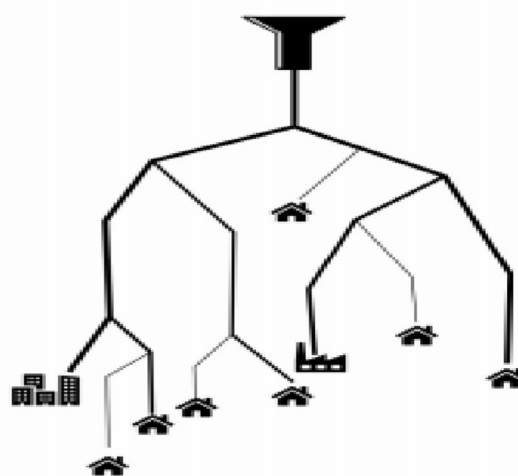


Figure VI.2 : Réseau ramifié.

2.3 Réseau étagé :

Lors d'un projet d'étude d'alimentation en eau potable d'une ville, il arrive que le réseau de distribution présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas

respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire permet de réguler la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

2.4- Réseau mixte :

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

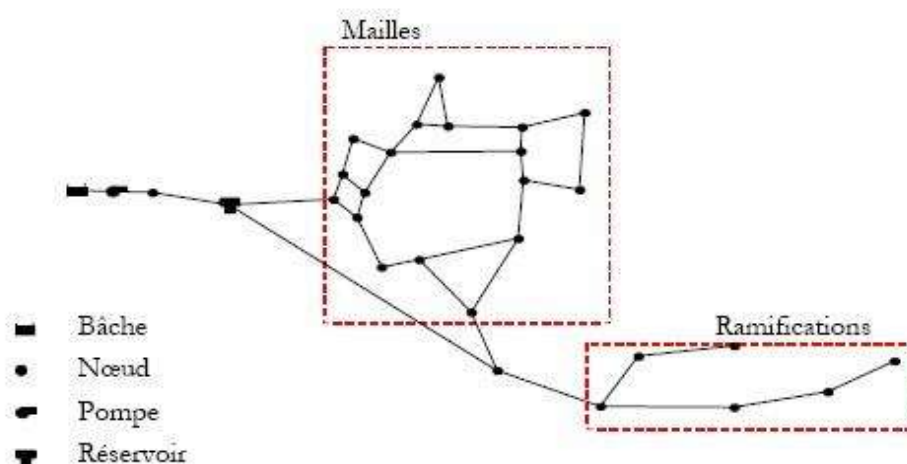


Figure VI.3 : Schéma d'un réseau mixte.

3 Choix du tracé :

Pour définir le tracé définitif, il est important de prendre en considération les préconisations suivantes :

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine...etc.) ;
- Éviter les fortes pentes ;
- Éviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes ...etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation

4 Choix du matériau des conduites de distribution :

Pour faire le choix du type de matériaux à utiliser, il faut prendre en considération les critères suivants:

- La pression interne supportée par la canalisation ;
- La résistance à l'agressivité du sol ;
- La jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.) ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Le prix unitaire ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- Coefficient de la rugosité très faible ;
- Réponds parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

5 Equipements du réseau de distribution :

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

Robinets Vannes : Ils sont placés au niveau de chaque nœud. Ils permettent d'isoler les différents tronçons et de réguler les débits.

Bouches ou poteaux d'incendies : Ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 1 bar.

Clapets : Ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement.

Ventouses : Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour évacuer l'air contenu dans la conduite.

Robinets de vidanges : Ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

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

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

6.1 Détermination des débits :

6.1.1 Débit de pointe :

Le 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, il est donné par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{P_{max}}{100} \times Q_{max.j} \quad (VI.1)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe (m^3/h)

$Q_{max.j}$: Débit maximum journalier ;

P_{max} : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

6.1.2 Débit spécifique :

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion du débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma L} \quad (VI.2)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique ;

Q_p : Débit de pointe ;

$\sum L$: La somme des longueurs des tronçons du réseau.

6.1.3 Débit en route :

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

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

Avec :

Q_r : Débit en route ;

Q_{sp} : Débit spécifique ;

L_i : Longueur du tronçon.

6.1.4 Débit aux nœuds :

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

$$Q_n = \sum Q_c + 0.5 \times \sum Q_r \quad (VI.4)$$

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).

7 Simulations et résultats

Comme calculé dans le deuxième chapitre, les débits max horaires sont permettant de dimensionner le réseau de distribution sont résumés dans le tableau suivant :

	Qpt horaire (l/s)
POS I1	9.3
POS 02	40.2
POS 03	21.6
POS 04	20.2
POS 05	24.5
TOTAL	115.8

Tableau VI.1 : Débit de pointe horaire pour l'Agglomération Chef-Lieu et la Zone Eparsée (à saturation)

Les débits ci-dessus sont distribués sur la totalité du réseau et les débits au nœuds calculés sont présentés dans le tableau suivant :

Label	Elévation (m)	Demande au nœud (L/s)	Label	Elévation (m)	Demande au nœud (L/s)
J-1	348.3	2.70	J-42	394.77	0.70
J-10	328.61	0.53	J-43	393.21	0.84
J-100	306.51	0.38	J-44	346.56	0.58
J-101	305.07	0.39	J-45	339.18	0.32
J-102	302.46	0.30	J-46	333.62	0.12
J-103	307.79	0.12	J-47	330.33	0.24
J-105	497.98	0.11	J-48	319.37	0.51
J-106	453.77	0.11	J-49	302.57	0.43
J-107	452.43	0.11	J-5	297.77	0.59
J-108	433.81	0.11	J-50	300.16	0.41
J-109	430.33	0.11	J-51	347.83	0.45
J-11	307.26	0.74	J-52	334.22	0.40
J-111	417.39	0.11	J-53	313.01	0.61
J-113	416.85	0.11	J-54	300.68	0.38
J-114	397.67	0.11	J-55	348.24	0.31
J-115	396.41	10.05	J-56	343.24	0.38
J-116	357.18	10.05	J-57	342.88	0.38
J-117	377.74	0.11	J-58	342.96	0.28
J-118	377.65	10.05	J-59	339.46	0.30
J-12	307.76	0.12	J-6	324.16	0.16
J-121	452.66	3.09	J-60	321.1	0.53
J-122	493.41	3.09	J-61	301.56	0.36
J-123	446.87	3.09	J-62	344.73	0.32
J-124	426.22	3.09	J-63	322.46	0.44
J-125	428.07	3.09	J-64	300.63	0.27
J-127	410.98	3.09	J-65	338.45	0.33
J-128	383.42	10.05	J-66	323.11	0.44
J-129	335.23	0.29	J-67	302.14	0.27
J-13	347.49	0.76	J-68	287	0.60
J-130	340.02	0.29	J-69	287.83	0.26
J-131	346.76	0.29	J-7	318.19	0.25
J-133	321.09	0.41	J-70	293.46	0.05
J-135	321.39	0.26	J-71	292.05	0.13
J-136	359.72	0.20	J-72	289.77	0.84
J-137	365.23	0.15	J-73	284.79	0.17
J-138	315	0.76	J-74	288	1.05
J-139	315.2	0.29	J-75	278.2	0.27
J-14	335.41	0.14	J-76	297.07	0.91
J-140	321.32	0.29	J-77	282.2	0.26
J-141	307.51	0.11	J-78	295.55	0.32
J-142	381.76	0.11	J-79	399.31	0.11
J-15	344.57	0.24	J-8	315.15	0.16

J-16	345.58	0.05	J-80	400.81	3.09
J-17	346.55	0.07	J-81	393.9	0.11
J-18	370.41	2.73	J-82	384.37	0.11
J-19	365.71	0.15	J-83	370.69	0.47
J-2	328.32	0.70	J-84	359.96	1.40
J-20	360.96	0.49	J-85	344.9	0.85
J-21	359.2	0.05	J-86	342.91	0.90
J-22	361.13	0.24	J-87	328.14	0.71
J-23	361.24	0.06	J-88	342.16	0.10
J-24	363.19	0.21	J-89	310.1	0.26
J-25	362.66	0.04	J-9	333.82	0.62
J-26	364.56	0.06	J-90	358.98	0.07
J-27	343.82	0.11	J-91	343.83	0.15
J-28	374.38	3.26	J-92	341.4	0.87
J-3	321.24	0.70	J-93	326.84	1.13
J-30	367.4	0.55	J-94	310.76	0.52
J-31	366.68	0.29	J-95	300.02	0.75
J-32	363.24	0.07	J-96	300.1	0.35
J-33	344.81	0.11	J-97	298.18	0.50
J-34	342.9	0.43	J-98	294.34	0.15
J-35	311.22	0.39	J-99	305.09	0.40
J-36	516.25	0.11	J-4	319.96	0.76
J-37	400.25	1.24	J-40	375.06	1.30
J-39	356.95	1.24	J-41	399	0.61
total débit total					115.8

Tableau VI.2 : les débits au nœuds calculés

L'utilisation de logiciel WaterGems a permis de dimensionner un réseau de distribution avec un linéaire de 21 807 m et dont les dimensions des conduites varient entre 32 mm et 400 mm comme présenté en ci-après :

Tronçon	Longueur (m)	Du Nœud	Au Nœud	Diamètre Int (mm)	Diamètre Extr (mm)	Débit Transit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charges (m/m)
P-1	83	J-2	J-6	26	32	0.1605	0.3	0.005
P-2	73	J-10	J-14	26	32	0.1416	0.27	0.004
P-3	23	J-15	J-16	26	32	0.0452	0.09	0
P-4	34	J-15	J-17	26	32	0.0663	0.12	0.001
P-5	59	J-18	J-19	26	32	0.1502	0.28	0.004
P-6	24	J-22	J-23	26	32	0.0617	0.12	0.001
P-7	42	J-22	J-24	26	32	0.3118	0.59	0.017
P-8	15	J-24	J-25	26	32	0.0391	0.07	0
P-9	25	J-24	J-26	26	32	0.0642	0.12	0.001
P-10	35	J-31	J-32	26	32	0.0678	0.13	0.001
P-11	330	J-53	J-54	26	32	0.3818	0.72	0.024
P-12	308	J-60	J-61	26	32	0.3567	0.67	0.022
P-13	233	J-63	J-64	26	32	0.2697	0.51	0.013
P-14	230	J-66	J-67	26	32	0.2655	0.5	0.012
P-15	67	J-68	J-69	26	32	0.4438	0.84	0.032
P-16	42	J-69	J-70	26	32	0.0485	0.09	0.001
P-17	116	J-69	J-71	26	32	0.1344	0.25	0.004
P-18	148	J-72	J-73	26	32	0.1717	0.32	0.006
P-19	234	J-74	J-75	26	32	0.2712	0.51	0.013
P-20	225	J-76	J-77	26	32	0.2605	0.49	0.012
P-21	275	J-76	J-78	26	32	0.3182	0.6	0.017
P-22	303	J-95	J-96	26	32	0.3501	0.66	0.021
P-23	131	J-97	J-98	26	32	0.1516	0.29	0.004
P-24	155	J-101	J-102	26	32	0.4203	0.79	0.029
P-25	104	J-102	J-103	26	32	0.1207	0.23	0.003
P-26	85	J-46	J-130	26	32	0.29	0.55	0.015
P-27	214	J-87	J-135	26	32	0.5277	0.99	0.045
P-28	227	J-135	J-89	26	32	0.2638	0.5	0.012
P-29	103	J-11	J-12	32.6	40	0.1186	0.15	0.001
P-30	127	J-3	J-7	32.6	40	0.245	0.29	0.004
P-31	141	J-4	J-8	32.6	40	0.1633	0.2	0.002
P-32	69	J-9	J-15	32.6	40	0.3556	0.43	0.007
P-33	149	J-62	J-63	32.6	40	0.7117	0.85	0.026
P-34	152	J-65	J-66	32.6	40	0.7063	0.85	0.025
P-35	125	J-87	J-88	32.6	40	0.1	0.12	0.001
P-36	185	J-100	J-101	32.6	40	0.8127	0.97	0.033
P-37	89	J-47	J-129	32.6	40	0.29	0.35	0.005

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

P-38	118	J-45	J-131	32.6	40	0.29	0.35	0.005
P-39	29	J-20	J-22	40.8	50	0.6128	0.47	0.007
P-40	197	J-52	J-53	40.8	50	0.9915	0.76	0.016
P-41	111	J-57	J-58	40.8	50	1.3227	1.01	0.027
P-42	116	J-56	J-59	40.8	50	1.1849	0.91	0.022
P-43	146	J-59	J-60	40.8	50	0.882	0.67	0.013
P-44	127	J-57	J-62	40.8	50	1.0307	0.79	0.017
P-45	135	J-58	J-65	40.8	50	1.0381	0.79	0.017
P-46	368	J-86	J-87	40.8	50	1.3367	1.02	0.028
P-47	147	J-99	J-100	40.8	50	1.1961	0.91	0.023
P-48	104	J-31	J-136	40.8	50	0.311	0.24	0.002
P-49	132	J-136	J-33	40.8	50	0.11	0.08	0
P-50	403	J-138	J-13	40.8	50	-0.8706	0.67	0.013
P-51	7	J-1	J-13	40.8	50	1.6312	1.25	0.04
P-52	328	J-141	J-138	40.8	50	-0.11	0.08	0
P-53	192	J-1	J-2	51.4	63	3.6007	1.74	0.056
P-54	86	J-2	J-3	51.4	63	2.7443	1.32	0.034
P-55	512	J-4	J-5	51.4	63	0.5927	0.29	0.002
P-56	145	J-18	J-20	51.4	63	1.1479	0.55	0.007
P-57	19	J-20	J-21	51.4	63	0.0475	0.02	0
P-58	197	J-35	J-11	51.4	63	0.8542	0.41	0.004
P-59	242	J-43	J-51	51.4	63	1.84	0.89	0.016
P-60	147	J-51	J-52	51.4	63	1.3898	0.67	0.01
P-61	283	J-74	J-76	51.4	63	1.4851	0.72	0.011
P-62	198	J-97	J-99	51.4	63	1.5943	0.77	0.012
P-63	150	J-3	J-140	51.4	63	1.8006	0.87	0.016
P-64	40	J-140	J-4	51.4	63	1.512	0.73	0.011
P-65	202	J-1	J-9	61.4	75	3.1783	1.07	0.019
P-66	49	J-9	J-10	61.4	75	2.2056	0.74	0.01
P-67	51	J-28	J-30	61.4	75	1.6478	0.56	0.006
P-68	9	J-30	J-31	61.4	75	0.6656	0.22	0.001
P-69	92	J-56	J-57	61.4	75	2.7344	0.92	0.014
P-70	392	J-72	J-74	61.4	75	2.8084	0.95	0.015
P-71	98	J-85	J-86	61.4	75	2.2338	0.75	0.01
P-72	106	J-95	J-97	61.4	75	2.2484	0.76	0.01
P-73	153	J-10	J-139	61.4	75	1.5337	0.52	0.005
P-74	136	J-139	J-35	61.4	75	1.2396	0.42	0.003
P-75	448	R-2	J-142	61.4	75	0.11	0.04	0
P-76	12	J-40	J-28	61.4	75	4.9116	1.66	0.042

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

P-77	516	R-2	J-27	73.6	90	0.11	0.03	0
P-78	189	J-68	J-72	73.6	90	3.8234	0.9	0.011
P-79	299	J-79	J-80	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-80	236	J-94	J-95	73.6	90	3.3441	0.79	0.009
P-81	20	J-106	J-121	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-82	24	J-105	J-122	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-83	23	J-107	J-123	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-84	24	J-108	J-124	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-85	17	J-109	J-125	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-86	37	J-113	J-127	73.6	90	3.085	0.73	0.007
P-87	211	J-133	J-94	73.6	90	3.8615	0.91	0.011
P-88	331	J-84	PBV-4	73.6	90	3.0867	0.73	0.007
P-89	6	PBV-4	J-85	73.6	90	3.0865	0.73	0.007
P-90	503	R-1	J-1	90	110	11.1116	1.75	0.03
P-91	437	R-2	J-18	90	110	4.0315	0.63	0.005
P-92	220	J-30	J-34	90	110	0.4276	0.07	0
P-93	53	J-46	J-47	90	110	6.7393	1.06	0.012
P-94	153	J-47	J-48	90	110	6.2109	0.98	0.01
P-95	86	J-49	J-50	90	110	5.2788	0.83	0.007
P-96	152	J-42	J-55	90	110	4.6126	0.73	0.006
P-97	266	J-50	J-68	90	110	4.8718	0.77	0.006
P-98	341	J-90	J-91	90	110	6.4201	1.01	0.011
P-99	77	J-91	J-92	90	110	6.2711	0.99	0.01
P-100	375	J-92	J-93	90	110	5.3991	0.85	0.008
P-101	211	J-93	J-133	90	110	4.2688	0.67	0.005
P-102	113	J-55	PBV-6	90	110	4.2981	0.68	0.005
P-103	6	PBV-6	J-56	90	110	4.2982	0.68	0.005
P-104	276	J-48	PBV-7	90	110	5.7059	0.9	0.009
P-105	8	PBV-7	J-49	90	110	5.7057	0.9	0.009
P-106	280	J-43	J-44	102.2	125	8.336	1.02	0.009
P-107	221	J-44	J-45	102.2	125	7.7576	0.95	0.008
P-108	53	J-45	J-46	102.2	125	7.1516	0.87	0.007
P-109	206	J-42	J-43	130.8	160	11.017	0.82	0.005

P-110	15	J-114	J-115	130.8	160	10.05	0.75	0.004
P-111	38	J-90	J-116	130.8	160	10.05	0.75	0.004
P-112	15	J-117	J-118	130.8	160	10.05	0.75	0.004
P-113	18	J-82	J-128	130.8	160	10.05	0.75	0.004
P-114	304	J-39	J-40	163.6	200	23.2932	1.11	0.006
P-115	243	J-41	J-42	163.6	200	16.3249	0.78	0.003
P-116	101	J-108	J-111	163.6	200	25.8728	1.23	0.008
P-117	160	J-111	J-37	163.6	200	25.7628	1.23	0.008
P-118	77	J-40	J-137	163.6	200	17.0816	0.81	0.004
P-119	282	J-137	J-41	163.6	200	16.9329	0.81	0.004
P-120	478	J-37	PBV-5	163.6	200	24.5278	1.17	0.007
P-121	10	PBV-5	J-39	163.6	200	24.5281	1.17	0.007
P-122	560	J-36	J-107	204.6	250	32.263	0.98	0.004
P-123	179	J-107	PBV-1	204.6	250	29.068	0.88	0.003
P-124	11	PBV-1	J-108	204.6	250	29.0678	0.88	0.003
P-125	23	R-3	J-36	327.4	400	83.8971	1	0.002
P-126	187	J-83	J-84	327.4	400	4.4859	0.05	0
P-127	194	R-1	J-90	327.4	400	16.5433	0.2	0
P-128	196	J-36	J-105	327.4	400	51.5242	0.61	0.001
P-129	359	J-105	J-106	327.4	400	48.3292	0.57	0.001
P-130	103	J-109	J-113	327.4	400	41.9392	0.5	0.001
P-131	186	J-113	J-79	327.4	400	38.7442	0.46	0.001
P-132	46	J-79	J-114	327.4	400	35.5492	0.42	0
P-133	64	J-114	J-81	327.4	400	25.3892	0.3	0
P-135	87	J-82	J-117	327.4	400	15.1194	0.18	0
P-136	86	J-117	J-83	327.4	400	4.9594	0.06	0
P-137	181	J-106	PBV-2	327.4	400	45.1342	0.54	0.001
P-138	12	PBV-2	J-109	327.4	400	45.1342	0.54	0.001
P-139	183	J-81	PBV-3	327.4	400	25.2792	0.3	0

P-140	4	PBV- 3	J-82	327.4	400	25.2794	0.3	0
-------	---	-----------	------	-------	-----	---------	-----	---

Tableau VI.3 : dimensions des conduites

Le tableau en ci-dessus englobe les résultats de simulations pour le réseau projeté avec des vitesses d'écoulement variant autour de 1m/s, sauf pour quelques tronçons dont il fallut augmenter le diamètre pour préserver la charge au bout du réseau.

Les résultats de simulations pour les nœuds sont présentés dans le tableau suivant :

Nœud	Elévation (m)	Demande au nœud(L/s)	Cote piézo (m)	Pression au sol (m H ₂ O)	Nœud	Elévation (m)	Demande au nœud(L/s)	Cote piézo (m)	Pression au sol (m H ₂ O)
J-36	516.25	0.11	520.19	4	J-32	363.24	0.0678	408.92	46
J-41	399	0.608	408.47	9	J-63	322.46	0.442	368.7	46
J-42	394.77	0.6954	407.67	13	J-50	300.16	0.4071	346.46	46
J-43	393.21	0.8409	406.7	13	J-102	302.46	0.2996	349.11	47
J-17	346.55	0.0663	360.07	13	J-35	311.22	0.3854	358.93	48
J-16	345.58	0.0452	360.09	14	J-101	305.07	0.3925	353.62	48
J-142	381.76	0.11	396.69	15	J-77	282.2	0.2605	330.98	49
J-15	344.57	0.2441	360.1	16	J-74	288	1.0521	336.8	49
J-1	348.3	2.7014	364.42	16	J-5	297.77	0.5927	346.79	49
J-13	347.49	0.7606	364.13	17	J-136	359.72	0.201	408.76	49
J-90	358.98	0.0731	379.37	20	J-111	417.39	0.11	466.47	49
J-105	497.98	0.11	520.01	22	J-70	293.46	0.0485	342.54	49
J-116	357.18	10.05	379.21	22	J-133	321.09	0.4074	370.91	50
J-88	342.16	0.1	365.24	23	J-71	292.05	0.1344	342.15	50
J-18	370.41	2.7334	394.72	24	J-12	307.76	0.1186	358.05	50
J-14	335.41	0.1416	359.84	24	J-60	321.1	0.5253	371.6	50
J-2	328.32	0.6959	353.53	25	J-11	307.26	0.7355	358.16	51
J-122	493.41	3.085	519.83	26	J-117	377.74	0.11	429.08	51
J-9	333.82	0.6171	360.6	27	J-118	377.65	10.05	429.03	51
J-140	321.32	0.2886	348.26	27	J-141	307.51	0.11	358.98	51
J-4	319.96	0.756	347.81	28	J-113	416.85	0.11	469.38	52
J-62	344.73	0.319	372.58	28	J-27	343.82	0.11	396.7	53
J-26	364.56	0.0642	392.82	28	J-72	289.77	0.8433	342.67	53

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

J-19	365.71	0.1502	394.4 6	29	J-100	306.51	0.3833	359.7	53
J-58	342.96	0.2846	371.7 4	29	J-69	287.83	0.2609	342.5 6	55
J-6	324.16	0.1605	353.1 2	29	J-39	356.95	1.235	411.6 9	55
J-3	321.24	0.6987	350.6	29	J-51	347.83	0.4503	402.6 9	55
J-24	363.19	0.2086	392.8 4	30	J-131	346.76	0.29	401.6 5	55
J-25	362.66	0.0391	392.8 4	30	J-75	278.2	0.2712	333.7 6	55
J-65	338.45	0.3318	369.3 9	31	J-73	284.79	0.1717	341.8 4	57
J-10	328.61	0.5303	360.1 3	31	J-44	346.56	0.5784	404.0 4	57
J-85	344.9	0.8527	376.4 8	32	J-68	287	0.6045	344.7 4	58
J-57	342.88	0.381	374.7 5	32	J-94	310.76	0.5173	368.5 5	58
J-91	343.83	0.1491	375.7	32	J-99	305.09	0.3982	363.0 1	58
J-7	318.19	0.245	350.1 4	32	J-127	410.98	3.085	469.1	58
J-23	361.24	0.0617	393.5 2	32	J-83	370.69	0.4734	429.0 8	58
J-22	361.13	0.2393	393.5 4	32	J-55	348.24	0.3145	406.7 4	58
J-8	315.15	0.1633	347.5 7	32	J-96	300.1	0.3501	360.2 3	60
J-86	342.91	0.8971	375.5 2	33	J-67	302.14	0.2655	362.6 5	60
J-20	360.96	0.4876	393.7 3	33	J-130	340.02	0.29	400.6	60
J-56	343.24	0.3789	376.0 6	33	J-45	339.18	0.316	402.2 3	63
J-78	295.55	0.3182	328.9	33	J-61	301.56	0.3567	364.9 4	63
J-108	433.81	0.11	467.2 6	33	J-33	344.81	0.11	408.7 2	64
J-92	341.4	0.872	374.9 1	33	J-37	400.25	1.235	465.2 4	65
J-59	339.46	0.3029	373.4 8	34	J-64	300.63	0.2697	365.6 9	65
J-135	321.39	0.2638	355.7 9	34	J-107	452.43	0.11	517.9 9	65
J-21	359.2	0.0475	393.7 3	34	J-129	335.23	0.29	400.7 9	65

J-40	375.06	1.3	409.7 5	35	J-106	453.77	0.11	519.7 1	66
J-28	374.38	3.2638	409.2 4	35	J-34	342.9	0.4276	408.9 4	66
J-76	297.07	0.9064	333.7	37	J-80	400.81	3.085	467.0 7	66
J-87	328.14	0.709	365.3 2	37	J-95	300.02	0.7456	366.5 3	66
J-109	430.33	0.11	469.4 4	39	J-121	452.66	3.085	519.5 6	67
J-124	426.22	3.085	467.0 7	41	J-52	334.22	0.3982	401.2 6	67
J-103	307.79	0.1207	348.8	41	J-97	298.18	0.5026	365.4 8	67
J-125	428.07	3.085	469.3 2	41	J-46	333.62	0.1223	401.8 5	68
J-30	367.4	0.5547	408.9 6	41	J-84	359.96	1.3993	429.0 8	69
J-31	366.68	0.2868	408.9 5	42	J-79	399.31	0.11	469.2 7	70
J-66	323.11	0.4408	365.5 3	42	J-98	294.34	0.1516	364.9	70
J-89	310.1	0.2638	352.9 8	43	J-47	330.33	0.2385	401.2 3	71
J-138	315	0.7606	359.0 7	44	J-123	446.87	3.085	517.8 2	71
J-139	315.2	0.2941	359.3 8	44	J-114	397.67	0.11	469.2 5	71
J-137	365.23	0.1486	409.4 8	44	J-115	396.41	10.05	469.1 9	73
J-49	302.57	0.4269	347.1	44	J-81	393.9	0.11	469.2 4	75
J-82	384.37	0.11	429.0 9	45	J-48	319.37	0.505	399.6 8	80
J-93	326.84	1.1302	371.9 8	45	J-53	313.01	0.6097	398.1	85
J-128	383.42	10.05	429.0 2	46	J-54	300.68	0.3818	390.0 3	89

Tableau VI.4 : résultats de simulations

Les résultats de simulations pour les nœuds montrent des pressions globalement acceptables, sauf pour quelques nœuds très proches du réservoir dont la cote presque identique à celle de ce dernier.

Pour certains nœuds dont la pression était élevée au début des simulations, l'installation de réducteurs de pression était nécessaire et dont les caractéristiques sont comme suit :

Label	Elévation (m)	Diamètre (mm)	Débit transité (L/s)	Cote piézo amont (m)	Cote piézo avale (m)
PBV-1	434.42	250	29.0685	517.41	467.29
PBV-2	430.99	250	45.1345	519.57	469.45
PBV-3	384.56	250	25.2792	469.19	429.09
PBV-4	345.14	80	3.0859	426.64	376.52
PBV-5	357.81	150	24.528	461.88	411.76
PBV-6	343.5	100	4.2984	406.16	376.09
PBV-7	303.03	100	5.7051	397.29	347.17

Tableau VI.5 : les caractéristiques de l’installation des réducteurs de pression

Les résultats sont présentés dans la figure suivante :

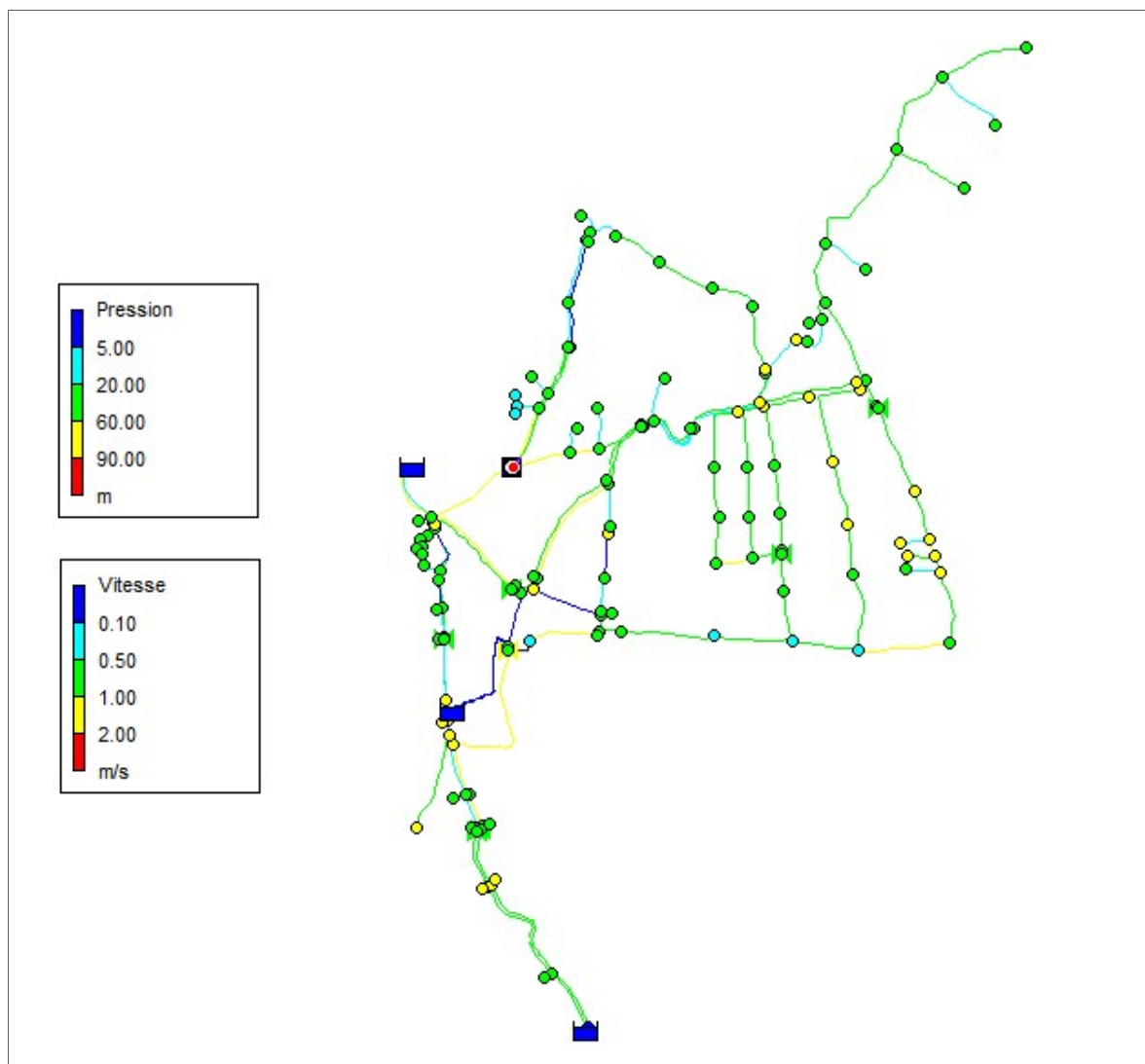


Figure VI.4 : Résultats de simulations finaux

8 Simulation pour le cas de pointe plus incendie

Les simulations précédentes ont montré que le nœud le plus défavorable pour le cas d'incendie était J-36 avec une pression de 4 m. Cette situation est due à la position de nœud et le type de réservoir qui n'est pas en surélevé.

Par conséquent et pour assurer le débit d'incendie en cet endroit, le débit de 17 l/s est injecté à 300 m (la portée du poteau d'incendie).

Les résultats des simulations pour ce cas sont présentés dans le tableau suivant :

Nœud	élévation (m)	Demande au nœud(L/s)	cote piézo (m)	Pression au sol (m H2O)	Nœud	élévation (m)	Demande au nœud(L/s)	cote piézo (m)	Pression au sol (m H2O)
J-36	516.25	0.11	520.17	4	J-32	363.24	0.0678	408.89	46
J-41	399	0.608	408.45	9	J-63	322.46	0.442	368.68	46
J-42	394.77	0.6954	407.65	13	J-50	300.16	0.4071	346.44	46
J-43	393.21	0.8409	406.68	13	J-102	302.46	0.2996	349.11	47
J-17	346.55	0.0663	360.07	13	J-35	311.22	0.3854	358.93	48
J-16	345.58	0.0452	360.09	14	J-101	305.07	0.3925	353.62	48
J-142	381.76	0.11	396.69	15	J-77	282.2	0.2605	330.96	49
J-15	344.57	0.2441	360.1	16	J-74	288	1.0521	336.78	49
J-1	348.3	2.7014	364.42	16	J-136	359.72	0.201	408.73	49
J-13	347.49	0.7606	364.13	17	J-5	297.77	0.5927	346.79	49
J-90	358.98	0.0731	379.37	20	J-111	417.39	0.11	466.45	49
J-105	497.98	17.11	519.86	22	J-70	293.46	0.0485	342.52	49
J-116	357.18	10.05	379.21	22	J-133	321.09	0.4074	370.91	50
J-88	342.16	0.1	365.08	23	J-71	292.05	0.1344	342.13	50
J-18	370.41	2.7334	394.72	24	J-12	307.76	0.1186	358.05	50
J-14	335.41	0.1416	359.84	24	J-60	321.1	0.5253	371.58	50
J-2	328.32	0.6959	353.53	25	J-11	307.26	0.7355	358.16	51
J-122	493.41	3.085	519.68	26	J-117	377.74	0.11	428.93	51
J-9	333.82	0.6171	360.6	27	J-118	377.65	10.05	428.88	51
J-140	321.32	0.2886	348.26	27	J-141	307.51	0.11	358.98	51
J-62	344.73	0.319	372.55	28	J-113	416.85	0.11	469.23	52
J-4	319.96	0.756	347.81	28	J-27	343.82	0.11	396.7	53
J-26	364.56	0.0642	392.82	28	J-72	289.77	0.8433	342.65	53
J-19	365.71	0.1502	394.46	29	J-100	306.51	0.3833	359.7	53
J-58	342.96	0.2846	371.72	29	J-69	287.83	0.2609	342.54	55
J-6	324.16	0.1605	353.12	29	J-39	356.95	1.235	411.67	55
J-3	321.24	0.6987	350.6	29	J-51	347.83	0.4503	402.67	55
J-24	363.19	0.2086	392.84	30	J-131	346.76	0.29	401.63	55
J-25	362.66	0.0391	392.84	30	J-75	278.2	0.2712	333.73	55
J-65	338.45	0.3318	369.37	31	J-73	284.79	0.1717	341.82	57
J-85	344.9	0.8527	376.33	31	J-44	346.56	0.5784	404.02	57
J-10	328.61	0.5303	360.13	31	J-68	287	0.6045	344.72	58

J-57	342.88	0.381	374.73	32	J-94	310.76	0.5173	368.55	58
J-91	343.83	0.1491	375.7	32	J-99	305.09	0.3982	363.01	58
J-7	318.19	0.245	350.14	32	J-127	410.98	3.085	468.95	58
J-23	361.24	0.0617	393.52	32	J-83	370.69	0.4734	428.93	58
J-22	361.13	0.2393	393.54	32	J-55	348.24	0.3145	406.72	58
J-8	315.15	0.1633	347.57	32	J-96	300.1	0.3501	360.23	60
J-86	342.91	0.8971	375.37	32	J-67	302.14	0.2655	362.63	60
J-20	360.96	0.4876	393.73	33	J-130	340.02	0.29	400.57	60
J-56	343.24	0.3789	376.04	33	J-45	339.18	0.316	402.2	63
J-78	295.55	0.3182	328.88	33	J-61	301.56	0.3567	364.91	63
J-108	433.81	0.11	467.23	33	J-33	344.81	0.11	408.7	64
J-92	341.4	0.872	374.91	33	J-37	400.25	1.235	465.21	65
J-59	339.46	0.3029	373.46	34	J-64	300.63	0.2697	365.67	65
J-135	321.39	0.2638	355.64	34	J-107	452.43	0.11	517.97	65
J-21	359.2	0.0475	393.73	34	J-129	335.23	0.29	400.77	65
J-40	375.06	1.3	409.73	35	J-106	453.77	0.11	519.56	66
J-28	374.38	3.2638	409.22	35	J-34	342.9	0.4276	408.92	66
J-76	297.07	0.9064	333.68	37	J-80	400.81	3.085	466.92	66
J-87	328.14	0.709	365.17	37	J-95	300.02	0.7456	366.53	66
J-109	430.33	0.11	469.29	39	J-121	452.66	3.085	519.41	67
J-124	426.22	3.085	467.05	41	J-52	334.22	0.3982	401.24	67
J-103	307.79	0.1207	348.8	41	J-97	298.18	0.5026	365.48	67
J-125	428.07	3.085	469.17	41	J-46	333.62	0.1223	401.83	68
J-30	367.4	0.5547	408.94	41	J-84	359.96	1.3993	428.93	69
J-31	366.68	0.2868	408.93	42	J-79	399.31	0.11	469.12	70
J-66	323.11	0.4408	365.5	42	J-98	294.34	0.1516	364.9	70
J-89	310.1	0.2638	352.83	43	J-47	330.33	0.2385	401.2	71
J-138	315	0.7606	359.07	44	J-123	446.87	3.085	517.79	71
J-139	315.2	0.2941	359.38	44	J-114	397.67	0.11	469.1	71
J-137	365.23	0.1486	409.45	44	J-115	396.41	10.05	469.04	72
J-49	302.57	0.4269	347.08	44	J-81	393.9	0.11	469.08	75
J-82	384.37	0.11	428.94	44	J-48	319.37	0.505	399.65	80
J-93	326.84	1.1302	371.98	45	J-53	313.01	0.6097	398.08	85
J-128	383.42	10.05	428.87	45	J-54	300.68	0.3818	390.01	89

Tableau VI.6 : Les résultats des simulations

9 Conclusion :

Pour le dimensionnement de notre réseau de distribution nous avons utilisé le logiciel WaterGems de modélisation pour déterminer les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites. Les vitesses sont acceptables, les pressions peuvent être corrigées après l'installation des régulateurs de pression.

Conclusion générale :

Le renforcement en eau potable de la commune de TIZI N'TLETA, constitue une priorité vu le manque exorbitant en eau.

Lors de cette étude, nous avons essayés de résoudre cette problématique, par un piquage à partir de la conduite venant du barrage de Koudiat Acerdoune (W de BOUIRA) vers les Ouadhias, et le dimensionnement d'une nouvelle chaîne d'adduction.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2052, dont la population de la région d'étude atteindra 30000 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la commune TIZI N THLETA, a donné la nécessité de prévoir un transfert un **81,3 l/s** ou **7022m³/j**.

Le choix du matériau des conduites s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles disponible sur le marché ...)

En ce qui concerne l'adduction du transfert, celles d'adduction par refoulement, nous avons préconisé de réhabiliter toutes ces anciennes conduites en acier qui ne

Répondent plus aux critères économiques et de corrosives, par d'autre neuves en PEHD ayant de nouveaux diamètres.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter **deux (2)** réservoirs.

Pour le choix des pompes nous avons étudié le logiciel (Caprari) est nous a opté :

-De chef-lieu de Tizi N'Tleta (SR1) vers Ighil Imoula : HMTU40-1 /8A

-De Iouahlallene vers réservoir projeté : PM125/2D

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté un réseau ramifié avec type de matériau PEHD PN 16 dont le dimensionnement est fait à l'aide du logiciel de simulation hydraulique WaterGems . Nous avons choisi des diamètres appropriés qui nous ont permis d'obtenir des pressions et des vitesses acceptables.

En fin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à 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.

LES ANNEXES :

Annexe II-1 : Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50000à 100000	>100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe.IV.3 : les prix du revient des conduites

Les prix du revient des conduites en PEHD PN16

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA/m)
90	1113
110	1572
125	2099
160	3349
200	5227
250	8143
315	12597

Annexe V-4 : Catalogue de choix de pompe CAPRARI

www.EconomO.fr - Tel.: 01.84.16.97.95 - info@economO.fr - Fax : 09.56.80.08.74



Pompe centrifughe multistadio
Multistage centrifugal pumps
Pompes centrifuges multicellulaires

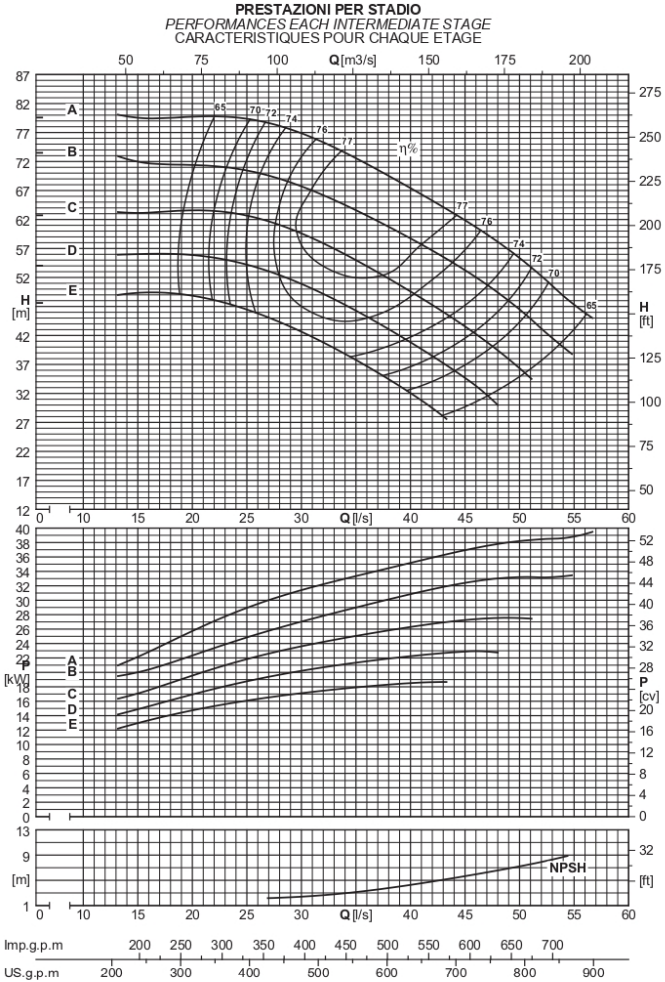
PM 100
2900 n [min⁻¹]

Campo di utilizzazione Utilization field Champ d'utilisation ≥ 65% η
Numero stadi: min. 2, max. 8 (PM/PMS) compatibilmente con la pressione massima di esercizio. Numero stadi: min. 4, max. 11 (PMH) compatibilmente con la pressione massima di esercizio. Stage number: min. 2, max. 8 (PM/PMS) compatibly with the maximum pressure. Stage number: min. 4, max. 11 (PMH) compatibly with the maximum pressure. Nombre d'étages: min. 2, max. 8 (PM/PMS) compatible avec la pression maximum. Nombre d'étages: min. 4, max. 11 (PMH) compatible avec la pression maximum.
NB. Solamente per le pompe a due stadi, ridurre di un punto il rendimento. For two-stage pumps only, reduce efficiency by one point. Diminuer le rendement d'un point seulement pour les pompes à deux étages.

Momento d'inerzia J bagnato Wet moment of inertia J Moment d'inertie J mouillé $J = \frac{1}{2} \rho D^2 \cdot [kg \cdot m^2]$		
Girante tipo Impeller type Roue type	PM(S/H)100/1	Per ogni stadio in più For each additional stage Pour chaque étage en plus
Ghisa Cast Iron Fonte	0,0315	0,028
Bronzo Bronze Bronze	0,0343	0,0308

Massime potenze ammissibili:
Vedi DATI TECNICI
Maximum permissible power: See TECHNICAL DATA
Puisances maximums admissibles: Voir DONNEES TECHNIQUES
N/n max. 0,08(PMS)
0,13(PMH)

Limiti tenute: Vedi DATI TECNICI
Seal limit: See TECHNICAL DATA
Limites garnitures d'étanchéité: Voir DONNEES TECHNIQUES



Dna x Dnm		l/s		0	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56		
mm		m³/h		0	72	79,2	86,4	93,6	100,8	108	115,2	122,4	129,6	136,8	144	151,2	158,4	165,6	172,8	180	187,2	194,4	201,6		
		l/min		0	1200	1320	1440	1560	1680	1800	1920	2040	2160	2280	2400	2520	2640	2760	2880	3000	3120	3240	3360		
PORTATA - CAPACITY - DEBIT																									
PM(S/H)100/1																									
125x100	E	m	47,5	48	49,5	47,5	45,5	44	43,5	41	39	36,5	34,5	32	29,5	27									
125x100	E	kW		14,9	15	15,5	16,5	17,5	17	17,5	18	18,5	18	18,5	19	20									
125x100	D	m	54	57	56	55	53	52	50	49	47,5	45,5	43	40,5	38,5	36	33	30							
125x100	D	kW		16,5	17,5	18,5	19	19,5	20,5	21	21,5	22	21,5	22	22,5	22,5	23	22,5							
125x100	C	m	62	60	61	61	60	59	58	57	55	53	51	49,5	47,5	45,5	42,5	40	37	34					
125x100	C	kW		20	21	22	22,5	23,5	24,5	24,5	25	25,5	26	26,5	27	27,5	28	29	28	28					
125x100	B	m	73	70	71	71	70	70	68	67	65	61	60	58	56	54	52	49,5	46	42,5	39,5	39			
125x100	B	kW		22,5	23,5	24,5	25	26	26,5	27,5	28	30	30,5	31	31,5	32	32,5	33	33	33	33	33,5	34		
125x100	A	m	79		81	81	81	75	75	74	73	71	69	67	65	62	60	58	55	52	48,5	45,5			
125x100	A	kW			27	29	29	31	32	32,5	33	33,5	34	35	35,5	37	37,5	38	38,5	38,5	38,5	40			
NPSH																									
		m					2,1	2,3	2,4	2,6	2,9	3,3	3,8	4,4	5	5,2	5,8	6,5	7,2	7,9	8,8	9,1			

Cod. 9964407/08-10 - Copyright © 2006 Caprari S.p.A. - All Rights Reserved

www.EconomO.fr - Tel.: 01.84.16.97.95 - info@economO.fr - Fax : 09.56.80.08.74

PM 100 - 47

BIBLIOGRAPHIE

[1]SALAH Boualem (E.N.S.H 1993) : Cours d'alimentation en eau potable

[2] A. Dupont : Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977;

[3] B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

[4]BENHAMNA Med.O,HABI .S 2015/2016, Renforcement en du réseau d'adduction d'eau potable de la commune de Souk El Tenine à partir de l'oued Mechtras . (Mémoire Master 2 en génie civil UMMTO).

[5]A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

[6]B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140

[7]H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25

[8]A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

[9]M.AIT AHCENE, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction: station de traitement-réservoir tampon)», (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)