



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ALILECHE Dihia

DERDAR Nadia

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE:

***DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'AIT BOUADDOU
(W.TIZI OUZOU)***

Soutenu le **29 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **M^{eme}. BOUNAB**
- Promoteur : **Mr. YAKOUBI. M**
- Examineur : **Mr. SELLAOUI. A**

Remerciement

En premier lieu nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce travail à terme.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et notre sincère remerciement à notre encadreur M^r YACOUBI.M pour leur encadrement et leurs orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

De plus nous remercions tous les enseignants de département d'hydraulique.

Nous remercions également à :

-  *A nos familles et nous amis pour leurs aides.*
-  *A tous les personnels de la DRE de Tizi-Ouzou.*
-  *L'APC d'Ait Bouaddou.*
-  *La subdivision d'Hydraulique de Ouadhia.*

En fin, un grand merci pour tout ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail



Dédicace

D'abord je tien a remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

A ma chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériel et moral et pour tout ces effort et les faveurs qu'il ma accordé et qui ma donné la volonté de réalisé et de finir ce travail.

A ma chère grande mère qui me souhaite toujours le succès.

A mon frère Hacene.

A ma très chère sœur Thinhinane et son mari Arezki.

A ma petite seour Thileli.

A ma binôme et amie Dibia.

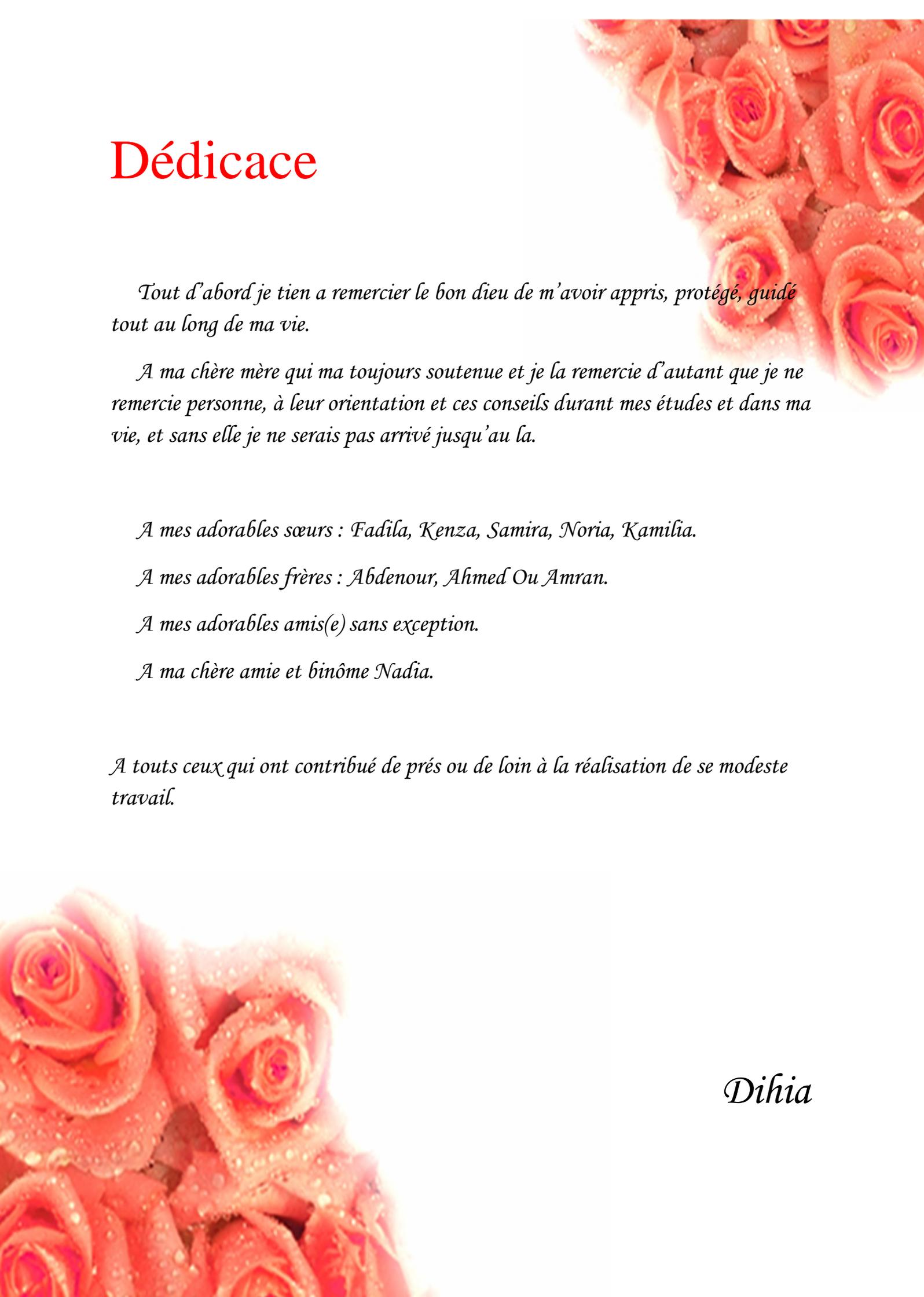
A mes ami (es) sans exception

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.



Nadia

Dédicace



Tout d'abord je tien a remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.

A ma chère mère qui ma toujours soutenue et je la remercie d'autant que je ne remercie personne, à leur orientation et ces conseils durant mes études et dans ma vie, et sans elle je ne serais pas arrivé jusqu'au la.

A mes adorables sœurs : Fadila, Kenza, Samira, Noria, Kamilia.

A mes adorables frères : Abdenour, Ahmed Ou Amran.

A mes adorables amis(e) sans exception.

A ma chère amie et binôme Nadia.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de se modeste travail.

Dihia

Liste des Tableaux

Tableau II.1.Evaluation de la population à différent horizon.....	08
Tableau II.2.Détermination des besoins domestique.....	10
Tableau II.3.Détermination des besoins scolaire	11
Tableau II.4.Détermination des besoins sanitaire.....	11
Tableau II.5.Détermination des besoins socio-culturel.....	12
Tableau II.6.Détermination des besoins administratifs.....	12
Tableau II.7.Détermination des besoins sportifs.....	12
Tableau II.8.Tableau récapitulatif des besoins en eau potable pour la commune d'Ait Bouaddou	13
Tableau II.9.La consommation après majoration.....	13
Tableau II.10.Récapitulatif des besoins journaliers.....	15
Tableau II.11.Récapitulatif des besoins journaliers finals.....	15
Tableau II.12.Les valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitant.....	16
Tableau II.13.Répartition de la consommation horaire.....	17
Tableau III.1.Détermination de la capacité de la station de reprise STR1.....	27
Tableau III.2.Détermination de la capacité de la station de reprise STR2.....	28
Tableau III.3.Détermination de la capacité de réservoir de transite IghilBourni.....	33
Tableau IV.1. Les caractéristiques des stations de reprise existantes.....	36
Tableau IV.2.La capacité des réservoirs et les localités à alimenter.....	36
Tableau IV.3.Les canalisations existants.....	37
Tableau IV.4.Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon point de piquage \rightarrow STR1...	47
Tableau IV.5.Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon TamdhaGuehia \rightarrow R4.....	48
Tableau IV.6.Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon Réservoir de Tête \rightarrow R8	49
Tableau IV.7.Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon R3 \rightarrow R2.....	50
Tableau IV.8.Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon STR1 \rightarrow STR2.....	51
Tableau IV.9.Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt du tronçon STR1 \rightarrow STR2.	52
Tableau IV.10.Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR1 \rightarrow STR2.....	52
Tableau IV.11.Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR1 \rightarrow STR2.....	52
Tableau IV.12.Calcul de bilan STR1 \rightarrow STR2.....	53
Tableau IV.13.Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon STR2 \rightarrow réservoir de tête.	54
Tableau IV.14.Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt du tronçon STR2 \rightarrow Réservoir de tête.....	54
Tableau IV.15.Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR2 \rightarrow réservoir de tête.....	55
Tableau IV.16.Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR2 \rightarrow réservoir de tête.....	55
Tableau IV.17.Calcul de bilan STR2 \rightarrow Réservoir de tête.....	55
Tableau IV.18.Récapitulatif des différents diamètres.....	57
Tableau V.1.Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	72
Tableau V.2.Vérification du non cavitation	72

Tableau VI.1.Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement.	77
Tableau VI.2.Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (STR1-STR2).....	79
Tableau VI.3.Valeurs du coup de bélier du tronçon (STR1-STR2)	79
Tableau VI.4.Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (STR2-Réservoir de tête).	79
Tableau VI.5.Valeurs du coup de bélier du tronçon (STR2-Réservoir de tête)	80
Tableau VI.6.Calcul de la Valeur maximal du coup de bélier pour la partie gravitaire	80

Liste des Figures

Figure I.1.Situation géographique de la région d'étude.....	03
Figure I.2.Photo de barrage koudiet Acerdoune.....	06
FigureII.1.Répartition de la population future.....	09
FigureII.2.Répartition des besoins en eaux par villages à l'horizon 2046.....	10
FigureII.3.La variation de la consommation horaire.....	18
Figure III.1.Adduction avec chute libre.....	21
Figure III.2.Adduction noyée.....	21
Figure III.3.Conduite de distribution.....	22
Figure III.4.Trop plein et vidange.....	22
Figure III.5.By pass.....	23
Figure III.6.Système à deux prises.....	23
Figure III.7.Système à siphon.....	24
Figure IV.1.Adduction gravitaire	34
Figure IV.2.Adduction par refoulement.....	34
Figure IV.3.Coupe verticale d'une conduite en PEHD.....	39
Figure IV.4.Robinet-vanne à opercule	44
Figure IV.5.Robinet vanne papillon	44
Figure IV.6.Robinet à papillon de survitesse.....	45
Figure IV.7.Ventouse	45
Figure IV.8.Clapet.....	46
Figure IV.9.Cripine.....	46
Figure V.1.pompe hélice.....	60
Figure V.2.roue hélice.....	60
Figure V.3. Pompe hélico-centrifuge.....	61
Figure V.4. Pompe hélico- centrifuge.....	61
Figure V.5. Roue ferme	62
Figure.V.6. Roue semi ouverte.....	62
Figure.V.7. Roue ouverte	62
Figure V.8. Constitution d'une pompe centrifuge.....	62
Figure V.9.courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	65
FigureV.10. couplage en série.....	67
FigureV.11.couplage en parallèle	68
FigureV.12.Réalisation du point de fonctionnement de la pompe au niveau du STR1-STR2.....	69
FigureV.13.Réalisation du point de fonctionnement de la pompe au niveau du STR2-Réservoir de tête.....	70

FigureV.14. Cavitation d'une roue.....	71
Figure VI.1. Cheminé d'équilibre.....	75
Figure VI.2. Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	76
Figure VI.3. Traversée d'une route.....	82
Figure VI.4. Traversée d'une route.....	82
Figure VI.5. Traversée d'une route.....	83
Figure VI.6. : Traversée d'un oued.....	84
Figure VI.7.Traversée de chemin de fer.....	84
Figure VI.8.Butée sur bronchement	85
Figure VI.9.Butée sur un cône.....	85
Figure VI.10.Butée sur coude verticale.....	85
Figure VI.11.Butée sur coude horizontal.....	85

Liste des symboles

- A : amortissement annuel ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- a` : Altitude de la station de reprise en (m) ;
- a_{eq} : La célérité équivalente de système en (m/s) ;
- B : La valeur de coup de bélier en (m) ;
- B_{eq} : La valeur de coup de bélier pour le nouveau système en (m) ;
- C_R : Cote de radier ;
- C_{TP} : Cote de trop-plein ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- D_{BONNIN} : Diamètre de Bonnin en (mm) ;
- D_{BRESSE} : Diamètre de Bresse en (mm) ;
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite en (mm) ;
- D_i : Dotation journalière en (l/j.hab) ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite en (mm) ;
- D₁ : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D₂ : Diamètre de la roue après rognage ;
- E : énergie consommée par la pompe en (KWh) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- e` : Prix unitaire d'un KWh imposé par SONELGAZ (e` = 5.48 DA) ;
- F_{am} : Frais d'amortissement en (DA) ;
- F_{exp} : Frais d'exploitation en (DA) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- H : Hauteur de réservoir en (m) ;
- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- H_d : Hauteur d'eau disponible en (m) ;
- H_d : Hauteur de dépression en (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique en (m) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique total en (m) ;

H_s : Hauteur de la surpression ;

h_v : Tension de vapeur en (m) ;

i : Taux d'annuité annuel ;

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

J_l : perte de charge linéaire en (m) ;

J_{ref} : Perte de charge au refoulement en (m) ;

J_s : perte de charge singulière en (m) ;

J_t : Perte de charge totale en (m) ;

J_v : Perte de charge créer par la vanne en (m) ;

K : La rugosité hydraulique de la conduite en (mm) ;

K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;

K_v : Coefficient d'ouverture de la vanne ;

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération ;

$K_{max,h}$: Coefficient de consommation maximale horaire ;

L : longueur du tronçon considéré en (m) ;

L_i :longueur équivalente de système (m) ;

m : Coefficient de rognage ;

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

N_i : Nombre de consommateur ;

$NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible ;

$NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise ;

n : nombre d'années d'amortissement ;

n' : intervalle d'année séparent P et P_0 ;

P : Population à l'horizon choisi ;

P' : Puissance de la pompe en (KW) ;

P_a : Puissance absorbé par la pompe en(KW) ;

P_r : Prix de la conduite en (DA) ;

P_0 : Population de l'année de référence ;

$P\%$: Résidu maximal dans le réservoir ;

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

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

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;

R_e : nombre de Reynolds ;

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

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

r : le pourcentage de rognage ;

S_{eq} : Surface équivalente de système en (m^2) ;

T : Temps de fermeture de la vanne (s) ;

T^{\sim} : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s) ;

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h) ;

t^{\sim} : taux d'accroissement moyen annuel de la population et de 1.51% ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

V_{eq} : Vitesse équivalente de système ;

V_{inc} : Volume d'incendie en (m/s) ;

V^{\max} : Volume maximal de stockage (m^3) ;

V_{\max} : Vitesse maximal de l'écoulement qui est de 1.5 m/s ;

V_{\min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;

V_{SR} : Volume de la station de reprise (m^3) ;

V_t : Volume total du réservoir en (m^3) ;

Z_0 : Pression absolue dans la conduite en (m) ;

a_{\max} : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1.1 et 1.3 ;

β_{\max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitant ;

λ : Coefficient de perte de charge linéaire ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau ;

Π : Rendement de la pompe en (%) ;

θ : angle d'ouverture de la vanne à papillon ;

P_0/ω : Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration ($10.33-0.0016*a$) ;

Sommaire	
Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du site	
I.1.Introduction	02
I.2.Présentation du site	02
I.2.1.Historique de la commune	02
I.2.2. Situation géographique	02
I.2.3. Situation topographique	03
I.2.4.Situation climatique	04
I.2.5.Le couvert végétal	04
I.2.6.Situation économique	05
I.2.7.Le tourisme « parc National Djurdjura »	05
I.2.8.La situation hydraulique et les ressources en eau	06
I.2.9.Barrage de Koudiet Acerdoune	06
I.2.9.1.Localisation du barrage	06
I.2.9.2.Caractéristiques générales du barrage	07
I.3.Conclusion	07
Chapitre II : Estimation des besoins	
II.1.Introduction	08
II.2.Estimation des besoins	08
II.2.1.Estimation de la population	08
II.2.2.Dotation	09
II.2.3.Evaluation des débits	09
II.2.3.1.Consommation moyenne journalière domestique	09
II.2.3.2. Consommation moyenne journalière pour les déferents besoins	11
II.2.4.La consommation moyenne journalière totale	13
II.2.5.Majoration de la consommation moyenne journalière	13
II.2.6.Consommation maximal journalière	14
II.2.6.1.variation de la consommation journalier	14
II.2.6.2.calcul de la Consommation maximale journalière ($Q_{max.j}$).....	14
II.2.7.Calcul de la consommation maximum horaire	16
II.3.Conclusion	18
Chapitre III : Les Réservoirs	
III.1.Introduction	19
III.2. Fonction des réservoirs	19
III.3.Caractéristiques des réservoirs	19
III.4.emplacement des réservoirs	19
III.5.Classification des réservoirs	20
III.6.Choix du type de réservoir	20
III.7.Equipements des réservoirs	20
III.7.1. Conduite d'adduction	21
III.7.2.Conduite de distribution	21
III.7.3.Conduite du trop-plein	22
III.7.4. Conduite de vidange	22
III.7.5.By- pass	23
III.7.6.Matérialisation de la réserve d'incendie	23
III.8. Entretien des réservoirs	24
III.9.Capacité de réservoir	24
III.9.1.Méthode analytique	25
III.9.2.Le volume total du réservoir	26

III.9.3.la station de reprise	26
III.10.Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise	27
III.10.1.dimensionnement de la station de reprise STR1	27
III.10.2.dimensionnement de la station de reprise STR2	28
III.10.3.dimensionnement de réservoir de tête	28
III.10.4. Détermination la capacité de réservoir d'Ait Irane	29
III.10.5.Détermination la capacité de réservoir d'Ait Ou El Hadj	30
III.10.6.Détermination la capacité de réservoir d'Ibadissene	30
III.10.7.Détermination la capacité de réservoir d'Ait Amar	31
III.10.8.Détermination la capacité de réservoir d'Ait Maalem	31
III.10.9.Détermination la capacité de réservoir d'Ait Djemaa	32
III.10.10.Détermination la capacité de réservoir de transite Ighil Bournie	32
III.11.Conclusion	33
Chapitre IV : Adduction	
IV.1.Introduction	34
IV.2. Choix de tracé	35
IV.3.Description du système d'AEP existant	35
IV.3.1.La capacité des réservoirs existants et les localités à alimente.....	36
IV.3.2.Les canalisations existantes	37
IV.4.Description de la nouvelle chaine d'adduction	38
IV.5.Choix du type des conduites	39
IV.6.Etude technico économique	40
IV.6.1.Calcul de diamètre économique	40
IV.6.1.1.Calcul de diamètre	40
IV.6.1.2.Calcul de la vitesse	41
IV.6.1.3.Les pertes de charge	41
A) Les pertes de charge linéaires	41
B) Les pertes de charge singulières	42
C) Les pertes de charge totales	42
IV.6.1.4.Détermination de la hauteur manométrique	42
IV.6.1.5.Puissance absorbée par la pompe	42
IV.6.1.6.Energie consommée par la pompe	43
IV.6.1.7.Frais d'exploitation	43
IV.6.1.8.Frais d'amortissement	43
IV.7.Equipement d'Adduction	44
IV.7.1.Robinet vanne	44
A) Robinet-vanne à opercule	44
B) Vanne papillons	44
C) Robinet de vidange	45
IV.7.2.Ventouse	45
IV.7.3.Les clapets anti retour	46
IV.7.4.Les crépines	46
IV.8.Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	46
IV.8.1.Dimensionnement de l'adduction partie gravitaire	46
IV.8.1.1.Tronçon (point de piquage) →STR1	46
IV.8.1.2.Source ThamdhaGuehia →Réservoir R4	47
IV.8.1.3.Tronçon Réservoir de Tête →R8	48
IV.8.1.4. Tronçon R3 →R2	50
IV.8.2.Dimensionnement de l'adduction partie refoulement	51
IV.8.2.1.Tronçon STR1→STR2	51

IV.8.2.2.Tronçon STR2 → Réservoir de tête	53
VI.9.conclusion	58
Chapitre V : Les Pompes	
V.1.Introduction	59
V.2.Classification des pompes	59
V.2.1.Les pompes volumétriques	59
V.2.2. Les Turbo-pompes	60
V.3.Choix des pompes	61
V.4. Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	61
V.5. Amorçage des pompes	62
A) Amorçage manuel	63
B) Amorçage par pompe à vide	63
V.6.caractéristique hydraulique des pompes centrifuges	63
V.6.1.Hauteur manométrique	63
V.6.2.La vitesse de rotation	63
V.6.3.La puissance	63
A) La puissance absorbée par la pompe	63
B) La puissance hydraulique ou la puissance utile	64
V.6.4.Le rendement	64
V.7. les Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	64
V.8.Les modifications à effectuer pour atteindre le point désiré	65
V.8.1.Modification du temps de pompage	65
V.8.2.Vannage ou création des pertes de charge	66
V.8.3.Rognage	66
V.8.4.Variation de la vitesse de rotation	66
V.9.Couplage des pompes	67
V.9.1.Couplage en série	67
V.9.2.Couplage en parallèle	68
V.10.Type de pompe à adopter	68
A) Pompe du tronçon STR1-STR2	68
B) Pompe du tronçon STR2-Réservoir de tête	69
V.11.Etude de la cavitation	71
V.12.Conclusion	72
Chapitre VI : Protection et pose des conduites	
VI.1.1.Introduction	73
VI.1.2.Moyens de protection contre le coup de bélier	73
VI.1.2.1.Volant d'inertie	73
VI.1.2.2. Soupapes de décharge	74
VI.1.2.3. Les ventouses	74
VI.1.2.4. Soupapes d'admission et de purge d'air	74
VI.1.2.5. Cheminée d'équilibre	74
VI.1.2.6.Réservoir d'air comprimé	75
VI.1.3. Etude du coup de bélier	76
VI.1.3.1.La valeur du coup de bélier	76
VI.1.3.2.La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons	77
A) Partie refoulement	77
B) Partie gravitaire	80
VI.2.Pose des conduites	81
VII.2.1. Pose en en terre	81
VI.2.2.Essai de pression	83

VI.2.3.Le remblayage	83
VI.2.4. Traverse des points spéciaux	83
A) traversée d'une route	83
B) traversée d'une rivière ou d'un oued	84
C) Traversée de la voie ferrée	84
VI.2.5.Stabilisation des conduites	85
VI.2.6.Désinfection des conduites	85
VI.3.conclusion	86
Conclusion général	87

Introduction générale

Lorsque on parle de l'eau, on pense à la vie, et en aucun cas ne sera cette dernière sans l'existence de l'eau ; ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue qu'il représente les 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux d'eau douce approprié à l'homme est très faible et a une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles. En effet, le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer, il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles. Depuis la dernière décennie, l'édification de barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre de délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

La réalisation du barrage Koudiet Acerdoune de Bouira permet l'approvisionnement en eau potable du centre du pays dont les localités Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.

La commune d'Ait Bouaddou, rattachée à la Daira de Ouadhia, wilaya de Tizi-Ouzou, objet de notre étude, est alimentée actuellement à partir des sources qui assurent un débit total de 35l/s. Il s'avère insuffisant et loin de satisfaire les besoins de cette commune qui sont de l'ordre de 70,61 l/s pour une population de 24976 habitants à long terme (2046). On constate que notre région d'étude est confrontée à un déficit de l'ordre 35.61 l/s.

Pour combler ce déficit, il apparait nécessaire de renforcer la chaine d'Alimentation en Eau Potable de la commune d'Ait Bouaddou, à partir d'un piquage de la conduite de transfert Koudiet Acerdoune—Ouadhia.

Pour atteindre cet objectif, nous avons divisé notre travail en six chapitres.

-En premier lieu, nous allons présenter le site du projet, dont le but est de décrire les différentes situations : géographique, topographique, climatique et hydraulique.

-Le deuxième chapitre sera consacré aux calculs des besoins en eau de la population pour le court et surtout le long terme de consommation, et à l'estimation du déficit par rapport aux ressources actuelles.

-Ensuite nous allons étudier le système d'adduction qui consiste à dimensionner les réservoirs, soit pour le stockage ou bien pour la transition, et de comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants.

-On traitera aussi la partie pompage, dans laquelle nous déterminerons les pompes adéquates à nos installations.

-Après avoir dimensionné les différents organes de notre réseau d'adduction, nous allons vérifier l'apparition de phénomène du coup de bélier dans les différentes conduites, et proposer des protections anti-bélier.

Et on terminera avec une conclusion générale.

I.1.Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'alimentation en eau potable d'une agglomération, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques fondamentales de la région et les facteurs qui influent la conception de ce projet.

I.2.Présentation du site :

I.2.1.Historique de la commune [1]

La population qui constituait la commune d'Ait Bouaddou était venue d'autres régions et avait constitué un noyau central à Ait Djemaa, actuel chef-lieu de la commune.

Pour se défendre, suite aux différentes invasions et en particulier celle des romains, les ancêtres d'Ait Bouaddou fabriquaient des munitions à base de plomb, et en particulier une arme traditionnelle (la fronde), appelée en terme berbère « Aldou ou Ildi » d'où la dénomination de la région « ATH-VOUALDOUN » qui estropiée par le temps devint AIT BOUADDOU.

I.2.2. Situation géographique [1]

La commune d'Ait Bouaddou est issue du découpage administratif de 1984, elle relève de la daïra d'Ouadhias dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Elle est limitée :

- Au Nord, par les communes d'Ouadhias et TiziNtleta
- A l'Est, par la commune d'Agouni Gueghrane
- A l'Ouest, par la commune d'Assi Youssef
- Au Sud, par la commune de Hizer wilaya de Bouira.



Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude

La commune s'organise autour d'entités urbaines constituées par :

- L'agglomération chef-lieu localisée au centre de la commune, regroupant plusieurs villages : Ait Djemaa, Ibadissen, Ighil Bermi, Ait Ouchalal, Ait EL Mensour, Ait Douala, Ait Khelfa, Thakharradjith, Ait Maalem, Thamkadouth et Thouvdirth.
- Trois agglomérations secondaires : Ait Amar à l'Ouest, Ait Oulhadj et Ait Irane à l'Est.
- Une zone éparse, composée de plusieurs hameaux et constructions implantées le long des axes routières, et entre les agglomérations villageoises.

La commune d'Ait Bouaddou s'étale sur environ 4000 ha. Sa population, selon le dernier RGPH 2008, est de 14132 Habitant, soit une densité de 3,7 hab/ha. Elle se situe à 45 km au sud du chef-lieu de wilaya de Tizi-Ouzou.

1.2.3. Situation topographique [1]

La commune d'Ait Bouaddou est une région montagneuse, dont sa moitié méridionale fait partie du massif rocheux du Djurdjura.

Des plaines au Nord sous forme de vallée, sont caractérisées par une topographie plus au moins plane, dont les altitudes varient de 400 à 700 m, avec des pentes plus au moins faibles, moins de 8% sur les rives et les lits des oueds et de 8 à 25% sur l'ensemble des terrains agricoles.

Des replats, au centre du territoire communale, forment les sommets sur lesquelles sont implantés la majorité des villages, dont les altitudes varient de 700 à 1000 m. Ils sont caractérisés par une topographie accidentée avec de fortes pentes de plus de 25% sur les versants, et des surfaces planes de 8 à 25% sur les sommets.

Des escarpements rocheux dont les hauteurs varient entre 1000 à 2100 m au Sud de la commune, caractérisés par un relief très accidenté avec de très fortes pentes.

I.2.4.Situation climatique [1]

La commune d'Ait Bouaddou est caractérisée par un climat méditerranéen, qui est de type humide et froid en hiver, sec et chaud en été. Ce climat est conditionné par sa situation géographique et la nature du relief dominant ; qui est un escarpement rocheux très accidenté sur les hauteurs du massif du Djurdjura.

Les précipitations sont très abondantes dans la période hivernale. En fait, la commune se classe dans la séquence bioclimatique humide dont la pluviométrie moyenne est de plus de 900 mm/an.

Les températures moyennes varient entre 5 et 40 °C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales varient entre 3 et 8 °C au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent 35°C au mois d'Août.

I.2.5.Le couvert végétal [1]

La commune bénéficie de précipitations abondantes, qui constituent un véritable atout pour le développement d'une végétation naturelle luxuriante et la pratique d'une agriculture pluviale et variée, selon l'étagement du climat et de l'exposition du relief. Cependant, il est à signaler que les caractéristiques physico-climatiques du sud de la commune imposent des conditions très contraignantes pour le couvert végétal et ce vu la composition rocheuse du terrain et l'importance de la période d'étalement de la neige qui dépasse les six mois par an. Donc le couvert végétal est dense et diversifié dans la partie centrale de la commune d'Ait Bouaddou, lequel est dominé par l'olivier et les maquis.

I.2.6.Situation économique [1]

Bien que située au pied du Djurdjura, la commune d'Ait Bouaddou, est une commune à vocation agricole.

En effet, la commune possède un territoire de près de 1200 ha de terres agricoles travaillées par les petits agriculteurs.

L'ouverture des pistes agricoles a permis de désenclaver des zones qui ont pu remettre en valeur des terres délaissées auparavant.

Les familles trouvent également la complémentarité dans l'élevage traditionnel.

Dans le secteur secondaire, nous n'avons relevé aucune infrastructure étatique industrielle sur le territoire de la commune. Alors ce secteur est assuré par l'investissement privé, limité actuellement à une unité de fabrication d'agglomérés pour les besoins de la construction au niveau de la commune.

Le secteur tertiaire, constitué par les administrations, service et transport, est le secteur prédominant.

Enfin le concours de la masse émigrée constitue un gros appoint à l'économie de la commune.

I.2.7.Le tourisme « parc National du Djurdjura » [1]

La situation géographique de la commune sur les hauteurs de Djurdjura lui offre une vocation riche et durable, qui est le tourisme, acquise par l'inclusion d'une grande partie au sud du territoire communale dans le « Parc National du Djurdjura ».

Le Parc National de Djurdjura se trouve dans la partie nord de l'Algérie à environ 40 km à vol d'oiseau de la mer et 150 km à l'est d'Alger. S'étendant sur une superficie de 18850 ha, dont environ 1000 ha dans le territoire d'Ait Bouaddou.

Connu comme site touristique d'intérêt national pour le ski, la randonnée, la spéléologie, la découverte, le Djurdjura présente un grand potentiel du point de vue du développement du tourisme, et l'accent est mis sur la promotion du tourisme rural.

I.2.8. La situation hydraulique et les ressources en eau [1]

La commune d'Ait Bouaddou est alimentée à partir des sources ARACHROUCHE EL-HAMMAM, THAMDHA GUEHYA, TEBODUH et THALA BOUADJ. L'inscr Ouzkour dont les débits sont définis (6 l/s, 7 l/s, 15 l/s, 1 l/s, 6 l/s) respectivement.

I.2.9. Barrage de Koudiet Acerdoune [2]

I.2.9.1. Localisation du barrage

Le barrage de Koudiet Acerdoune est le deuxième grand barrage en Algérie après celui de Béni Haroun. Il est implanté sur l'Oued Isser dans la commune de Mâala au sud de Lakhdaria, à 35 km de Bouira. La digue est réalisée en béton compact en rouleau par la société française GHAZEL. Elle est de hauteur de 121 m, en amont de cette digue 115 millions de m³ d'eau sont déjà emmagasinés après 1 an de mise en eau du barrage qui est d'une capacité de 640 millions de m³.

Le barrage devra alimenter les quatre wilayas Bouira, Tizi-Ouzou, Médéa, M'sila et la nouvelle ville de Boughezoul donc une population de 4 millions d'habitants.

Ce barrage alimentera dix communes du Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou qui sont celles des daïras de Draa EL Mizane, Boughni et Ouadhias.

Une partie de ce barrage sera destinée pour l'irrigation, en effet 19000 ha seront irrigués.



Figure I.2. Photo du barrage koudiet Acerdoune

1.2.9.2. Caractéristiques générales du barrage

- Une digue en béton compacté en rouleau (BCR)
- Volume : 640 Hm³
- Hauteur de la digue : 121 m
- Loguer en crête : 475 m
- Surface du bassin versant : 2790 km²
- Air inondée : 1830 Ha.

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cité certains facteurs nécessaires tels que la situation géographique, la climatologie et la situation hydraulique qui nous sont nécessaires pour la suite du projet, notamment le dimensionnement total d'un réseau d'alimentation en eau potable.

II.1.Introduction

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants au niveau de l'agglomération et d'avoir des normes de consommation unitaires.

II.2.Estimation des besoins

II.2.1.Estimation de la population

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 30 ans, qui est une moyenne en matière de durées de vie des canalisations.

D'après la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou, le taux d'accroissement de la population (t') est 1.51%.

$$P_n = P_0 (1 + t')^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

- ✚ P_n : population futur à l'horizon considéré (2046)
- ✚ P_0 : population de l'année de référence (2016)
- ✚ t' : taux d'accroissement de la population
- ✚ n' : nombres d'années séparant l'horizon considéré de l'année de référence (30ans)

Tableau II.1.Evaluation de la population à défèrent horizon

Villages	Population 2008	Population 2016	Taux d'accroissement(%)	Population 2046
Ait Djemaa	4750	5355	1.51	8395
Ait Maalem	3350	3777	1.51	5921
Ibadissene	1500	1691	1.51	2651
Ait Amar	2300	2593	1.51	4065
Ait Oulhadj	1301	1467	1.51	2299
Ait Irane	738	832	1.51	1304
Zone éparsé	193	218	1.51	341
Totale	14132	15933		24976

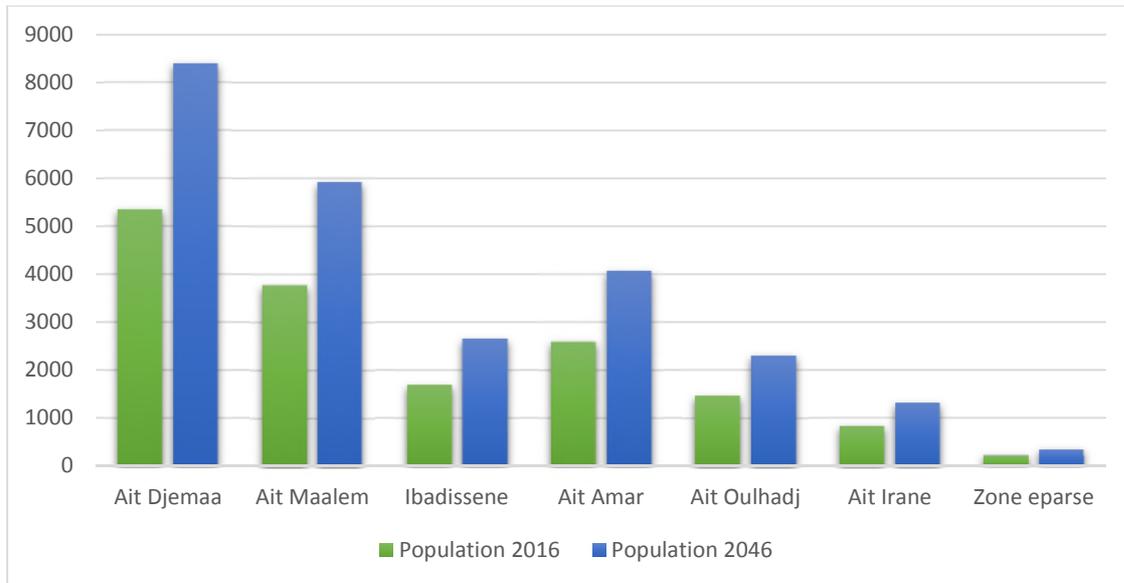


Figure II.1. Répartition de la population future.

II.2.2. Dotation :

L'estimation des besoins en eau est délicate, car ceux-ci peuvent varier d'une région à l'autre, ou même au sein de la même agglomération en fonction du temps (heure de pointe, jour de pointes...) cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipement sanitaire, niveau de vie de la population...).

En effet, les spécialistes du domaine ont essayé d'évaluer la consommation journalière moyenne pour chaque type d'agglomération, c'est ce qu'on appelle aujourd'hui la dotation.

Ait Bouaddou est une région rurale, pour une tel zone de moins de 20000 habitants, la norme de consommation est prise 150 l/j.hab.

II.2.3. Evaluation des débits :

II.2.3.1. Consommation moyenne journalière domestique :

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i \cdot N_i}{1000} (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en (m^3/j),
- D_i : Dotation journalière en ($\text{l}/\text{j.hab}$),
- N_i : Nombre de consommateurs.

Tableau II.2.Détermination des besoins domestique

Villages	Population actuel (2016)	Population future (2046)	Dotation (l/j.hab)	Besoin actuel (m ³ /j)	Besoin future (m ³ /j)
Ait Djemaa	5355	8395	150	803,25	1259,3
Ait Maalem	3777	5921	150	566,55	888,15
Ibadissene	1691	2651	150	253,65	397,65
Ait Amar	2593	4065	150	388,95	609,75
Ait Oulhadj	1467	2299	150	220,05	344,85
Ait Irane	832	1304	150	124,8	195,6
Zone eparse	218	341	150	32,7	51,15
Totale	15933	24976		2390	3746,45

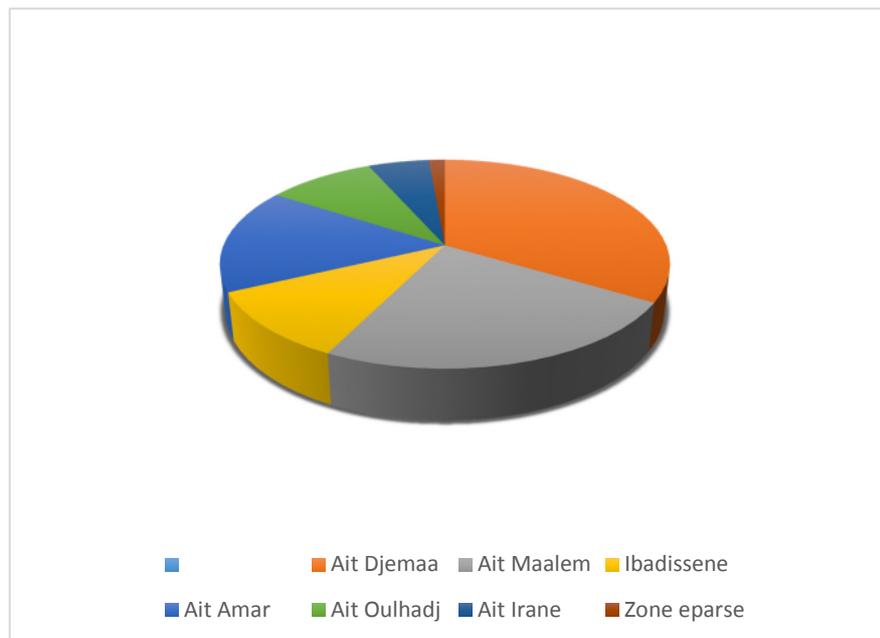


Figure II.2.Répartition des besoins en eaux par villages à l'horizon 2046

II.2.3.2. Consommation moyenne journalières pour les déferents besoins :**II.2.3.2.1. Les besoins scolaires :****Tableau II.3. Détermination des besoins scolaire**

Villages	Type d'équipements	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Besoins (m ³ /j)
ACL	(6) école primaire	1250	15	18,75
	(4) CEM	1000	20	20
	(2) crèche	160	10	1,6
	(1) lycée	1000	30	30
	(1) CFPA	400	15	6
Ibadissene	(2) école primaire	450	15	6,75
Ait Amar	(1) école primaire	250	15	3,75
	(1) crèche	160	10	1,6
Ait Oulhadj	(1) école primaire	250	15	3,75
	(1) crèche	160	10	1,6
Ait Irane	(1) école primaire	250	15	3,75
Totale				97.55

II.2.3.2.2. Les besoins sanitaire :

Les besoins du secteur sanitaire sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.4. Détermination des besoins sanitaire

Villages	Type d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/emp)	Besoins (m ³ /j)
ACL	(1) Salle de soins	employé	10	15	0,15
	(1) centre de sante	employé	20	60	1,2
	(1) polyclinique	employé	300	20	6
Ibadissene	(1) Salle de soins	employé	10	15	0,15
Ait Amar	(1) Salle de soins	employé	10	15	0,15
Ait Oulhadj	(1) Salle de soins	employé	10	15	0,15
Totale					7.8

II.2.3.2.3. Les besoins socioculturel :**Tableau II.5. Détermination des besoins socioculturel**

Villages	Type d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/per)	Besoins (m ³ /j)
ACL	(1) mosquée	Fidèle	800	40	32
	(4) maison de jeune	personne	900	10	9
Ibadissene	(1) mosquée	Fidèle	200	40	8
	(1) auberge des jeunes	personne	60	80	4,8
totale					53.8

II.2.3.2.4. Les besoins administratif :**Tableau II.6. Détermination des besoins administratifs**

Villages	Type d'équipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/emp)	Besoins (m ³ /j)
ACL	(1) siège APC	employé	60	10	0,6
	(1) Antenne APC	employé	25	10	0,25
	Bureau PTT	employé	10	10	0,1
	(1) agence administrative	employé	10	10	0,1
	(1) Antenne PTT	employé	5	10	0,05
	(1) protection civil	employé	40	10	0,4
	(1) Sureté urbaine	employé	100	20	2
Totale					3.5

II.2.3.2.5. Les besoins sportif :**Tableau II.7. Détermination des besoins sportifs**

Villages	Type d'équipements	Nombre d'unité	Dotation (l/j/sportif)	Besoins (m ³ /j)
ACL	(1) salle de sport type III	60	15	0.9
Ait Oulhadj	(1) salle de sport	60	15	0.9
totale				1.8

II.2.4. La consommation moyenne journalière totale :

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme de différentes consommations de l'agglomération.

Tableau II.8. tableau récapitulatif des besoins en eau potable pour la commune d'Ait Bouaddou

Catégorie des besoins	Q _{moy.j} (m ³ /j)						totale
	ACL	Ibadissene	Ait Amar	Ait Oulhadj	Ait Iran	Zone eparse	
Domestiques	2147,45	397.65	609.75	344.85	195.6	51.15	3746.45
Scolaires	76.35	6.75	5.35	5.35	3.75	-	97.55
Sanitaires	7.35	0.15	0.15	0.15	-	-	7.8
Socioculturels	41	12.8	-	-	-	-	53.8
Administratifs	3.5	-	-	-	-	-	3.5
Sportif	0.9	-	-	0.9	-	-	1.8
Total	2276.55	417.35	615.25	351.25	199.35	51.15	3910.9

II.2.5. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Même construit avec soins et correctement entretenu, un réseau de distribution d'eau n'est jamais étanche. Le volume des fuites est, en valeur relative, d'autant plus important que l'agglomération alimentée est plus petite.

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers.

$$Q_{\text{moy.j majoré}} = Q_{\text{moy.j}} + (0,2 \times Q_{\text{moy.j}}) \quad (\text{II-3})$$

Tableau II.9 : la consommation après majoration

	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Q _{moy.j} majorée de 20%
ACL	2276.55	2731,86
Ibadissene	417.35	500,82
Ait Amar	615.25	738,3
Ait oulhadj	351.25	421,5
Ait Irane	199.35	239,22
Zone Iparse	51.15	61,38
Total	3910.9	4693,08

Donc après majoration de 20% la consommation moyenne journalière devient égale :

$$Q_{\text{moy j majoré}} = 4693.08 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.2.6. Consommation maximal journalière:

II.2.6.1. variation de la consommation journalier :

Au cours de la journée, le débit d'eau consommé par les installations n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums, cette variation est caractérisée par un coefficient d'irrégularité K_{max}

II.2.6.1.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{\text{max,j}}$):

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\text{max,j}} = Q_{\text{max,j}} / Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{II-4})$$

$$K_{\text{max,j}} = 1,1 \text{ à } 1,3$$

Avec :

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

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier (m^3/j)

$K_{\text{max,j}}$: il nous indique combien de fois le débit maximal de la journée dépasse le débit moyen de la journée.

II.2.6.2. calcul de la Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max,j}}$):

$$Q_{\text{max,j}} = K_{\text{max,j}} * Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{II-5})$$

On prendra $K_{\text{max,j}} = 1,3$

Tableau II.10. Récapitulatif des besoins journaliers

	Q _{moy,j} majorée de 20%	Q _{max,j} (m ³ /j)
ACL	2731,86	3551,418
Ibadissene	500,82	651,066
Ait Amar	738,3	959,79
Ait oulhadj	421,5	547,95
Ait Irane	239,22	310,986
Zone Iparse	61,38	79,794
Totale	4693,08	6101,004

Remarque :

La zone éparsé est composée de plusieurs hameaux et constructions implantées le long des axes routiers, et entre les agglomérations. Leurs débits nécessaires ont été repartis sur les six villages.

Concernant ACL (Ait Djemaa et Ait Maalem), le débit max journalier est de Q_{max,j}= 3578.016 m³/j, le pourcentage du nombre d'habitants d'Ait Djemaa est 59% et Ait Maalem est 41%, ce qui nous donne les débits max qui sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.11. Récapitulatif des besoins journaliers finals

	Nombres d'habitant	Q _{max,j} (m ³ /j)
Ait Djemaa	8395+57 8452	2097.73+13.299 2111.029
Ait Maalem	5921+57 5978	1453.68+13.299 1466.98
Ibadissene	651,066+57 2708	651.06+13.299 664.36
Ait Amar	959,79+57 4122	959.79+13.299 973.089
Ait oulhadj	547,95+57 2356	547.95+13.299 561.249
Ait Irane	310,986+56 1360	310.98+13.299 324.28
Totale	24976	6101.004

II.2.7. Calcul de la consommation maximum horaire :

Le débit maximal subit des variations horaires caractérise par les coefficients de variations horaires $K_{\max.h}$. Le débit de pointes représente la consommation d'eau maximal de leur la plus charge de la journée, donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$Q_{\max.h}$: Débit max horaire (m^3/h).

La valeur de $K_{\max.h}$ dépend de α_{\max} et β_{\max}

α_{\max} : Coefficient qui dépend de niveau de vie de la population et de confort, il varie entre 1.2 et 1.4 (on prend $\alpha_{\max}=1.3$) ;

β_{\max} : Coefficient qui dépend de nombre d'habitants

Les valeurs de β_{\max} donnée par le tableau II.12 en fonction de nombres d'habitants

Tableau II.12. les valeurs de β_{\max} en fonction de nombre d'habitant

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Le nombre d'habitant est de 24976 ce qui donne la valeur de $\beta_{\max}=1.17$

$$\begin{aligned} K_{\max.h} &= \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \\ &= 1.3 \times 1.17 \\ &= 1.52 \end{aligned} \quad K_{\max.h} = 1.52 \quad (\text{II-7})$$

On prend $K_{\max.h} = 1.5$, nous choisissons le type de régime de consommation de notre agglomération d'après les résultats expérimentant présentes sous forme de tableau (**voir annexe1**)

Nous obtenus la répartition de $Q_{\max.j}$ sur les 24 heures.

Alors :

$$Q_h = \frac{p\%}{100} \times Q_{\max.j} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

P% : pourcentage du régime de consommation horaire

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

Q_h : débit horaire (m^3/h)

Tableau II.13. Répartition de la consommation horaire

Heures	Coefficients de consommation(%)	consommation (m³/h)
0-1	1,5	91,51506
1-2	1,5	91,51506
2-3	1,5	91,51506
3-4	1,5	91,51506
4-5	2,5	152,5251
5-6	3,5	213,53514
6-7	4,5	274,54518
7-8	5,5	335,55522
8-9	6,25	381,31275
9-10	6,25	381,31275
10-11	6,25	381,31275
11-12	6,25	381,31275
12-13	5	305,0502
13-14	5	305,0502
14-15	5,5	335,55522
15-16	6	366,06024
16-17	6	366,06024
17-18	5,5	335,55522
18-19	5	305,0502
19-20	4,5	274,54518
20-21	4	244,04016
21-22	3	183,03012
22-23	2	122,02008
23-24	1,5	91,51506
Total	100	6101,004

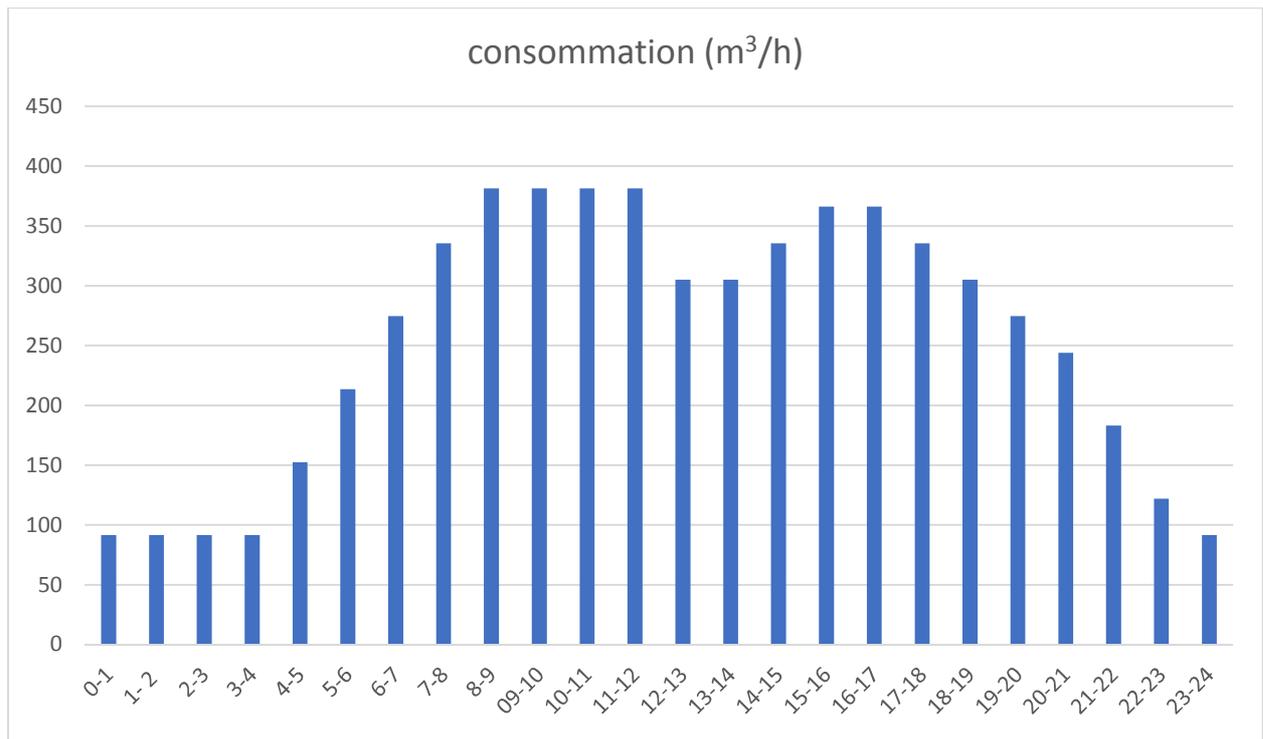


Figure II.3. La variation de la consommation horaire.

II.3. Conclusion :

Lors de cette phase on constate que notre zone d'étude présente un déficit énorme en eau potable de ce fait que les sources existantes de la commune d'Ait Bouaddou ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de cette commune.

C'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation des eaux du barrage de Koudiet Acerdoune qui est la ressource la plus proche de notre zone d'étude.

Cette nouvelle ressource devra donc couvrir un déficit estimé à **3077.004m³/j** soit **35.61l/s**.

Avec :

Les sources en eau (5 sources dont le débit est de 35l/s soit 3024m³/j)

Les besoins en eau moyen $Q_{moy,j}=4693.08m^3/j$.

Les besoins en eau maximal $Q_{max,j}=6101.004m^3/j$.

Les besoins futur provoqueront un déficit de **3077.004 m³/j**.

III.1.Introduction :

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'eau potable, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

III.2. Fonction des réservoirs [3]

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples, ils interviennent notamment dans :

- ✓ La compensation des écarts entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres)
- ✓ Régulation de la pression.
- ✓ Lutte contre les incendies.
- ✓ Réduction des dépenses d'énergie.

Par conséquent, ils doivent être :

- ✓ Etanches.
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau.
- ✓ Protégés contre toute contamination de l'eau.
- ✓ Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

III.3.Caractéristiques des réservoirs

Le réservoir doit avoir une capacité suffisante afin de répondre au rôle qui lui est propre. Il doit présenter les caractéristiques suivantes :

- ✓ Etanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites ;
- ✓ Résistance contre la pression de l'eau ;
- ✓ Résistance pendant une très longue durée contre le contact de l'eau.

III.4.Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques qui sont les suivantes :

- ✓ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- ✓ Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire, le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

- ✓ L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- ✓ l'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir assurer une pression suffisante au moment de pointe.

III.5. Classification des réservoirs [3]

D'après la nature du matériau de construction, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé.

D'après la position par rapport au sol, ils peuvent être :

- Enterrées ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés.

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque

III.6. Choix du type de réservoir

Vu le relief très accidenté de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés, pour lesquels :

- ✓ L'étude architecturale est simplifiée,
- ✓ L'étanchéité est facile à réaliser,
- ✓ La conservation de l'eau est à une température constante,
- ✓ Il y'a économie sur les frais de construction.

III.7. Equipements des réservoirs [4]

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

III.7.1. Conduite d'adduction [3]

L'adduction s'effectue soit par sur verse, avec chute libre (figure III.1), soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée (figure III.2).

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint dans la cuve, le niveau maximum :

- L'obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire,
- un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par sur verse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.

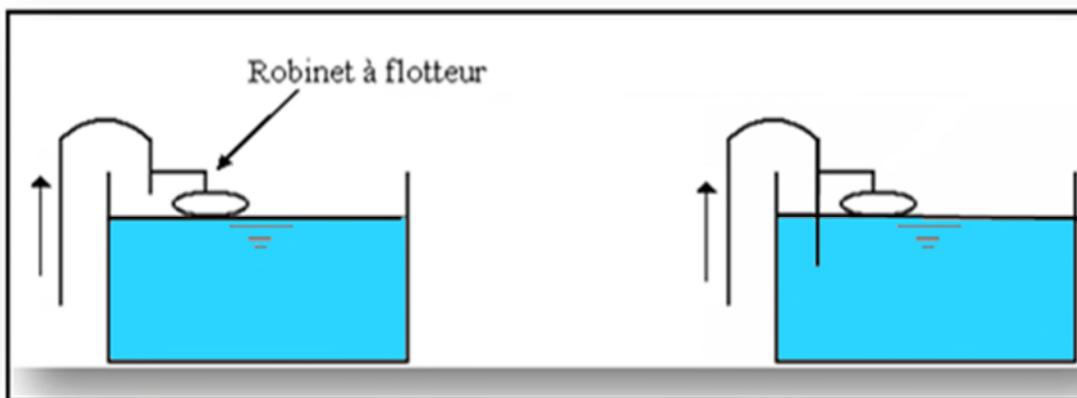


Figure III.1. Adduction avec chute libre

Figure III.2. Adduction noyée.

III.7.2. Conduite de distribution [4]

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. (Figure III.3).

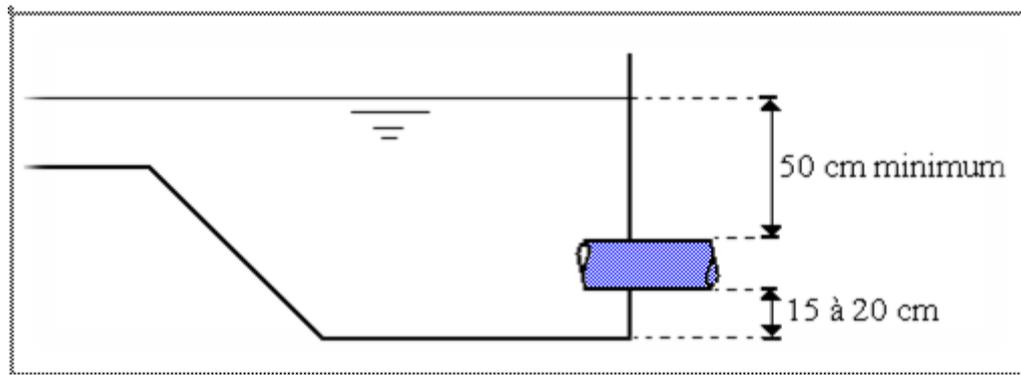


Figure III.3. Conduite de distribution

Pour faciliter le passage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée. En cas de rupture de la conduite maitresse de distribution et dans l'hypothèse d'un réservoir de grande capacité, il faut avoir la possibilité d'isoler rapidement le réservoir pour éviter des inondations en ville.

III.7.3. Conduite du trop-plein [3]

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale, ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. Le trop plein débouchera à un exutoire voisin. (Figure III.4).

III.7.4. Conduite de vidange [3]

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. (Figure III-04).

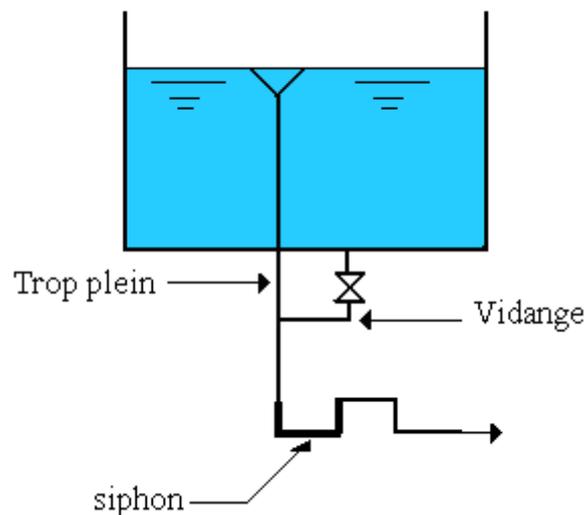


Figure III.4 : Trop plein et vidange

III.7.5. BY-PASS [3]

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (III.5) : en temps normal la vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (3) sont ouvertes et (2) fermée ; en by-pass, on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

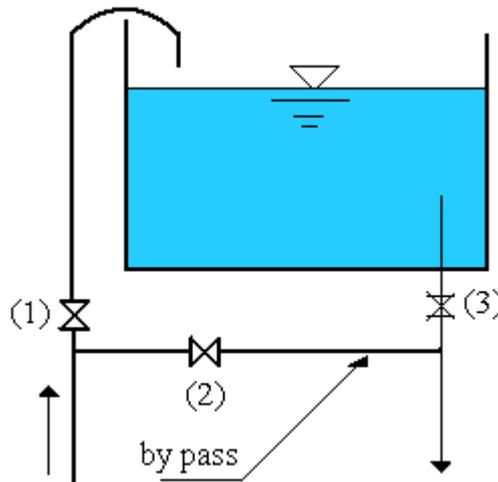


Figure III.5. By pass

III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie [3]

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de disposition :

➤ **Le système à deux prises**

En temps normal : La vanne d'incendie (1) est fermée et la vanne de distribution (2) est ouverte. En cas d'incendie : (1) est ouverte. (Figure III .6)

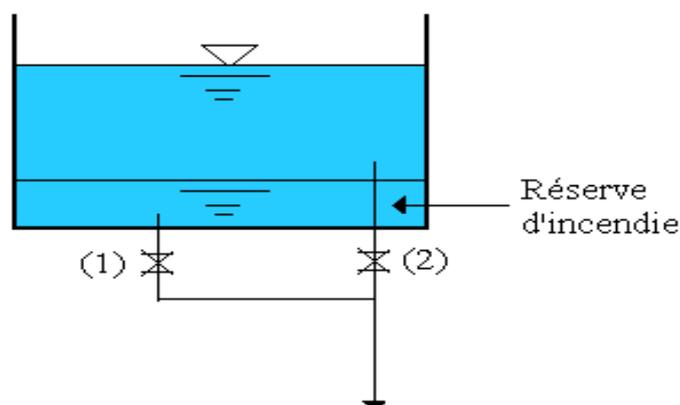


Figure III .6. Système à deux prises.

➤ LE système à siphon

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). (Figure III.7)

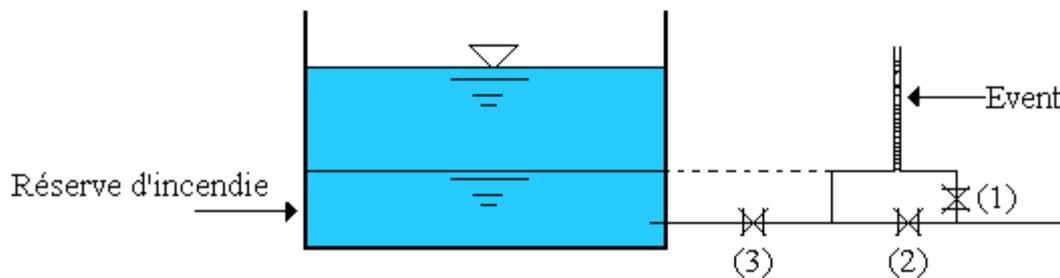


Figure III.7. Système à siphon.

III.8. Entretien des réservoirs [4]

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

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

III.9. Capacité de réservoir :

La capacité de réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part du mode d'adduction, et d'autre part, de la variabilité de la consommation journalière de réservoir de l'agglomération.

La répartition du débit d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation d'éventuelles pannes et l'entretien au niveau de la station de pompage, en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, ou le prix d'énergie est élevé .

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire par la méthode analytique.

III.9.1.Méthode analytique :

A Partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

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

$$V_{\max} = (P_{\%} \times Q_{\max,j}) / 100 \quad (\text{III.1})$$

Avec :

V_{\max} : volume maximal du stockage pour la consommation (m^3) ;

$Q_{\max,j}$: consommation maximal journalière (m^3 / j) ;

$P_{\%}$: résidu maximal dans le réservoir.

➤ *Détermination de la valeur de P_{\max} :*

La valeur de P_{\max} se détermine comme suit :

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

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{III.2})$$

Ou :

R_{\max}^+ : Résidu maximum positif (%) ;

R_{\max}^- : Résidu maximum négatif (%).

III.9.2. Le volume total de réservoir [3]

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

$$V_{\text{total}} = V_{\text{max}} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

V_{total} : volume total du réservoir (m^3)

V_{incendie} : volume de réserve d'incendie ($V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$)

✓ **Calcul du diamètre :**

$H = [3 : 6] \text{ m} \rightarrow$ on prend $H = 4 \text{ m}$

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

✓ **Calcul de la hauteur d'incendie :**

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

✓ **Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :**

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

III.9.3. la station de reprise :

La station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir et d'une station de pompage. Le dimensionnement de cet ouvrage est déterminé en tenant compte du temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. Ce temps est généralement pris à $1/4 \text{ h}$. Pour procéder à la détermination du volume de la station de reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{\text{SR}} = Q_{\text{max.h}} \times t \quad (\text{III.7})$$

Avec :

V_{SR} : volume de la station de reprise (m^3)

Q : débit arrivant à la station de pompage (m^3/h)

t : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25 \text{ h}$)

III.10. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise

➤ Partie refoulement

III.10.1. dimensionnement de la station de reprise STR1 :

La station de reprise STR1 implantée à une cote de **396m**, reçoit un débit de

$Q_{\max,j}=3077.004 \text{ m}^3/\text{j}$, soit $Q=35.61 \text{ l/s}$ gravitairement à partir du point de piquage pendant 24h. Elle refoule vers la station de reprise STR 2 pendant 20h.

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps d'arrêt de pompage qui est de 4h.

Les résultats détaillés de dimensionnement sont calculés dans le tableau III.1 au-dessous.

Tableau III.1. Détermination de la capacité de la station de reprise STR1

Heur	Apports		Adduction		surplus	Déficit	résidu
	%	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	%	%
00→01	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-0,833
01→02	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-1,667
02→03	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-2,5
03→04	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-3,333
04→05	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-4,167
05→06	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-5
06→07	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-5,833
07→08	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-6,667
08→09	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-7,5
09→10	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-8,333
10→11	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-9,166
11→12	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-9,999
12→13	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-10,832
13→14	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-11,665
14→15	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-12,498
15→16	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-13,331
16→17	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-14,164
17→18	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	-14,997
18→19	4,167	128,2085	—	—	4,167	—	-10,83
19→20	4,167	128,2085	—	—	4,167	—	-6,663
20→21	4,167	128,2085	—	—	4,167	—	-2,5
21→22	4,167	128,2085	—	—	4,167	—	1,667
22→23	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	0,833
23→24	4,167	128,2085	5	153,8502	—	0,833	0
Total	100	3077,004	100	3077,004	—	—	—

On aura donc :

$$P\% = |-14,997| + |1.667| = 16.664 \%$$

$$V_{\max} = P\% \times (Q_{\max,j}/100) \rightarrow 16.664 \times (3077.004/100) \rightarrow 512.7519 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir projeté est de 550 m^3

$$V_{\text{SR}} = (\pi d^2/4) \times H$$

H : C'est la hauteur du réservoir = 4 m

$$D = \left(\frac{4 \times V}{H \times \pi} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 550}{4 \times 3.14} \right)^{1/2} = 13.23 \text{ m}$$

D : diamètre du réservoir

$$D = 13.5 \text{ m}$$

III.10.2. dimensionnement de la station de reprise STR2 :

La station de reprise STR2 se situe à une altitude **645 m**, elle reçoit un débit de $3077.004 \text{ m}^3/\text{j}$ par refoulement à partir de STR1 pendant 20 heures, puis elle refoule vers le réservoir de tête d'AIT DJEMAA. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t=1/4$ heure.

Le volume de la (STR2):

$$V_{\text{SR}} = 153.8502 \times \frac{1}{4} = 38.46 \text{ m}^3$$

On opte pour une station de reprise $V_{\text{SR}} = 50 \text{ m}^3$

$$V_{\text{SR}} = (\pi d^2/4) \times H$$

H : C'est la hauteur du réservoir = 4 m

$$D = \left(\frac{4 \times V}{H \times \pi} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 50}{4 \times 3.14} \right)^{1/2} = 3.99 \text{ m}$$

D : diamètre du réservoir

Les résultats détaillés du dimensionnement sont donnés dans le tableau III.2 ci-dessous.

Tableau III.2. Détermination de la capacité de la station de reprise STR2

désignation	Unité	Horizon 2046
Réservoir de transit		
Débit de transit	m^3/h	153.8502
Temps de réserve	H	0.25
Capacité calculé	m^3	38.46
Capacité de réservoir projeté	m^3	50

III.10.3. dimensionnement du réservoir de tête :

Le réservoir de tête d'AIT DJEMAA se situe à une altitude **877.81m**, il reçoit un débit de **$3077.004 \text{ m}^3/\text{j}$** par refoulement à partir la station de reprise STR2 pendant 20 h.

Puis il assure un double fonctionnement soit :

- ✓ Une adduction gravitaire vers les deux réservoirs d'AIT MAALEM et R08 d'AIT AMAR.
- ✓ Une adduction gravitaire vers R03 d'AIT DJEMAA.

Le tableau de calcul est mentionné sur l'**annexe 02** et les résultats de calcul sont les suivants :

$$P_{\%} = |15.035| + |-1.66| = 16.695 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Sachant que : } V_{\max} &= P_{\%} \times \frac{Q_{\max.j}}{100} \\ &= 16.695 \times \frac{3077.004}{100} \longrightarrow V_{\max} = 513.706 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

Avec :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 513.706 + 120 = 633.706 \text{ m}^3.$$

La capacité de réservoir calculé est de 700 m³.

Donc :

$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = \left(\frac{4 \times V}{H \times \pi} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 700}{4 \times 3.14} \right)^{1/2} = 14.93 \text{ m}$$

➤ Partie gravitaire :

III.10.4. Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Irane ;

Ce réservoir alimentera les habitants d'Ait Irane dont le nombre d'habitants est de **1360hab**, avec un débit $Q_{\max.j} = 324.285 \text{ m}^3/\text{j}$

On trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.856$$

$$K_{\max.h} = 1.3 \times 1.856 = 2.413 \quad \text{et} \quad Q_{\max.j} = 324.285 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau de calcul est mentionné sur l'**annexe 03** et les résultats de calcul sont les suivants :

$$P_{\%} = |14.204| + |-15.27| = 29.474\%$$

$$\text{Sachant que : } V_{\max} = \frac{P_{\%} \times Q_{\max.j}}{100} = \frac{29.474 \times 324.285}{100} = 95.58 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$V_t = 95.58 + 120 = 215.58 \text{ m}^3$$

La capacité de réservoir existant est de 100 m³.

La capacité de réservoir calculé est de 250 m^3 .

Alors on opte pour un réservoir projeté 150 m^3 .

III.10.5. Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Oulhadj :

Ce réservoir alimentera les habitants d'Ait Oulhadj dont le nombre d'habitants est de **2356hab**,

avec un débit $Q_{\max,j} = 561.249 \text{ m}^3/\text{j}$

On trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.629$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.629 = 2.118 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 561.249 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement sont bien détaillés dans l'**annexe 04**.

On aura donc :

$$P\% = | -6.5 | + | 14.335 | = 20.835\%$$

$$\text{Sachant que : } V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{20.835 \times 561.249}{100} = 116.94 \text{ m}^3 .$$

Donc :

$$V_t = 116.94 + 120 = 236.94 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir calculé est de 250 m^3 .

La capacité des réservoirs existants est de 150 m^3 et 50 m^3 .

La capacité du réservoir projeté sera de 50 m^3

III.10.6. Détermination de la capacité du réservoir d'Ibadissene :

Ce réservoir alimentera les habitants d'Ibadissene dont le nombre d'habitants est de **2708hab**, avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 664.365 \text{ m}^3/\text{j}$$

On trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.586$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.586 = 2.062 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 664.365 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau de calcul est mentionné sur l'**annexe 05** et les résultats de calcul sont les suivants :

$$P\% = | 14.335 | + | -6.5 | = 20.835\%$$

$$\text{Sachant que : } V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{20.835 \times 664.365}{100} = 138.420 \text{ m}^3 .$$

Donc :

$$V_t = 138.420 + 120 = 258.420 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir calculé est de 300 m^3

La capacité des réservoirs existants ($3 \times 100 \text{ m}^3$) est suffisante.

III.10.7. Détermination de la capacité du réservoir d'Ait Amar :

Ce réservoir alimentera les habitants d'Ait Amar dont le nombre d'habitants est de **4122hab**, avec un débit $Q_{\max,j} = 973.089 \text{ m}^3/\text{j}$

On trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.856$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.856 = 2.413 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 973.089 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats du dimensionnement sont bien détaillés dans l'**annexe 06**.

On aura donc :

$$P\% = |14.585| + |-6.5| = 21.085\%$$

$$\text{Sachant que : } V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{21.085 \times 973.089}{100} = 205.176 \text{ m}^3 .$$

Donc :

$$V_t = 205.176 + 120 = 325.176 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir calculé est de 350 m^3

La capacité des réservoirs existant est 300 m^3 et 200 m^3 , elle est suffisante.

III.10.8. Détermination de la capacité du réservoir d'Ait Maalem :

Ce réservoir alimentera les habitants d'Ait Maalem dont le nombre d'habitants est de **5978hab**, avec un débit $Q_{\max,j} = 1466.98656 \text{ m}^3/\text{j}$

On trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.4$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.4 = 1.82 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 1466.98656 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats du dimensionnement sont bien détaillés dans l'**annexe 07**.

On aura donc :

$$P\% = |20.548| + |-6.816| = 27.364\%$$

$$\text{Sachant que : } V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{27.364 \times 1466.98656}{100} = 401.426 \text{ m}^3 .$$

Donc :

$$V_t = 401.426 + 120 = 521.426 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir calculé est de 550 m^3 .

La capacité des réservoirs existant est 500 m^3 .

La capacité du réservoir projeté sera 50 m^3

III.10.9. Détermination de la capacité du réservoir d'Ait Djemaa :

Ce réservoir alimentera les habitants d'Ait Djemaa dont le nombre d'habitants est de **8452** hab, avec un débit $Q_{\max,j} = 2111.02944 \text{ m}^3/\text{j}$

On trouve alors :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1.34$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.34 = 1.742 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 2111.02944 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats du dimensionnement sont bien détaillés dans l'**annexe 08**.

On aura donc :

$$P\% = |16.002| + |-6.5| = 22.502 \%$$

$$\text{Sachant que :} \quad V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{22.502 \times 2111.02944}{100} = 475.024 \text{ m}^3 .$$

Donc :

$$V_t = 475.024 + 120 = 595.024 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir calculé est de 600 m^3 .

La capacité du réservoir existant est 300 m^3 .

La capacité du réservoir projeté est 300 m^3 .

III.10.10. Détermination de la capacité du réservoir de transit Ighil Bournie :

Le réservoir de transit Ighil Bournie se situe à une altitude **1000m**, il reçoit un débit de **$756.066 \text{ m}^3/\text{j}$** , gravitairement dont $237.666 \text{ m}^3/\text{j}$ à partir de la source Tamdha Guehia et $518.4 \text{ m}^3/\text{j}$ à partir la source Aracherouche El-Hammam pendant 24 heures.

Il assure une adduction gravitaire vers les réservoirs R05, R06 et R07 qui assure la distribution pour les habitants des villages suivants : IBADISSENE, AIT AMAR

Le dimensionnement de ce réservoir sera déterminé selon le temps de réserve qui est 15min.

$$V = Q_{\max,h} \times t = 31.50275 \times 0.25 = 8 \text{ m}^3.$$

Mais :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 8 + 120 = 128 \text{ m}^3.$$

Tableau III.3. Détermination de la capacité de transit Ighil Bournie

désignation	unité	Horizon 2046
Réservoir de transit		
Débit de transit	m ³ /j	756.066
Temps de réserve	H	0.25
Capacité calculé	m ³	128
Capacité de réservoir existant	m ³	300

Le réservoir existant est largement suffisant.

III.11. Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction et après la répartition du débit délivré à partir du barrage koudiet Acerdoune en fonction des besoins de la population sur les différents réservoirs existants, nous constatons une insuffisance dans la capacité de ces derniers. Pour cela, nous projetons 06 nouveaux réservoirs.

IV.1.Introduction

L'adduction est l'amenée ou le transport de l'eau depuis la source de prélèvement jusqu'au voisinage d'utilisation.

De point de vue énergétique, il existe deux types d'adduction utilisés selon la nature topographique du relief de la région à alimenter en eau.

Adduction gravitaire :

Si le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de stockage de l'alimentation en eau pour l'agglomération, ce type d'adduction utilise la pesanteur comme source d'énergie. Elle s'effectue soit par conduite forcée soit par aqueduc.

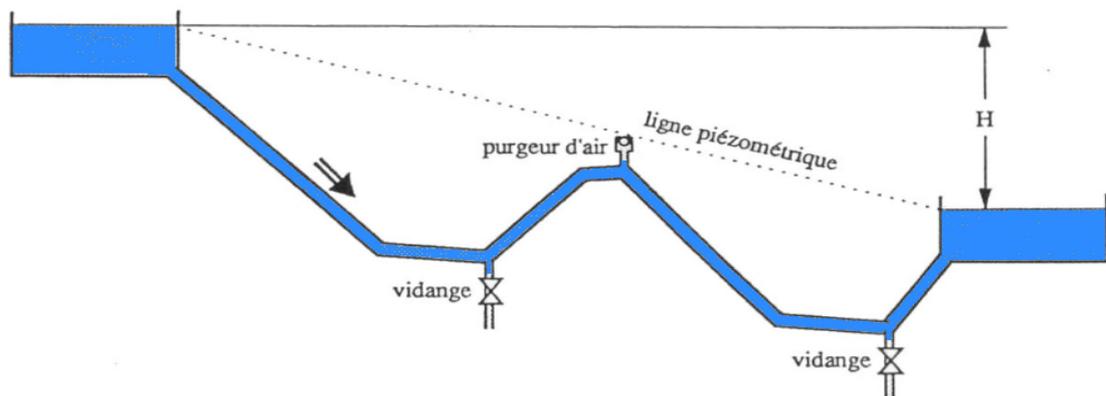


Figure IV.1. Adduction gravitaire.

Adduction par refoulement :

Si le point de captage se situe à une altitude inférieure à celle du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage sont élevées par une station de pompage dans des conduites de refoulement pour atteindre le réservoir de stockage ou de distribution.

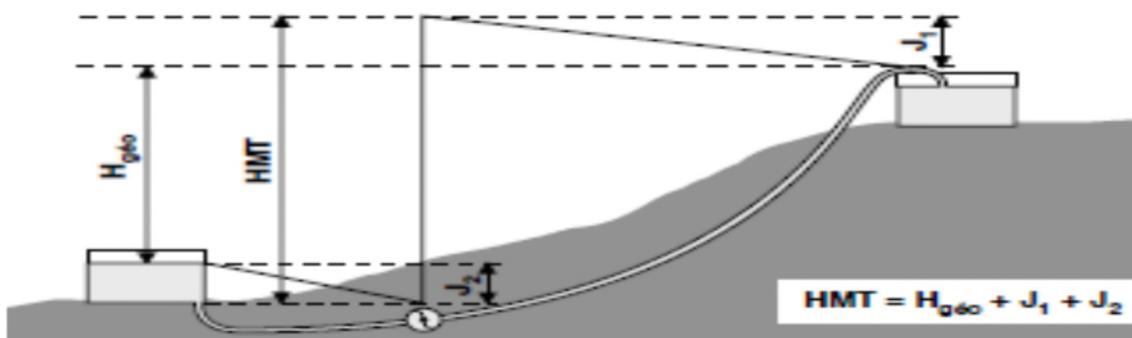


Figure IV.2. Adduction par refoulement.

IV.2. Choix du tracé [3]

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

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

IV.3. Description du système d'AEP existant :

Description du système d'AEP des Villages Ibadissene et Ait Amar

Le réservoir R4 d'Ighil Bournie d'une capacité 300m³ est alimenté gravitairement par une conduite en acier de longueur 7000m de diamètre 102/114 mm à partir du captage de la source du Aracherouche El Hammam de débit totale de 6 l/s.

A partir du réservoir R4 d'Ighil Bournie une conduite en PEHD de diamètre 110 mm et de longueur 800 m alimente gravitairement le réservoir R5 d'une capacité 100 m³ ce dernier alimente le réservoir R6 à travers un by-pass.

Le réservoir R12 d'Ibadissene d'une capacité 100m³ est alimente gravitairement par une conduite en acier de longueur 2500m de diamètre 50/60m à partir du la source Bouadj de débit 1l/s.

Description du système d'AEP du village d'Ait Irane

Le réservoir d'Ait Irane R9 de 100m³ est alimenté gravitairement par deux source n°1 et n°2 de Laiser Ouzekour de débit respective 5l/s et 1l/s par une conduite en acier de diamètre 80/90mm et de longueur de 2300m.

Description du système d'AEP du village d'Ait Oulhadj

Le réservoir R10 d'une capacité de 50m³ est alimenté par la source de Laiser Ouzekour avec une conduite en acier de diamètre 50/60mm et de longueur de 2000m.

Le réservoir R11 d'une capacité de 150m³ a été réalisé à Ait Oulhadj, ce réservoir est alimenté à partir de la source Tamdha Guehia d'un débit de 7l/s par une conduite en acier, de diamètre 102/114mm et d'une longueur de 3500m.

Description du système d'AEP des villages Ait Maalem et Ait Djemaa

La source Teboudh alimente gravitaire le réservoir R1 de capacité 300m³ par une conduite en PEHD PN6 de diamètre 160mm et de longueur de 150 m.

Le réservoir d'Ait Maalem d'une capacité de 500m³ est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (SR1), la conduite de refoulement est de diamètre 125 mm en acier, d'une longueur de 1860m.

Le réservoir d'Ait Djemaa R3 d'une capacité 300m³ est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise SR2 implantée à Ait Maalem, la conduite de refoulement est de diamètre 125mm en acier d'une longueur de 800 m.

Les caractéristiques des stations de reprises existantes sont présentées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1. Les caractéristiques des stations de reprise existantes

Stations de reprise	Nombre de G.E.P	Débit (m ³ /h)	Hmt (m)
STR1	2	64.8	291
STR2	2	64.8	79

IV.3.1. La capacité des réservoirs et les localités à alimenter existant

Dans le tableau ci-dessus on présente les capacités des réservoirs et localités à alimenter.

Tableau IV.2. La capacité des réservoirs et les localités à alimenter existant.

N°	Réservoirs	Capacité (m ³)	localités à alimenter
R1	Teboudh	300	Réservoir d'Ait Maalem
R2	Ait Maalem	500	Réservoirs d'Ait Djemaa
R3	Ait Djemaa	300	Village d'Ait Djemaa
R4	Ighil Bournie	300	Village Ait Amar et village d'Ibadissene
R5	Ibadissene	100	Réservoir R6 d'Ibadissene à l'aide d'un by-pass
R6	Ibadissene	100	Village Ibadissene
R7	Ait Amar	200	Village Ait Amar
R8	Ait Amar	300	Village Ait Amar
R9	Ait Irane	100	Village Ait Irane
R10	Ait Oulhadj	50	Village Oulhadj
R11	Ait Oulhadj	150	Village Oulhadj
R12	Ibadissene	100	Ibadissene

IV-3.2. Les canalisations existantes

Dans ce tableau ci-dessous on présente les canalisations existant

Tableau IV.3. Les canalisations existantes

Tronçon	DN (mm)	Longueur(m)	Nature
Source Teboudh →R1 Teboudh (300m ³)	160	150	PEHD
SR1→R2 (300m ³) d'Ait Maalem	125	1860	acier
SR2→ R3 (300m ³) d'Ait Djemaa	125	800	acier
Source Archerouche El Hammam→R4 (300m ³) d'Ighil Bournie	102/114	7000	acier
R4→R5 (100m ³) d'Ibadissene	110	800	PEHD
R5→R6 (100 ³) d'Ibadissene	/	/	Par un by-pass
R4→R7 (200m ³) d'Ait Amar	50/60	2500	acier
R4→R8 (300m ³) d'Ait Amar	100	2500	acier
Source Laiser Ouzekour→R9 (100m ³) d'Ait Irane	80/90	2300	Acier
Source Laiser Ouzekour→R10 (50m ³) d'Ait Oulhadj	50/60	2000	Acier
Source Tamda Guehia →R11 (150m ³) d'Ait Oulhadj	102/114	3500	acier
Source Bouadj →R12 (100m ³) d'Ibadissene	50/60	2500	acier

IV.4.Description de la nouvelle chaine d'adduction :

Vu la configuration de la zone d'étude, notre schéma d'adduction comportera deux parties :

Une partie gravitaire qui nous permettra d'alimenter les réservoirs secondaires associés aux différents villages d'Ait BOUADDOU à partir des sources suivantes (Aracherouche EL-Hammam ; Lanseur Ouzekour; Tamdha Guehia ; Thala Bouadj ; Teboudh).

Une autre partie permettant de refouler pendant 20 h l'eau emmagasinée dans le réservoir de la station de reprise STR1 (ce réservoir reçoit l'eau pendant 24 h à partir du point de piquage) par l'intermédiaire de la station de pompage jusqu'au réservoir de la station de reprise STR2, qui à son tour, reprend le refoulement pendant la même période que la précédente vers le réservoir de tête d'Ait Djemaa.

Les deux parties d'adduction sont bien détaillées ci dessous :

➤ **Partie gravitaire :**

Suite à la nouvelle répartition des débits des sources pour les différents villages, on a opté de projeter les trois conduites suivantes :

De la source Thamdha Guehia vers le réservoir R4 d'Ighil Bournie (PEHD PN 25 de diamètre 75mm et de longueur 3200m).

Du réservoir de tête vers le réservoir R8 d'Ait Amar (PEHD PN 10 de diamètre 110mm et de longueur 2060m).

Du réservoir R3 d'Ait Djemaa vers le réservoir R2 d'Ait Maalem (PEHD PN 10 de diamètre 50 mm et de longueur 800m).

Remarque :

Parmi les modifications effectuées par rapport à l'ancienne chaine d'adduction existante, la fermeture de la vanne de la conduite liée entre le réservoir R4 d'Ighil Bournie et le réservoir R8 d'Ait Amar.

➤ **Partie refoulement :**

La station de reprise STR1 implantée à une cote de 396m reçoit un débit de 128.2085 m³/h gravitaire pendant 24h puis elle refoule vers la STR2 implantée à une cote de 645m un débit de 153.8502m³/h qui à son tour reprend le refoulement pendant la même période que la précédente vers le réservoir de tête d'Ait Djemaa.

Remarque :

Parmi les modifications effectuées par rapport à l'ancienne chaine d'adduction existante, l'arrêt de fonctionnement de la 2^{ème} station de reprise.

IV.5.Choix du type des conduites :

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre, la pression de service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché. Parmi les conditions utilise dans le domaine de l'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte, en acier et en béton ainsi que les conduites en polyéthylène.

[3]

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile**, là où la pression est importante, vu les avantages qu'elle présente :

- Résistance aux pressions élevées, très rigides et solide
- Bonne résistance aux forces intérieures.
- Assure une longévité, à condition qu'elles soient bien entretenir.
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordements et de joints.
- Disponible sur le marché national.

Et le **PEHD**, les raisons d'utilisation du polyéthylène sont nombreuses, citons certaines d'entre elles :

- Facilite de pose (grande flexibilité).
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Résiste à la corrosion interne, externe.
- Disponible sur le marché national.
- Une rugosité très faible.
- Meilleure résistances aux contraintes (chocs, écrasement, déplacement du terrain).

Remarque :

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

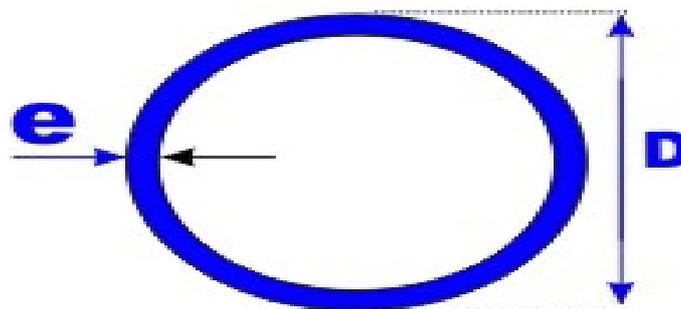


Figure IV.3 : Coupe verticale d'une conduite en PEHD

Avec :

e : épaisseur du tube en mm

D : diamètre extérieure du tube en mm

IV.6. Etude technico-économique :

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, le choix de cette dernière repose sur deux critères :

- ✓ Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- ✓ Les frais d'investissement (frais d'exploitation et /ou les frais d'amortissements) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Pour le calcul d'une conduite, quatre paramètres interviennent :

- Le débit : Q (m^3/s) ;
- La vitesse : V (m/s) ;
- La perte de charge unitaire : $j(m)$;
- Le diamètre : $D(m)$.

IV.6.1. Calcul du diamètre économique :

IV.6.1.1. Calcul du diamètre :

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

✓ **Formule de JACQUES BONNIN :**

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

✓ **Formule de CHARLES BRESS :**

$$D = 1.5 \sqrt{Q} \text{ (m)}. \quad \text{(IV.2)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m) ;

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

Ces deux relations nous donnent une approche du dernier diamètre économique, plusieurs diamètres normalisés seront fixés, une autre étude portera sur ces derniers. Le diamètre économique de la conduite correspondra au cout minimal des frais d'exploitation plus les frais d'amortissement.

IV.6.1.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement ;
- Q : Débit transitant dans la conduite ;
- D : Diamètre de la conduite.

IV.6.1.3 .Les pertes de charge :

Les parois de la conduite de refoulement exercent une friction sur l'eau. Cette friction entraîne une perte de charge, c'est-à-dire qu'elle réduit considérablement le rendement. La perte de charge est liée à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, tés, clapet et raccords) utilisées lors de l'installation. Elles se présentent sous deux formes :

Pertes de charge linéaire.

Pertes de charge singulières.

A) Les pertes de charge linéaires :

Elles sont exprimées par la formule de DARCY WEISBACH :

$$J_l = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- J_l : Pertes de charge linéaire (m);
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

λ : est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.5})$$

- ✓ Pour les tubes en PEHD :
 - K= 0.01 si $D \leq 200\text{mm}$;
 - K=0.02 si $D > 200\text{mm}$.
- ✓ Pour la fonte ductile :
 - K=0.15mm

Avec :

- K : la rugosité hydraulique de la conduite en (mm)
- Re : nombre de Reynolds est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{IV.6})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKES :

$$\mathbf{\nu} = \frac{0.0178}{1 + 0.00337t + 0.000221t^2} \quad (\text{IV.7})$$

à $t=20^\circ\text{C} \implies \nu=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

B) Les pertes de charge singulières :

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

$$J_s = 0.15.J_l \quad (\text{IV.8})$$

C) Les pertes de charge totales :

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

$$J_T = J_l + J_s = 1.15.J_l$$

IV.6.1.4. Détermination de la hauteur manométrique :

Elle est calculée comme suit :

$$\mathbf{Hmt} = H_g + J_T \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

Hmt : Hauteur manométrique total ;

J_T : Pertes de charge totale.

IV.6.1.5. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance nécessaire à l'entraînement mécanique de la pompe. Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_a} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- ✓ Q : débit a refoulé (m^3/s)
- ✓ η : rendement de la pompe en (%)
- ✓ g : pesanteur (m/s^2).

IV.6.1.6. Energie consommée par la pompe

$$E = P' \times t \times 365 \quad [\text{kwh}] \quad (\text{IV.11})$$

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans ce cas $t=20\text{h}$ pour éviter les heures de fortes tarifications et permettre l'entretien et le refroidissement des moteurs.

P' : puissance de la pompe en (kw)

IV.6.1.7. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E \times e' \quad [\text{DA}] \quad (\text{IV.12})$$

E : énergie consommée par la pompe en [kwh]

e' : prix unitaire d'un kwh imposé par SONELGAZ. ($e'=5.48$)

IV.6.1.8. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_r \times A \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

P_r : prix de la conduite en (DA) voir **annexe 9.10.11**

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.14})$$

D'ou :

i : taux d'annuité annuel, ($i = 8\%$)

n : nombre d'année d'amortissement, ($n=30\text{ans}$)

Donc : $A = 0.089$ $F_{\text{am}} = 0.089 \times P_r$

IV.7. Equipement d'Adduction [5]

IV.7.1. Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

A) Robinet-vanne à opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale.

La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300mm.



Figure IV.4. Robinet-vanne à opercule

B) Vanne papillons

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduit traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.

Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.



Figure IV.5. Robinet vanne papillon



Figure IV.6. Robinet à papillon de survitesse

C) Robinet de vidange

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

IV.7.2.Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air qui s'accumule dans la conduite. L'air compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux.



Figure IV.7.Ventouse

IV.7.3. Les clapets anti retour

Ce sont des dispositifs qui ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On doit obligatoirement équiper la conduite de refoulement à la sortie de la pompe dans la station de pompage.



Figure IV.8. Clapet

IV.7.4. Les crépines

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



Figure IV.9. Crépine

IV8. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction :

IV.8.1. Dimensionnement de l'adduction partie gravitaire :

IV.8.1.1- Tronçon (point de piquage) → STR1.

➤ Caractéristique du tronçon

- | | |
|---------------------------------|--|
| - Débit | $Q = 0.03561 \text{ m}^3/\text{s}$; |
| - Longueur | $L = 12 \text{ m}$; |
| - Cote du point de piquage | $C_{PP} = 402.05 \text{ m}$ (départ) ; |
| - Cote du trop-plein de la STR1 | $C_{TP} = 400 \text{ m}$ (arrivée) ; |

- La hauteur disponible H_d $H_d = C_{PP} - C_{TP}$
 $= 402.05 - 400$
 $H_d = 2.05\text{m.}$

➤ Calcul du diamètre :

➤ $D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} = 0.174 \text{ m}$

➤ $D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\min} \times \pi}} = 0.301 \text{ m}$

Les diamètres normalisés pour le PEHD (PN 10) sont : 200mm, 400mm.

Tableau IV.4 calcul des pertes de charge total J_t du tronçon point de piquage →STR1

DN (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	J_T (m)	H_d (m)	J_v (m)
0.2	0.176	0.03561	1.464	12	143919	0.0171	0.146	2.05	1.904
0.4	0.352	0.03561	0.366	12	71960	0.0195	5.217	2.05	-3.167

On optera pour un diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 176 \text{ mm}$ correspondant à un $D_{\text{ext}} = 200 \text{ mm}$ et

$J_t = 0.146 \text{ m}$ est inférieur à $H_d = 2.05 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de 1.464 m/s

Sachant que : $J_v = H_d - J_t$

Pour que l'eau arrive à la station de reprise (STR1), il faut que : $J_t \leq H_d$

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 200 mm, on utilise une vanne papillon.

- Calcule les pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 2.05 - 0.146 = 1.904 \text{ m}$$

- Calcule le coefficient d'ouverture de la vanne K_v

$$J_v = K_v \times \frac{V^2}{2g} \rightarrow K_v = J_v \times \frac{2g}{V^2} = 1.904 \times \frac{2 \times 9.81}{1.464^2} = 17.43$$

A partir de l'annexe 12, on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon $\theta = 44.20^\circ$

IV.8.1.2. Source Thamdha Guehia → Réservoir R4

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit $Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{s} = 237.666 \text{ m}^3/\text{j};$
- Longueur $L = 3200 \text{ m};$
- Cote du la source Thamdha Guehia $C_{TG} = 1230 \text{ m (départ)};$
- Cote du trop-plein de réservoir R4 $C_{TP} = 1004 \text{ m (arrivée)};$

$$\begin{aligned}
 - \text{ La hauteur disponible } H_d & \quad H_d = C_{\text{source}} - C_{\text{TP}} \\
 & \quad = 1230 - 1004 \\
 & \quad H_d = 226 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

➤ Calcul du diamètre :

$$\text{➤ } D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\max} \times \pi}} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{➤ } D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\min} \times \pi}} = 0.087 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés pour le PEHD (PN 25) sont : 75 mm, 125 mm,
(Voir **annexe 13**)

Tableau IV.5. Calcul des pertes de charge total J_t du tronçon Thamdha Guehia → R4

DN (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	J_T (m)	H_d (m)	J_v (m)
0.075	0.05	0.003	1.528	3200	42679	0.0223	195.313	226	30.687
0.125	0.0908	0.003	0.463	3200	23501	0.0251	11.115	226	214.885

On optera pour un diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 50$ mm correspondant à $D_{\text{ext}} = 75$ mm et $J_t = 195.313$ m est inférieur à $H_d = 226$ m avec une vitesse acceptable de 1.528 m/s

Sachant que : $J_v = H_d - J_T$

Pour que l'eau arrive au réservoir ighil bournie, il faut que : $J_t \leq H_d$

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 50 mm, on utilise une vanne a papillon.

- Calcule les pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 226 - 195.313 = 30.687 \text{ m}$$

- Calcule le coefficient d'ouverture de la vanne K_v

$$J_v = K_v \times \frac{v^2}{2g} \rightarrow K_v = J_v \times \frac{2g}{v^2} = 30.687 \times \frac{2 \times 9.81}{1.528^2} = 257.873$$

A partir de l'**annexe 12**, on trouve l'angle d'ouverture de la vanne papillon $\theta = 62.21^\circ$

IV.8.1.3. Tronçon Réservoir de Tête → R8.

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit $Q = 794.988 \text{ m}^3/\text{j} = 0.0092 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur $L = 2060$ m ;
- Cote du radier de réservoir tête R tête $C_R = 877.81$ m (départ) ;

- Cote du trop-plein de réservoir R8 $C_{TP} = 824$ m (arrivée) ;
- La hauteur disponible H_d $H_d = C_R - C_{TP}$
 $= 877.81 - 824$
 $H_d = 53.81$ m.

➤ Calcul du diamètre :

$$\text{➤ } D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\max} \times \pi}} = 0.088 \text{ m}$$

$$\text{➤ } D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{\min} \times \pi}} = 0.153 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés pour le PEHD (PN 10) sont : 110 mm, 200mm,

Tableau IV.6 calcul des pertes de charge total J_t du tronçon Réservoir de Tête → R8.

DN (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	J_T (m)	H_d (m)	J_v (m)
0.11	0.0968	0.0092	1.251	2060	67604	0.02	39.042	53.81	14.768
0.2	0.176	0.0092	0.378	2060	37182	0.0225	2.205	53.81	51.605

On optera pour un diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 96.8$ mm correspondant à $D_{\text{ext}} = 110$ mm et

$J_t = 39.042$ m est inférieur à $H_d = 53.81$ m avec une vitesse acceptable de 1.251 m/s

Sachant que : $J_v = H_d - J_T$

Pour que l'eau arrive au réservoir a R8, il faut que : $J_t \leq H_d$

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 96.8 mm, on utilise une vanne papillon.

- Calcule les pertes de charge créée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 53.81 - 39.042 = 14.768 \text{ m}$$

- Calcule le coefficient d'ouverture de la vanne K_v

$$J_v = K_v \times \frac{v^2}{2g} \rightarrow K_v = J_v \times \frac{2g}{v^2} = 14.768 \times \frac{2 \times 9.81}{1.251^2} = 185.142$$

A partir de l'**annexe 12**, on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon $\theta = 61.05^\circ$

IV.8.1.4. Tronçon R3 → R2.

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit $Q = 170.98656 \text{ m}^3/\text{j} = 0.00198 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur $L = 800 \text{ m}$;
- Cote du radier de réservoir R3 $C_{\text{TN}} = 877.81 \text{ m}$ (départ) ;
- Cote du trop-plein de réservoir R2 $C_{\text{TP}} = 819 \text{ m}$ (arrivée) ;
- La hauteur disponible H_d
 $H_d = C_{\text{R}} - C_{\text{TP}}$
 $= 877.81 - 819$
 $H_d = 58.81 \text{ m}$.

➤ Calcul du diamètre :

$$\text{➤ } D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} = 0.041 \text{ m}$$

$$\text{➤ } D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\min} \times \pi}} = 0.071 \text{ m}$$

Les diamètres normalisé pour le PEHD (PN 10) est : 50 mm ; 90mm

Tableau IV.7 calcul des pertes de charge total J_t du tronçon R3 → R2.

DN (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	J_T (m)	H_d (m)	J_v (m)
0.05	0.0426	0.00198	1.390	800	33061	0.0236	50.190	58.81	8.62
0.09	0.0768	0.00198	0.428	800	18339	0.0267	2.986	58.81	55.824

On optera pour un diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 42.6 \text{ mm}$ correspondant à $D_{\text{ext}} = 50 \text{ mm}$ et

$J_t = 50.190 \text{ m}$ est inférieur à $H_d = 58.81 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de 1.390 m/s

Sachant que : $J_v = H_d - J_t$

Pour que l'eau arrive au réservoir a R2, il faut que : $J_t \leq H_d$

Pour assurer le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 50 mm, on utilise une vanne papillon.

Calcul des pertes de charge crée par la vanne

$$J_v = H_d - J_t = 58.81 - 50.190 = 8.62 \text{ m}$$

Calcule le coefficient d'ouverture de la vanne K_v

$$J_v = K_v \times \frac{v^2}{2g} \rightarrow K_v = J_v \times \frac{2g}{v^2} = 8.62 \times \frac{2 \times 9.81}{1.390^2} = 87.53$$

A partir de l'**annexe 12**, on trouve l'angle d'ouverture de la vanne à papillon $\theta = 56.43^\circ$

IV.8.2. Dimensionnement de l'adduction partie refoulement :

IV.8.2.1. Tronçon STR1 → STR2

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit $Q = 0.04274 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Longueur $L = 3820 \text{ m}$;
- Cote du radier de la STR1 $C_R = 396 \text{ m}$ (départ) ;
- Cote du trop-plein de la STR2 $C_{TP} = 649 \text{ m}$ (arrivée) ;
- La hauteur géométrique $H_g = C_{TP} - C_R = 649 - 396 = 253 \text{ m}$.

➤ Calcul du diamètre :

- ✓ $D_{\text{BONNIN}} = 0.207 \text{ m}$
- ✓ $D_{\text{BRESS}} = 0.310 \text{ m}$.

Les diamètres normalisées pour la fonte PN 40 : 200mm, 250mm, 300mm ;

Les diamètres intérieures pour le PEHD PN 16 : 204.6mm, 257.8mm, 327.4mm ;

Les diamètres intérieurs pour le PEHD PN 10 : 220.4mm, 277.6mm, 352.6mm.

Tableau IV.8. Calcul des pertes de charge total J_T du tronçon STR1 → STR2

		D (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	J_T (m)
STR1 ↓ Pt A	Fonte PN40	0.2	0.04274	1.361	1650	152007	0.0204	18.272
		0.250		0.871	1650	121606	0.0203	5.958
		0.3		0.605	1650	101338	0.0203	2.395
Pt A ↓ Pt B	PEHD PN16	0.2046	0.04274	1.301	1540	148590	0.0172	12.844
		0.2578		0.819	1540	117927	0.0178	4.180
		0.3274		0.508	1540	92857	0.0186	1.323

Pt B ↓ STR2	PEHD PN10	0.2204	0.04274	1.121	630	137938	0.0174	3.663
		0.2776		0.706	630	109515	0.0181	1.200
		0.3526		0.438	630	86221	0.0188	0.378

Tableau IV.9. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt du tronçon STR1 → STR2

	D (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	L (m)	J_r (m)	H_g	Hmt
STR1 ↓ STR2	0.2	0.04274	1.361	3820	34.779	253	287.779
	0.2046		1.301				
	0.2204		1.121				
STR1 ↓ STR2	0.25	0.04274	0.871	3820	11.338	253	264.338
	0.2578		0.819				
	0.2776		0.706				
STR1 ↓ STR2	0.3	0.04274	0.605	3820	4.096	253	257.096
	0.3274		0.508				
	0.3526		0.438				

Tableau IV.10 : calcul des frais d'exploitation du tronçon STR1 → STR2

D (m)	Q (m³/s)	Hmt (m)	P (kw)	E (kw.h)	Prix du (kw.h)	Frais d'exploitation (DA)
0.2	0.04274	287.779	160.880	1174424	5.48	6435843.52
0.2046						
0.2204						
0.25	0.04274	264.338	147.775	1078757.5	5.48	5911591.1
0.2578						
0.2776						
0.3	0.04274	257.096	143.727	1049207.1	5.48	5749654.908
0.3274						
0.3526						

Tableau IV.11. Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR1 → STR2

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Anuité	Frais d'amortissement(DA)
0.2	1650	3582.96	16564207,5	0.089	1474214.468
0.2046	1540	5440.50			
0.2204	630	3609.45			

0.25	1650	4834.73	23954766	0.089	2131974.174
0.2578	1540	8084.70			
0.2776	630	5598.45			
0.3	1650	6098.22	36359334	0.089	3235980.726
0.3274	1540	13443.30			
0.3526	630	8880.30			

Tableau IV.12. Calcul de bilan STR1 → STR2

D (m)	V (m/s)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.2	1.361	5129512.9	1474214.468	6603727,37
0.2046	1.301			
0.2204	1.121			
0.25	0.871	4838123.8	2131974.174	6970097,97
0.2578	0.819			
0.2776	0.706			
0.3	0.605	4749234.9	3235980.726	7985215,63
0.3274	0.508			
0.3526	0.438			

D'après les résultats du tableau ci-dessus, les diamètres les plus économiques sont :

$D_1 = 200\text{mm}$ (fonte PN40), $D_2 = 250\text{ mm}$ (PEHD PN16), $D_3 = 250\text{mm}$ (PEDH PN10) avec des vitesses acceptable $V_1 = 1.361\text{ m/s}$, $V_2 = 1.301\text{ m/s}$,

$V_3 = 1.121\text{ m/s}$.

IV.8.2.2. Tronçon STR2 → Réservoir de tête

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit $Q = 0.04274\text{m}^3/\text{s}$;
- Longueur $L = 1760\text{ m}$;
- Cote du radier de la STR2 $C_R = 645\text{ m}$ (départ) ;
- Cote du trop-plein (Réservoir de tête) $C_{TP} = 881.81\text{m}$ (arrivée) ;
- La hauteur géométrique $H_g = C_{TP} - C_R$
 $= 881.81 - 645$
 $H_g = 236.81\text{m}$.

➤ Calcul du diamètre :

- ✓ $D_{\text{BONNIN}} = 0.207\text{ m}$.
- ✓ $D_{\text{BRESS}} = 0.310\text{ m}$.

Les diamètres normalisées pour la fonte PN 40 : 200mm, 250mm, 300mm ;

Les diamètres intérieurs pour le PEHD PN 16 : 204.6mm, 257.8mm, 327.4mm ;

Les diamètres intérieurs pour le PEHD PN 10 : 220.4mm, 277.6mm, 352.6mm

Tableau IV.13. Calcul des pertes de charge total J_T du tronçon STR2 → réservoir de tête.

	Type de conduite	D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	Re	λ	J_T (m)
STR2 ↓ Pt C	Fonte PN40	0.2	0.04274	1.361	610	152007	0.0204	6.755
		0.250		0.871	610	121606	0.0203	2.202
		0.3		0.605	610	101338	0.0203	0.885
Pt C ↓ Pt D	PEHD PN16	0.2046	0.04274	1.301	650	148590	0.0172	5.421
		0.2578		0.819	650	117927	0.0178	1.764
		0.3274		0.508	650	92857	0.0186	0.558
Pt B ↓ Réservoir de tête	PEHD PN10	0.2204	0.04274	1.121	500	137938	0.0174	2.907
		0.2776		0.706	500	109515	0.0181	0.952
		0.3526		0.438	500	86221	0.0188	0.300

Tableau IV.14. calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt} du tronçon STR2 → Réservoir de tête.

	D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	L (m)	J_t (m)	H_g	H_{mt}
STR2 ↓ Réservoir de tête	0.2	0.04274	1.361	1760	15.083	236.81	251.893
	0.2046		1.301				
	0.2204		1.121				
STR2 ↓ Réservoir de tête	0.25	0.04274	0.871	1760	4.918	236.81	241.728
	0.2578		0.819				
	0.2776		0.706				
STR2 ↓ Réservoir de tête	0.3	0.04274	0.605	1760	1.743	236.81	238.553
	0.3274		0.508				
	0.3526		0.438				

Tableau IV.15. Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR2→réservoir de tête.

D (m)	Q (m³/s)	Hmt (m)	P (kw)	E (kw.h)	Prix du (kw.h)	Frais d'exploitation (DA)
0.2	0.04274	251.893	140.818	1027971.4	5.48	5633283.272
0.2046						
0.2204						
0.25	0.04274	241.728	135.135	986485.5	5.48	5405940.54
0.2578						
0.2776						
0.3	0.04274	238.553	133.360	973528	5.48	5334933.44
0.3274						
0.3526						

Tableau IV.16. Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR2→réservoir de tête

D (m)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix total (DA)	Anuité	Frais d'amortissement (DA)
0.2	610	3582.96	7526655,6	0.089	669872,348
0.2046	650	5440.50			
0.2204	500	3609.45			
0.25	610	4834.73	11003465,3	0.089	979308,412
0.2578	650	8084.70			
0.2776	500	5598.45			
0.3	610	6098.22	16898209,2	0.089	1503940,62
0.3274	650	13443.30			
0.3526	500	8880.30			

Tableau IV.17. Calcul de bilan STR2→Réservoir de tête

D (m)	V (m/s)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0.2	1.361	5633283.272	669872,348	6303155.62
0.2046	1.301			
0.2204	1.121			
0.25	0.871	5405940.54	979308,412	6385248.952
0.2578	0.819			
0.2776	0.706			
0.3	0.605	5334933.44	1503940,62	6838874.06
0.3274	0.508			
0.3526	0.438			

D'après les résultats du tableau ci-dessus, les diamètres les plus économiques sont :
 $D_1 = 200\text{mm}$ (fonte PN40), $D_2 = 250\text{ mm}$ (PEHD PN16), $D_3 = 250\text{mm}$ (PEDH PN10) avec des vitesses acceptable $V_1 = 1.361\text{ m/s}$, $V_2 = 1.301\text{ m/s}$,

$V_3 = 1.121\text{ m/s}$.

Les résultats de dimensionnement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18. Récapitulatif des différents diamètres

Type d'Adduction	Tronçon	Débit véhiculé (m ³ /j)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Hg (m)	Jt (m)	Hmt (m)	Type des conduites
Gravitaire	Lainseur Ouzekour-R9	324.285	2300	80/90	0.975	233	65.542	298.542	Acier PN60
	Lainseur Ouzekour-R10	194.11	2000	50/60	1.788	346	395.38	741.38	Acier PN60
	Tamdha guehia-R11	367.134	3500	102/114	0.668	359	34.38	393.38	Acier PN60
	Tamdha guehia-R4	237.666	3200	75	1.528	226	195.313	421.313	PEHD PN25
	Arachrouche El Hammam-R4	518.4	7000	102/114	0.943	409	134.18	543.18	Acier PN60
	R4-R5	577.96	800	110	0.909	16	7.622	23.622	PEHD PN10
	R4-R7	178.10	2500	50/60	1.64	174	416.78	590.78	Acier PN60
	Réservoir de tête -R8	794.98	2060	110	1.251	53.81	39.042	92.852	PEHDP N10
	Thala Bouadj-R12	86.4	2500	50/60	0.796	103	101.43	204.43	Acier PN60
	Teboudh-R1	1296	150	160	0.877	9	0.867	9.867	PEHD PN6
	R3-R2	170.986	800	50	1.390	58.81	50.190	109	PEHD PN10
	Point Piq-STR1	3077.004	12	200	1.464	2.05	0.146	2.196	PEHD PN10

Type d'Adduction	Tronçon	Débit véhiculé (m ³ /j)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Hg (m)	Jt (m)	Hmt (m)	Type des conduites
Par Refoulement	STR1-Pt A	3077.004	1650	200	1.361	253	34.779	287.8	Fonte N40
	Pt A-Pt B	3077.004	1540	250	1.301				PEHD PN16
	Pt B-STR2	3077.004	630	250	1.121				PEHD PN10
	STR2-Pt C	3077.004	610	200	1.361	236.8	15.083	251.9	Fonte PN40
	Pt C –Pt D	3077.004	650	250	1.301				PEHD PN16
	Pt D – R de tête	3077.004	500	250	1.121				PEHD PN10
	SR1-R2	1296	1860	125	1.47	265.2	26.133	291.3	Acier PN60

VI.9.conclusion :

L'étude technico-économique d'adduction nous a permis de dimensionner la partie refoulement dont la longueur totale est de 5580 m, avec des conduites en fonte PN40 et PEHD PN16, PEHD PN10 de diamètre 200mm, 204.6mm, 220.4mm et une partie gravitaire dont la longueur totale des conduites est de 6072 m, avec des diamètres qui sont respectivement les suivants : 50 mm, 75 mm, 110 mm, 200 mm en PEHD.

Sur la base de l'étude géophysique on a opté pour la fonte ductile et le PEHD comme matériaux de canalisation, étant donné qu'ils résistent à la corrosion et aux pressions très élevées.

V.1.Introduction

L'industrie en générale de l'eau en particulier soit alimentation en eau potable, traitement, évacuation des eaux usées utilise fréquemment les pompes pour aspirer, refouler ou pour comprimer des liquides.

Le fonctionnement d'une pompe consiste à aspirer un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à haute pression.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir :

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

V.2.Classification des pompes :

Les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales :

- Les Pompes volumétriques.
- Les Turbo-pompes.

V.2.1.Les pompes volumétriques :

➤ *Principe de fonctionnement et généralités*

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Leur fonctionnement repose sur le principe suivant :

- exécution d'un mouvement cyclique
- pendant un cycle, un volume déterminé de liquide pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé à la fin.

Ce mouvement permet le déplacement du liquide entre l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement.

On distingue généralement :

- ✚ ***les pompes volumétriques rotatives*** : Ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe, qui tourne dans le corps de pompe et crée le mouvement du liquide pompé par déplacement d'un volume depuis l'aspiration jusqu'au refoulement. On distingue :
 - Pompes à palettes libres ;
 - Pompes à engrenages extérieurs ;
 - Pompes à rotor hélicoïdal excentré ;
 - Pompes péristaltiques.

- ✚ **les pompes volumétriques alternatives** : la pièce mobile est animée d'un mouvement alternatif.

Les pompes volumétriques sont généralement auto-amorçantes. Dès leur mise en route elles provoquent une diminution de pression en amont qui permet l'aspiration du liquide. Il est nécessaire néanmoins d'examiner la notice du fabricant.

Les pompes volumétriques permettent d'obtenir des hauteurs manométriques totales beaucoup plus élevées que les pompes centrifuges. La pression au refoulement est ainsi plus importante. Le débit est par contre généralement plus faible mais il ne dépend pratiquement pas des caractéristiques du réseau. Le rendement est souvent voisin de 90 %. On distingue :

- Pompes à piston
- Pompes doseuses

V.2.2 .Les Turbo-pompes

Elles sont les plus utilisées dans les projets d'alimentation en eau potable, on peut citer :

- ❖ Les pompes centrifuges (monocellulaire et multicellulaire) ;
- ❖ Les pompes axiales à hélice ;
- ❖ Les pompes hélico-centrifuges.

- ✚ **Les pompes axiales à hélice**: La direction du mouvement est parallèle à l'axe de l'hélice.

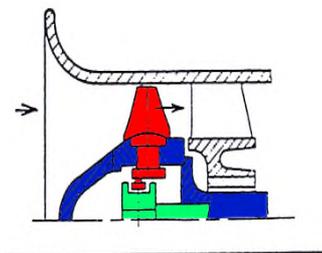


Figure V.1.pompe hélice

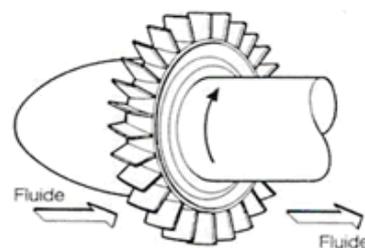


Figure V.2.roue hélice

- ✚ **Les hélico-centrifuges:** L'entrée est la même mais la sortie forme un angle $\alpha < 90^\circ$ avec l'axe du moyeu.

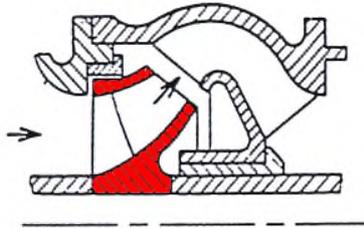


Figure V.3. Pompe hélico-centrifuge

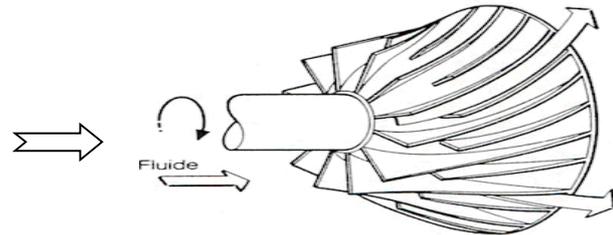


Figure V.4. Pompe hélico-centrifuge

Dans notre étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- Elles constituent des groupes légers, peu encombrants.

V.3. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur les critères suivants [6] :

- Le débit appelé à être refouler ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;
- Le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un cout minimum d'exploitation ;
- Le point d'aspiration.

V.4. Le principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge est constituée par:

- Une roue à aubes tournant autour de son axe ;
- Un distributeur dans l'axe de la roue ;
- Un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.

Le liquide arrive dans l'axe de l'appareil par le distributeur et la force centrifuge le projette vers l'extérieur de la turbine. Il acquiert une grande énergie cinétique qui se transforme en énergie de pression dans le collecteur où la section est croissante.

1. Le distributeur

Son rôle est de guider le fluide depuis la section d'entrée de la pompe jusqu'à l'entrée de la roue, tout en lui assurant une vitesse et une direction convenable.

2. La roue

C'est un organe mobile appelé encore rotor, à l'intérieur de la roue, des canaux hydrauliques sont séparés par les aubes incurvées ; ces canaux peuvent être maintenus entre deux flasques (roue fermée (*figure V.5*)), l'un de ces flasques ou les deux peuvent être absents (roue semi ouverte (*figure V.6*) ou ouverte (*figure V.7*)), ce qui facilite le pompage des eaux chargées en corps solides. Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur, enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.

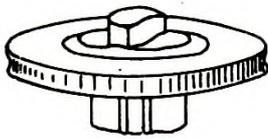


Figure V.5. Roue fermée



Figure V.6. Roue semi ouverte



Figure V.7. Roue ouverte

3. Diffuseur et volute

Son rôle est la collecte du fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section de sortie (section croissante) de la machine (*figure V.8*)

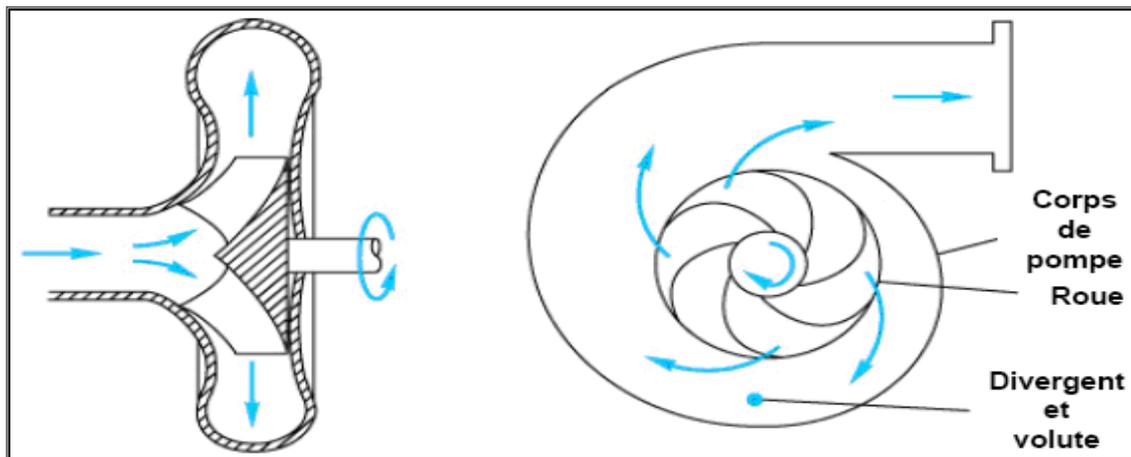


Figure V.8. Constitution d'une pompe centrifuge

V.5. Amorçage des pompes [7]

Il faut rappeler que les pompes sont des machines conçues dans le but d'aspirer des fluides et en particulier de l'eau. Par conséquent, l'aspiration de l'air par ces dernières peut s'avérer désastreux du point de vue technique (détérioration de la pompe), et économique (diminution du rendement de la pompe et augmentation des frais d'exploitation).

Afin de parer à ce problème qui peut survenir lors de son utilisation, la pompe doit impérativement être amorcée avant usage.

A) Amorçage manuel

Pour les petites pompes, l'amorçage peut se faire par remplissage manuel. Pour cela, on procède au remplissage de la pompe avec de l'eau en se servant d'un entonnoir. Une fois la conduite d'aspiration est remplie et que l'air qui s'y trouve est chassé, on pourra alors mettre la machine en marche. Pour éviter le désamorçage de la pompe à chaque redémarrage il peut être intéressant d'utiliser un clapet anti-retour au pied de la canalisation d'aspiration.

B) Amorçage par pompe à vide

C'est un dispositif qui consiste à aspirer l'air qui se trouve dans la conduite d'aspiration au moyen d'une pompe installée en haut de la conduite d'aspiration. Ce dispositif peut s'appliquer aux différents types de pompes.

V.6.caractéristique hydraulique des pompes centrifuges :

V.6.1.Hauteur manométrique

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 [4]:

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

Avec :

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

H_g : hauteur géométrique en (m) ;

J_{asp} : perte de charge à l'aspiration en (m).

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

V-6-2-La vitesse de rotation

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

V-6-3-La puissance

A) La puissance absorbée par la pompe

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

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

Avec :

P_a : Puissance totale consommée (Kw) ;

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

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

η : Rendement totale de l'installation.

B) La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté P_u :

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

V-6-4-Le rendement

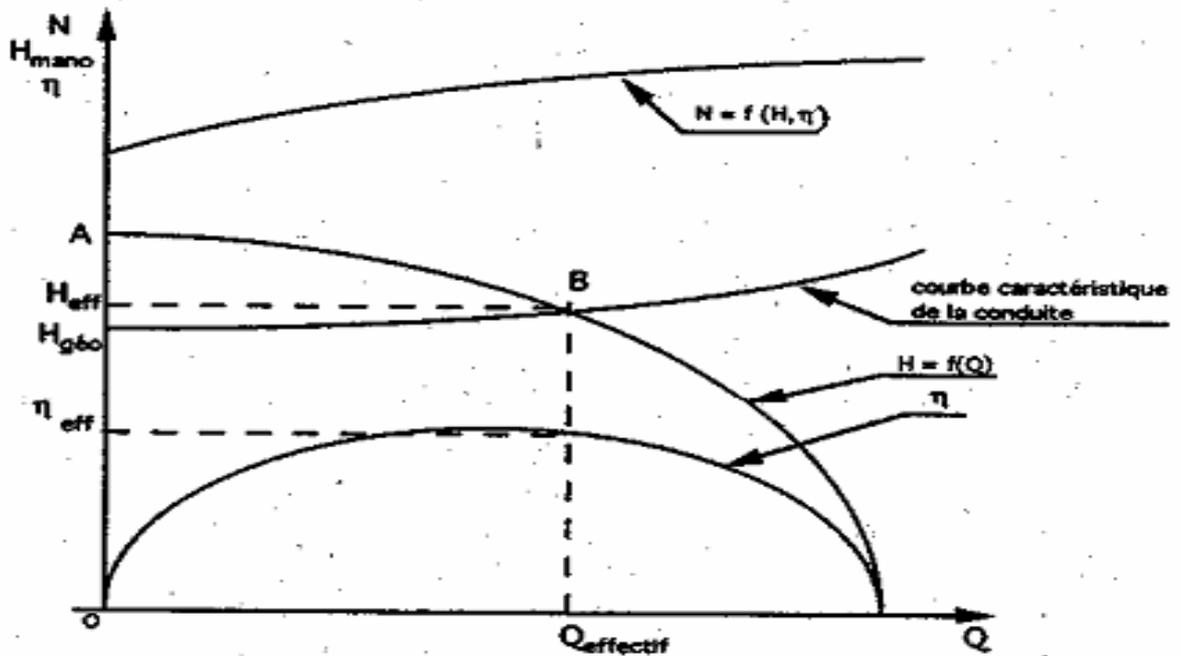
C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = P_u / P_a \quad (V.4)$$

V-7- les Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes [3] :

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



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

Figure V.9. courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

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

Après avoir tracé sur le même graphique la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite $H_c=f(Q)$, on détermine alors le point d'intersection de ces deux courbes P (Q,H), qui représente simplement le point de fonctionnement de la pompe (Figure au-dessus).

Mais en général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ; Alors, des modifications seront nécessaires pour arriver aux conditions du travail désirées.

V.8. Les modifications à effectuer pour atteindre le point désiré

V.8.1. Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré [4].

Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant ou réservoir est donné par :

$$V = 20 Q_1 \quad (V.5)$$

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

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2 \quad (V.6)$$

Donc le nouveau temps de pompage (t) est donner par :

$$T_2 = T_1 \cdot \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{V.7})$$

V-8-2-Vannage ou création des pertes de charge

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes des charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré.

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

V-8-3-Rognage

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à Réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = D_1 / D_2 = (Q_1 / Q_D)^{0,5} = (H_1 / H_D)^{0,5} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

m : Coefficient de rognage ;

D₁ : Diamètre de la roue avant rognage ;

D₂ : Diamètre de la roue après rognage.

Donc le nouveau diamètre (D₂) sera :

$$D_2 = m \cdot D_1 \quad (\text{V.9})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage r sera :

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

V-8-4-Variation de la vitesse de rotation

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous tracerons la parabole $H=\alpha_e Q^2$ qui passe par l'origine du graphe.

La valeur du facteur (α_e) est donnée par la formule suivant :

$$\alpha_e = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{V.10})$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1(H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V(Q_v, H_v)$ de P_1 , nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N_1}{N_v} = \frac{Q_1}{Q_v} \quad (\text{V.11})$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N_v \times \frac{Q_1}{Q_v} \quad (\text{V.12})$$

V-9-Couplage des pompes :

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

V-9-1-Couplage en série :

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

Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévation importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

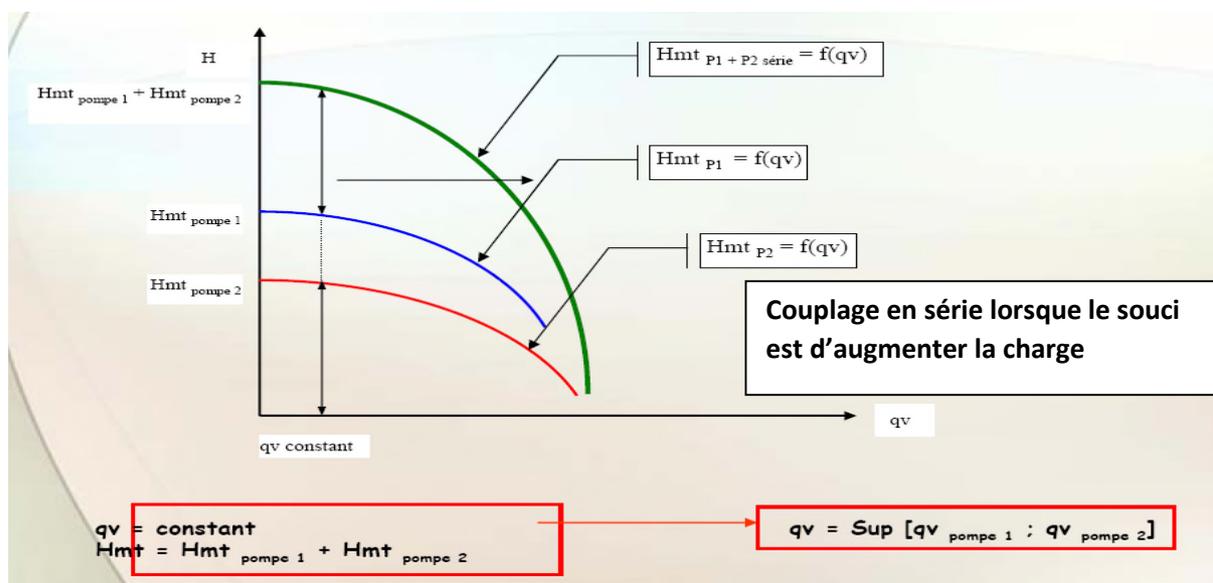


Figure.10.couplage en série.

V-9-2-Couplage en parallèle :

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation.

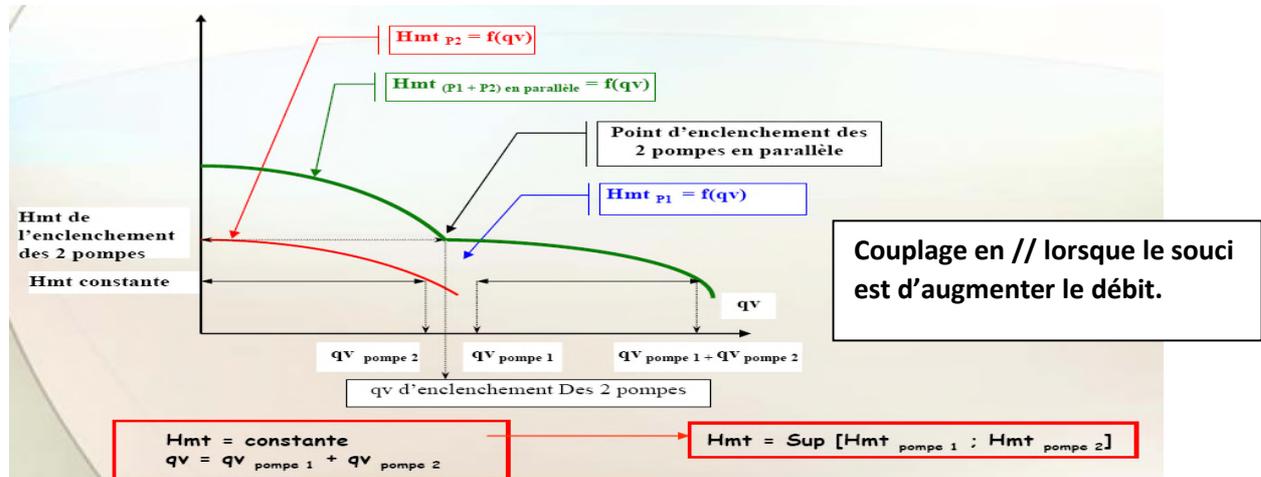


Figure V.11.couplage en parallèle

V-10-Type de pompe à adopter

A) Pompe du tronçon STR1-STR2

❖ *Caractéristiques du tronçon :*

$$Q = 153.84 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$L = 3820 \text{ m}$$

$$H_g = 253 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 287.779 \text{ m}$$

$$D = (0.2 \text{ m. } 0.2046 \text{ m. } 0.2204 \text{ m})$$

❖ *Caractéristique de la pompe :* d'après un logiciel, on opte pour deux pompes identiques de type multicellulaire dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Vitesse de rotation : $N = 2984 \text{ tr/min.}$
- Rendement maximal : $\eta = 79.5\%$
- Hauteur de refoulement : $H = 288 \text{ m}$
- NPSH = 5.04 m.
- Puissance $P = 145.12 \text{ KW}$

Conclusion :

On constate que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré. Donc cette pompe ne nécessite aucune modification. (Voir la Figure V.12) au-dessous

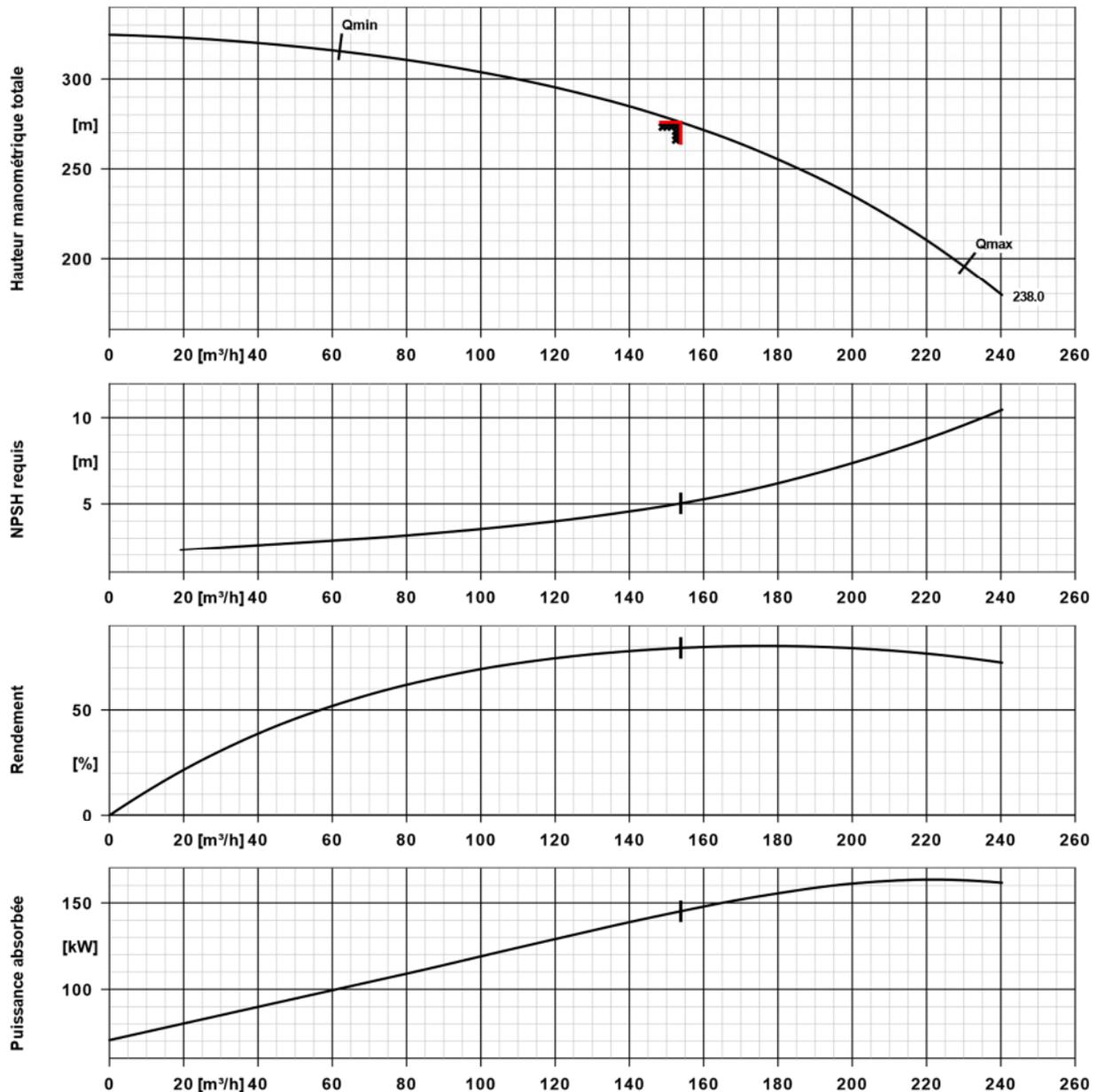


Figure V.12. Réalisation du point de fonctionnement de la pompe au niveau du STR1-STR2

B) Pompe du tronçon STR2-Réservoir de tête.

❖ Caractéristiques du tronçon :

$$Q = 153.84 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$L = 1760 \text{ m}$$

$$H_g = 236.81 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 251.893 \text{ m}$$

$$D = (0.2 \text{ m. } 0.2046 \text{ m. } 0.2204 \text{ m}).$$

❖ Caractéristique de la pompe : d'après un logiciel, on opte pour deux pompes identiques de type multicellulaire dont les caractéristiques sont les suivantes. (Voir annexe14)

Vitesse de rotation : $N = 2986 \text{ tr/min.}$

Rendement maximal : $\eta = 79.2\%$

Hauteur de refoulement : $H = 252 \text{ m}$

NPSH = 5.42 m. Puissance $P = 129.97 \text{ KW}$

Conclusion :

On constate que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré. Donc cette pompe ne nécessite aucune modification. (Voir la Figure V.13) au-dessous

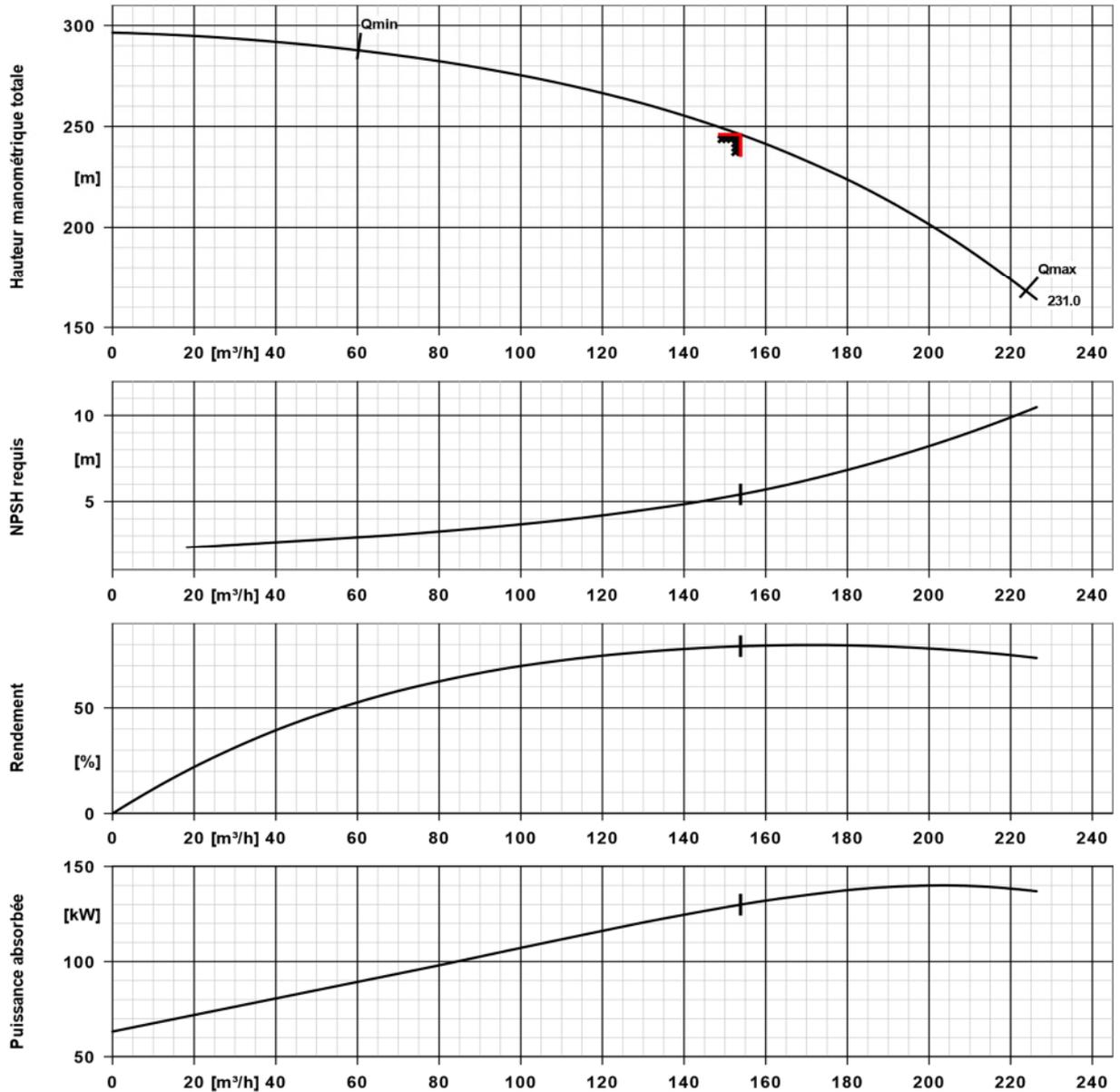


Figure V.13. Réalisation du point de fonctionnement de la pompe au niveau du STR2-Réservoir de tête

V.11. Etude de la cavitation [7]

La cavitation est un phénomène dû à l'existence de bulles d'air ou de poches de vapeur dans un liquide en écoulement. En effet, ces bulles se forment lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur. Ces bulles de vapeur provoquent d'importantes perturbations, bruit dans l'écoulement et des vibrations, violement, qui peuvent être la cause de la destruction de la pompe et la modification des caractéristiques hydrauliques (rendement, la hauteur d'élévation...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe (voir la figure V.14 au-dessous).

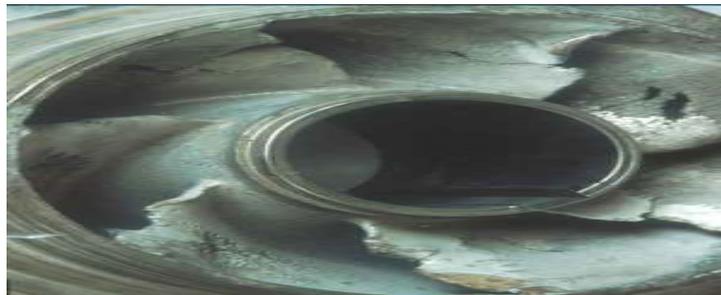


Figure V.14. Cavitation d'une roue

Pour remédier à ce problème, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ donnée par l'utilisateur qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur.

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

Avec :

$(NPSH)_d$: (Net Positive Section Head) qui peut être traduite comme la charge d'aspiration disponible calculée par l'utilisateur (m) ;

$(NPSH)_r$: Charge d'aspiration requise qui est donnée par le constructeur (m).

Le calcul de la $NPSH_d$ se fait en utilisant l'équation de BERNOULLI :

$$NPSH_d = (P_0/\omega) + Ha - (Ja + h_v) \quad \text{Pour une aspiration en charge} \quad (V.14)$$

$$NPSH_d = (P_0/\omega) - Ha - (Ja + h_v) \quad \text{Pour une aspiration en dépression} \quad (V.15)$$

Avec :

Ha : hauteur d'aspiration ;

Ja : pertes de charges à l'aspiration ;

H_v : tension de vapeur d'eau pompée, $h_v = 0.24\text{m}$ pour $T = 20^\circ$

P_0/ω : Pression en mètre colonne d'eau,

$$P_0/\omega = 10.33 - (0.0016 \cdot a')$$

Avec :

a' : altitude de la station de reprise.

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

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h _v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

Les résultats de la vérification de la non-cavitation des pompes sont déterminés dans le tableau suivant :

$$NPSH_d = (P_0/W) + Ha - (J_a + h_v) \quad \text{Pour une aspiration en charge ;}$$

Tableau V.2. Vérification du non cavitation

Stations	Type de La pompe	Ha	P ₀ /ω	h _v	NPSH _d	NPSH _r	Observation
STR1	Multitec A 100/ 4-8.1 10.67	3	9.70	0.24	10.61	5.04	Non-cavitation
STR2	Multitec A 100/ 4-8.1 10.67		9.30		10.21	5.42	

V-12-CONCLUSION :

Dans ce présent chapitre, nous avons utilisé un logiciel des pompes de type KSB. On a opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secours (+1) en cas de panne.

VI.1.1.Introduction :

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

Ce phénomène est engendré par :

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

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

VI.1.2.Moyens de protection contre le coup de bélier [3]

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

Parmi ces moyens, on trouve :

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

VI.1.2.1.Volant d'inertie

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

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

Ce système est généralement peut ou non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ; Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (très coûteux) ;

- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible où moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

VI.1.2.2. Soupapes de décharge

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

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

VI.1.2.3. Les ventouses

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

VI.1.2.4. Soupapes d'admission et de purge d'air

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

VI.1.2.5. Cheminée d'équilibre

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

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

Elle présente certains avantages, à savoir:

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

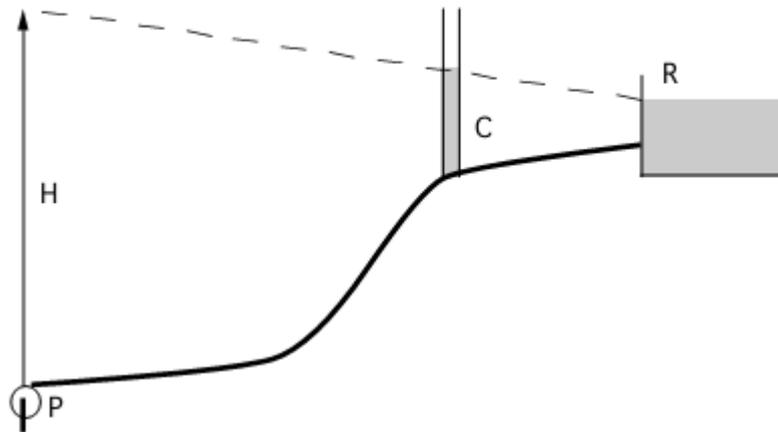


Figure VI.1. Cheminée d'équilibre.

VI.1.2.6. Réservoir d'air comprimé

Un réservoir à air comprimé est appelé aussi ballon d'air, cloche à air, accumulateur, réservoir anti-bélier,....etc. En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers la conduite de refoulement. Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir jouera cette fois-ci le rôle inverse: L'eau se trouvant dans la conduite, aura tendance à occuper un volume plus important alors que l'air occupe un volume minimale.

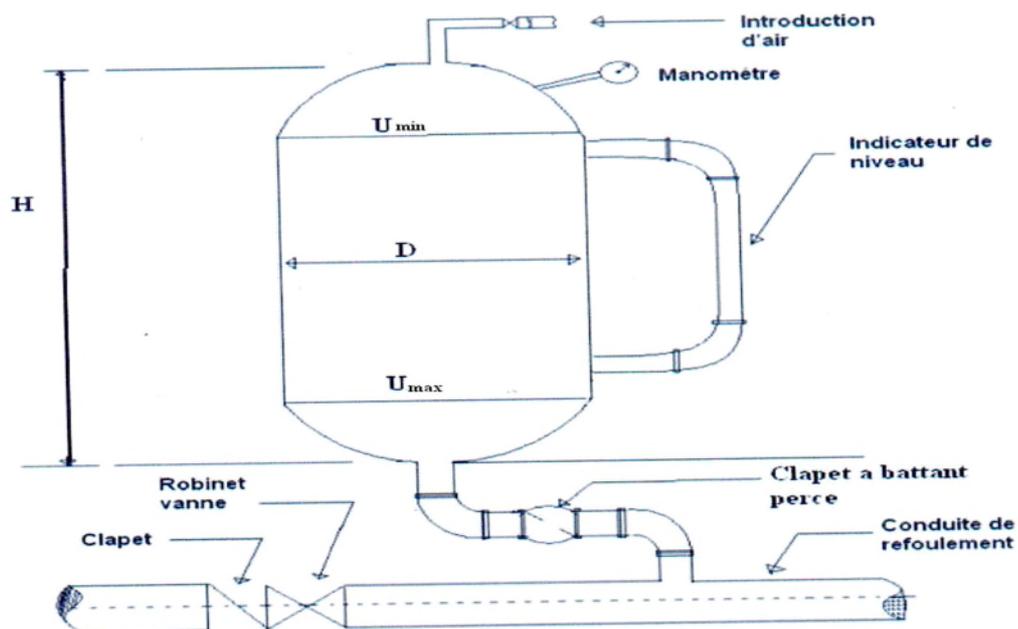


Figure. VI.2. Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier)

VI.1.3. Etude du coup de bélier

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

VI.1.3.1. La valeur du coup de bélier [3]

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

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

K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- ✓ K' = 0.59 pour la fonte.
- ✓ K' = 83 pour le PEHD.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

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

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

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

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

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

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

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

Où :

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

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- ✓ H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- ✓ 10 : Pression atmosphérique ;
- ✓ Z_0 : Pression absolue de la conduite.

➤ **2^{eme} Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$ (VI.7)

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

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

VI.1.3.2. La valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

A) Partie refoulement :

➤ **Calcul de tronçon SR1-R2 :**

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour le tronçon (SR1-R2) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement

Tronçon	L(m)	D(mm)	e(mm)	V(m/s)	Hg(m)	Z0(m)	a (m/s)	B(m)	Hd(m)	Hs(m)	PN
SR1-R2	1860	125	7	1.47	265.20	275.20	1308.6658	195.7684	79.43	470.97	60

Après les calculs effectués pour ce tronçon, on conclut qu'ils ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

➤ **Calcul des tronçons (STR1-STR2) et (STR2-réservoir de tête) :**

Dans ce système de tronçons nous avons deux contraintes : le système est constitué d'un ensemble de tronçons [(STR1-A), (A-B) et (B-STR2)] de diamètres et de matériaux différents.

◆ **Approximation pour un système de séries de propriétés variables [8]**

Un système avec de nombreux changements dans les propriétés, peut être approximé en utilisant la notion d'une longueur uniforme équivalente.

Si les changements dans les propriétés des canalisations, tel que l'épaisseur des parois, le diamètre ainsi que d'autres paramètres sont petits, les résultats de l'écoulement transitoire, obtenus en utilisant cette approche, sont dans l'ensemble satisfaisantes. Cette procédure nécessite l'utilisation des longueurs variables d'extension le long du système, avec les propriétés moyennes utilisées dans chaque extension de telle sorte que la condition numérique d'un pas de temps commun est maintenue.

Le temps de parcours de l'onde du système physique est maintenu en utilisant la longueur totale du système réel et une célérité équivalente a_{eq} , donnée par :

$$\frac{Leq}{aeq} = \sum \frac{L_i}{a_i} \quad (VI.9)$$

Où :

- L_{eq} : longueur équivalente du système,
- a_{eq} : célérité équivalente du système.

Dans cette équation, L_i et a_i représentent respectivement la i^{eme} longueur d'extension et la vitesse équivalente de l'onde. Par ailleurs, L_i et a_i , représentent les caractéristiques réelles de la conduite pour des parties du système inclus dans l'extension i .

Comme la longueur réelle du système est maintenue dans le modèle approximé, la surface équivalente est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{Leq}{Seq} = \sum \frac{L_i}{S_i} \quad (VI.10)$$

Dans laquelle, S_{eq} représente la surface équivalente.

A partir des deux équations (VI.9) et (VI.10) on a déterminé la valeur de a_{eq} et S_{eq} et à partir de ces valeurs on a trouvé V_{eq} . D'où, on aura :

$$B_{eq} = \frac{a_{eq} \times V_{eq}}{g} \quad (VI.11)$$

Calcul des caractéristiques du système

➤ 1^{er} cas : Tronçon STR1-STR2

Les résultats de calcul de la célérité équivalente sont représentés dans le tableau (VI.2) suivant :
Tableau VI.2. Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (STR1-STR2)

TRONÇON	Q(m ³ /s)	L(m)	D(mm)	e (mm)	S(m ²)	a(m/s)
STR1-A	0.0427	1650	200	4.7	0.03	1155.5
A-B		1540	204.6	22.7	0.03	350.81
B-STR2		630	220.4	14.8	0.04	276.25

Les résultats de calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la conduite équivalente (STR1-STR2) sont donnés dans le tableau (VI.3) suivant :

Tableau (VI.3) : Valeurs du coup de bélier du tronçon (STR1-STR2)

Le tronçon	H _g (m)	H ₀ (m)	a _{eq} (m/s)	S _{eq} (m ²)	B _{eq} (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN(m)
STR1-STR2	253	263	452.25	0.03	58.13	321.13	204.87	400

➤ 2^{ème} cas : Tronçon STR2-Réservoir de tête :

Les résultats de calcul de la célérité équivalente sont représentés dans le tableau (VI.4) suivant :

Tableau VI.4. Calcul de la célérité équivalente pour le tronçon (STR2-Réservoir de tête)

TRONÇON	Q(m ³ /s)	L(m)	D(mm)	e (mm)	S(m ²)	a (m/s)
STR2-C	0.0427	610	200	4.7	0.03	1155.5
C-D		650	204.6	22.7	0.03	350.81
D-Réservoir de tête		500	220.4	14.8	0.04	276.25

Les résultats de calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la conduite équivalente (STR2-R de tête) sont donnés dans le tableau (VI.5) suivant :

Tableau VI.5. Valeurs du coup de bélier du tronçon (STR2-Réservoir de tête)

Le tronçon	H _g (m)	H ₀ (m)	a _{eq} (m/s)	S _{eq} (m ²)	B _{eq} (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN(m)
STR2-Réservoir de tête	236.81	246.81	390.15	0.03	50.15	296.96	196.66	400

Après les calculs effectués pour les deux systèmes, on conclut qu'ils ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

B) Partie gravitaire :

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Calcul de la valeur maximal du coup de bélier pour la partie gravitaire

TRONCON	L(m)	D (mm)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	Z ₀ (m)	a(m/s)	B(m)	H _d (m)	H _s (m)	PN (bar)	T(s)
Lainseur Ouzekour-R09	2300	80	5	0.975	233	243	1331.29	132.31	110.69	375.31	60	3.45
Lainseur Ouzekour-R10	2000	50	5	1.788	346	356	1368.94	249.507	106.46	605.51	60	2.92
Tamdha Guehia-R11	3500	102	6	0.668	359	369	1325.31	90.245	278.754	459.245	60	5.28
Tamdha Guehia-R04	3200	50	5	1.40	226	236	334.051	47.716	188.284	283.716	25	19.16
Arachrouche El Hammam-R04	7000	102	6	0.943	409	419	1325.31	127.397	291.603	546.397	60	10.56
R04-R05	800	96.8	6.6	0.91	16.80	26.80	278.279	25.838	0.96	52.64	10	5.75
R04-R07	2500	50	5	1.64	174	184	1368.94	228.854	-44.854	412.854	60	3.65

TRONCON	L(m)	D (mm)	e(mm)	V ₀ (m/s)	Hg(m)	Z ₀ (m)	a(m/s)	B(m)	H _d (m)	H _s (m)	PN (bar)	T(s)
Thala Bouadj-R12	2500	50	5	0.796	103	113	1368.94	111.078	1.922	224.078	60	3.65
Teboudh-R01	150	147.6	6.2	0.88	9	19	220.04	19.673	-0.673	38.673	6	1.36
Pt de Piquage-STR1	12	220.4	14.8	0.93	2.05	12.05	276.246	26.289	-14.239	38.339	10	1
R03-R02	800	53.6	4.7	0.87	58.81	68.81	313.874	27.948	40.86	96.76	10	5.09
R de tête-R08	2060	96.8	6.6	1.22	53.81	63.81	278.279	34.708	29.10	98.52	10	14.80

D'après les résultats du tableau, on remarque que la valeur de surpression pour les deux tronçons (Tamdha Guehia-R04), (Lainseur Ouzekour-R10) dépasse la pression nominale de service, avec une valeur de dépression négative pour les tronçons (Pt de piquage-STR1), (Teboudh-R01), (R04-R07).

Il sera donc nécessaire de prévoir une protection avec des vannes à fermeture lente (t_f).

VI.2.Pose des conduites

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation, sur des ouvrages d'art ou dans le lit d'une rivière. Généralement elles sont posées en tranchées afin d'être protégées et de ne pas présenter d'obstacles à la circulation.

VII.2.1. Pose en terre [7]

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément (0.6 m). Le fond de la tranchée est purgé des pierres qui pourraient s'y trouver ; il est convenablement dressé. La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau afin d'éviter les dégâts qui pourraient être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0.6 à 1.2 m selon que les régions sont exposées aux gels importants ou non.

- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0.15 à 0.2 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Ce lit de pose est constitué :
- Par du gravier dans les terres ordinaires ;
 - Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
 - Par un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs, et on débarrasse de tous corps étrange et les descend lentement au palan ou à la grue dans le fond de fouille. Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres, les joints soudés ne sont pas exécutés en fond de fouille, mais au-dessus de la fouille, où les tuyaux se trouvent maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée. Il est procédé à l'essai des joints. On passe ensuite à l'essai de pression lorsque la conduite est remplie d'eau, cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, la durée de l'épreuve est d'au moins 30 mn, la variation de pression doit rester inférieure à 0.2 bar 0.3 bar dans certains cas. Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. (Voir la figure ci-dessous).

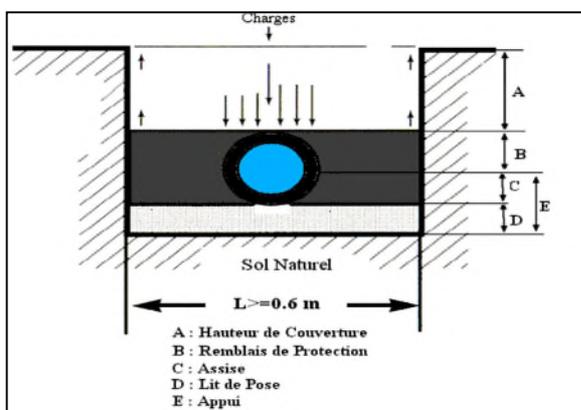


Figure VI.3. Traversée d'une route.



Figure VI.4. Traversée d'une route.

Le choix du matériau du remblai utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permet une meilleure stabilisation de la conduite, tel le sable et le gravier.

Une grande attention apportée lors de la pose a également une grande importance. En effet, ceci permet d'éviter certains chocs de la canalisation, chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure, d'où une fragilisation de la conduite vis-à-vis de la corrosion.

VI.2.2.Essai de pression [4]

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai de pression à l'aide d'une pompe d'épreuve. Cet essai s'effectue par tronçon plus ou moins long suivant les circonstances. la conduite est alors rempli d'eau en lui appliquant une pression de telle sorte qu'on dépasse la pression à laquelle la conduite sera soumise avec une majoration de 50%. La durée de l'épreuve est d'au moins 30min. la variation de la pression ne doit pas être supérieur à 0.2bar.

VI.2.3.Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite. Il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance à charges extérieures et intérieures de la conduite.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, bien damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. Dans certain cas on se trouve expose à des terrains agressif, cela nous pousse à utiliser des remblais en terres chimiquement neutre.

VI.2.4. Traversée des points spéciaux :

Pendant l'exécution des travaux de tassement on se trouve dans pas mal des cas obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

A) traversée d'une route [7]

Une conduite traversant une route sera exposée à des charges qui peuvent amener des ruptures, par conséquent, des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, afin d'éviter ces dégâts, la pose des conduites s'effectuera dans des buses de diamètre supérieur, dans lesquelles les conduites seront introduites pour les protéger contre les chocs et les vibrations, (figure VI.5).

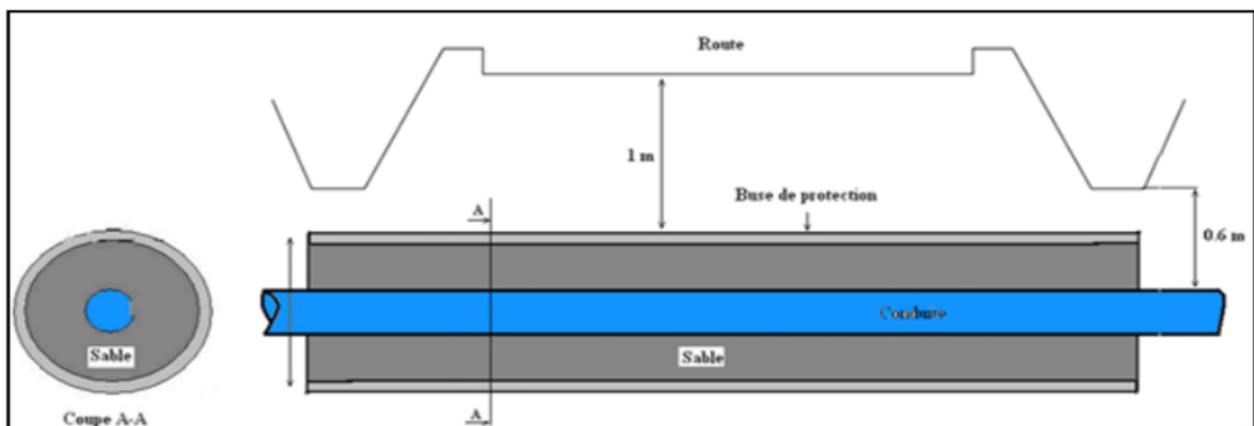


Figure VI.5. Traversée d'une route.

B) traversée d'une rivière ou d'un oued [3]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (dus à la navigation par exemple)

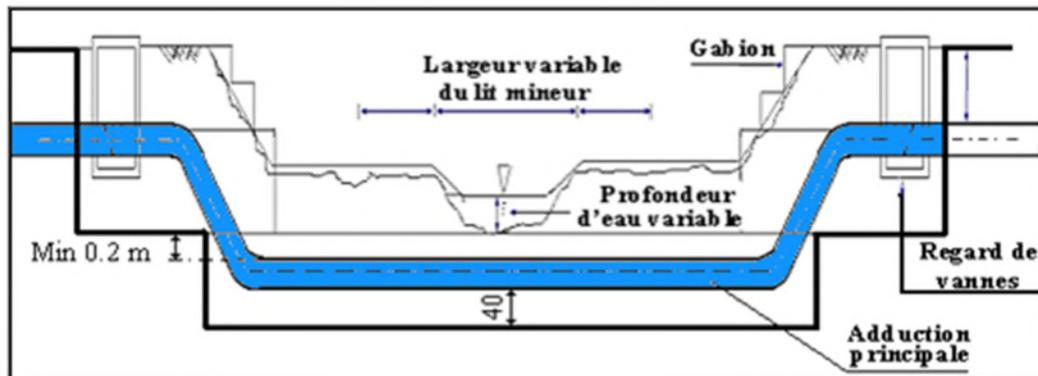


Figure VI.6. : Traversée d'un oued

C) Traversée de la voie ferrée :

La traversée des voies ferrées se fait de la même manière que celle des routes. Le tronçon sera introduit dans un fourreau de protection en béton armé préfabriqué, de diamètre supérieur à celui de la conduite de 30cm.

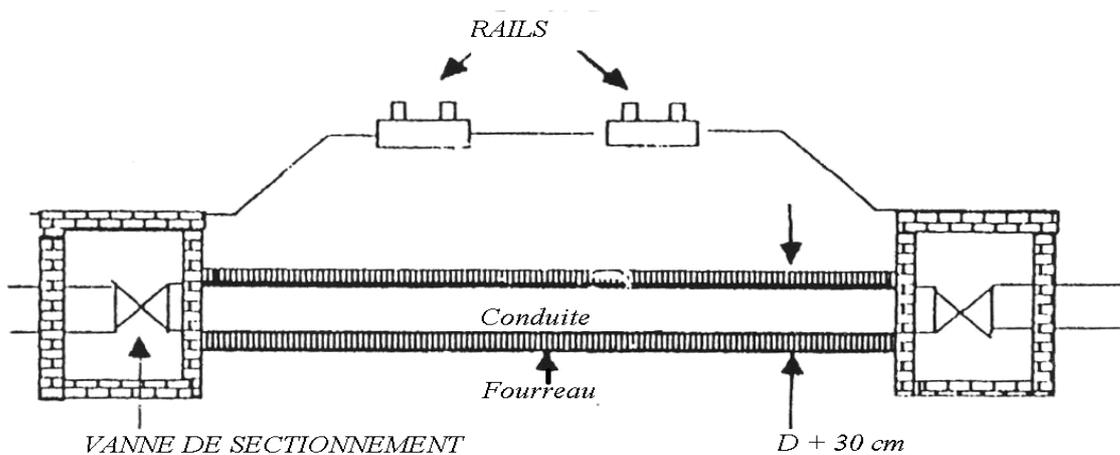


Figure VI.7. Traversée de chemin de fer

VII.5. Stabilisation des conduites [7]

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, les cônes, les tés et les extrémités, qui peut engendrer des déboitements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leurs poids, on distingue :

- ❖ Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique ;
- ❖ Butée sur un cône ;(voir figure VI.9)
- ❖ Butée sur un branchement ;(voir figure VI.8)
- ❖ Butée sur un code horizontal ;(voir figure VI.11)
- ❖ Butée sur un code vertical. (voir figure VI.10)

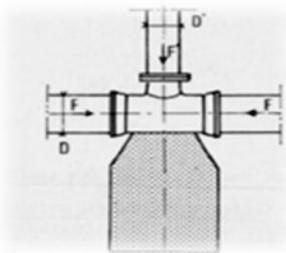


Figure VI.8. Butée sur branchement

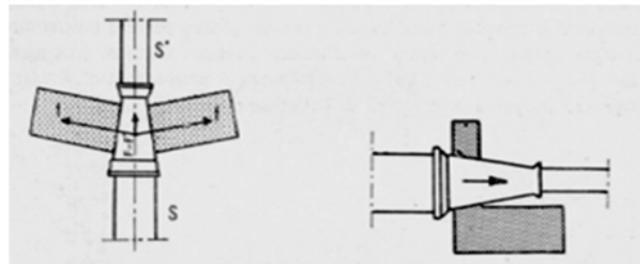


Figure VI.9. Butée sur un cône

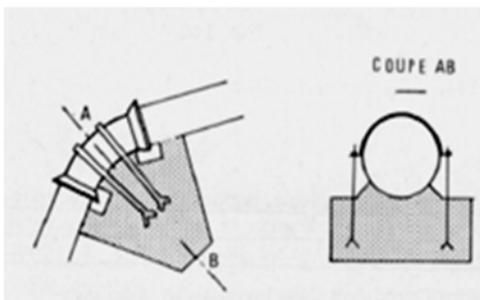


Figure VI.10. Butée sur coude verticale

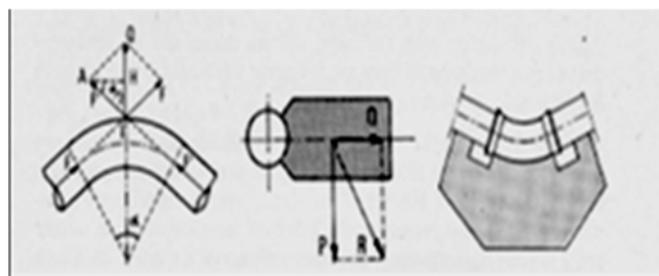


Figure VI.11. Butée sur coude horizontal

VI.2.6. Désinfection des conduites [4]

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

VI.3.conclusion

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons étudié le projet portant sur le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Bouaddou. L'évaluation des différents besoins a donné un débit de 6101.004m³/j à l'horizon de 2046. Les besoins en eau de la commune ne sont pas satisfaits par les ressources existantes qui fournissent un débit de 3024 m³ /j. En effet, nos calculs donnent un déficit de 3077.004 m³/j en 2046 qui sera comblé par l'amenée des eaux à partir de barrage Koudiet Acerdoune.

Pour cela on a proposé une nouvelle chaîne d'adduction, pour alimenter la commune d'Ait Bouaddou.

Pour l'acheminement par refoulement de l'eau vers le réservoir de tête, et vu que la grande différence d'altitudes qui existe entre le niveau du point de piquage (402.05 m) et le réservoir de tête (877.81m), deux stations de reprises ont été projetées (STR1 et STR2).

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

Les diamètres varient entre 200 et 250 mm avec des matériaux en fonte ductile et en PEHD, donc on a :

- Une conduite de 200 mm en fonte ductile PN40 pour les deux premiers tronçons (STR1-Pt A), (STR2-Pt C) ;
- Une conduite de 250 mm, en PEHD PN16 pour les deux tronçons (Pt A - Pt B), (Pt C - Pt D) ;
- Une conduite de 250 mm en PEHD PN10 pour les deux derniers tronçons (Pt C-STR2), (Pt D- Réservoir de tête)

Pour l'adduction gravitaire nous avons opté pour les conduites en PEHD PN25 avec des diamètres (63mm), et PEHD PN10 avec des diamètres (250mm, 110mm, 63mm, 75mm).

Par la suite, nous avons opté pour les pompes multicellulaires à axe horizontal. Ces dernières sont adéquates au niveau de chaque station de reprise pour acheminer l'eau à savoir :

- Multitec A 100/ 4-8.1 10.67

Pour chaque station on a prévu une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques de la pompe choisie.

Vu l'insuffisance de stockage des réservoirs existants, il s'avère impératif de projeter 4 réservoir qui seront jumelés à ceux existants.

La vérification de la capacité des conduites à résister au phénomène du coup de bélier a fait ressortir que toutes les conduites sont protégées,

Enfin, ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises dans le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation et nous espérons avoir répondu à l'objectif du projet.

Bibliographie

- [1] **Données** : Plans directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) de la commune d'Ait Bouaddou, wilaya de Tizi-Ouzou, 2012.
- [2] **Chebili N., Kourat T.** : Raccordement des villages de Boumahni Commune d'Ain Zaouia au transfert des eaux à partir du barrage koudiet Acerdoune de Bouira, Mémoire d'Ingénieur d'Etat en science agronomique, UMMTO, 2009.
- [3] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine". Tome II, Edition Ayrolle, 1979.
- [4] **Djadoune, S. et Guiri, O.** : « Etude du renforcement de la chaîne d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage Taksebt ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, 2015.
- [5] **BONVIN, J.** : "Hydraulique urbaine. Tome I, Edition, 2005.
- [6] **HAMANI, S. et YAHIAOUI, S** : « Alimentation en eau potable du centre d'EL Ouricia (wilaya de Sétif) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2011.
- [7] **SAIDI, B. et NAIB, S** : « Etude de raccordement de la localité d'Assi Youcef (Tizi-Ouzou), a la conduite de transfert à partir du barrage Koudiet Acerdoune (W.Bouira) ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, 2009.
- [8] **BENJAMIN, E., STREETER, V. L. and SUO, L.** : "Fluid Transients in systems". Prentice Holl, Englewood Cliffs, 1993.

Annexe 02 : Détermination de la capacité de réservoir de tête d'AIT Djemaa.

Heure	Apports		Adduction Vers Ait Djemaa		Adduction Vers Ait Maalem		Adduction Vers Ait Amar		Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%	m ³ /j				
00-01	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	0,834
01-02	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	1,668
02-03	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	2,502
03-04	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	3,336
04-05	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	4,17
05-06	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	5,004
06-07	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	5,838
07-08	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	6,672
08-09	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	7,506
09-10	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	8,34
10-11	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	9,174
11-12	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	10,008
12-13	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	10,842
13-14	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	11,676
14-15	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	12,51
15-16	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	13,344
16-17	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	14,2
17-18	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	15,034
18-19	-	-	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	-	4,166	10,85
19-20	-	-	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	-	4,166	6,7
20-21	-	-	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	-	4,166	2,534
21-22	-	-	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	-	4,166	-1,66
22-23	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	-0,834
23-24	5	153,8502	2,833	87,95956	0,25	7,12444	1,083	33,1245	4,166	0,834	-	0
Total	100	3077,004	68	2111,02944	6	170,98656	26	794,988	100	16,7	16,7	-

Annexe 03 : Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Irane.

Heur	Apports		Distribution		surplus	Déficit	Résidu
	%	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	%	%
00→01	4,167	13.511875	0.6	2.054	3.534	–	3.534
01→02	4,167	13.511875	0.6	2.054	3.534	–	7.068
02→03	4,167	13.511875	1.2	3.999	2.934	–	10.002
03→04	4,167	13.511875	1.2	3.999	2.934	–	12.936
04→05	4,167	13.511875	3.5	11.458	0.634	–	13.57
05→06	4,167	13.511875	3.5	11.458	0.634	–	14.204
06→07	4,167	13.511875	4.5	14.701	–	0.366	13.838
07→08	4,167	13.511875	10.2	33.185	–	6.066	7.772
08→09	4,167	13.511875	8.8	28.645	–	4.666	3.106
09→10	4,167	13.511875	6.5	21.187	–	2.366	0.74
10→11	4,167	13.511875	4.1	13.404	0.034	–	0.774
11→12	4,167	13.511875	4.1	13.404	0.034	–	0.81
12→13	4,167	13.511875	3.5	11.458	0.634	–	1.444
13→14	4,167	13.511875	3.5	11.458	0.634	–	2.08
14→15	4,167	13.511875	4.7	15.349	–	0.566	1.514
15→16	4,167	13.511875	6.2	20.214	–	2.066	-0.552
16→17	4,167	13.511875	10.4	33.834	–	6.266	-6.818
17→18	4,167	13.511875	9.4	30.591	–	5.266	-12.1
18→19	4,167	13.511875	7.3	23.781	–	3.166	-15.27
19→20	4,167	13.511875	1.6	5.297	2.534	–	-12.74
20→21	4,167	13.511875	1.6	5.297	2.534	–	-10.2
21→22	4,167	13.511875	1	3.350	3.134	–	-7.066
22→23	4,167	13.511875	0.6	2.054	3.534	–	-3.534
23→24	4,167	13.511875	0.6	2.054	3.534	–	0.00
Total	100	324.285	100	324.285	30.8	30.8	–

Annexe 04 : Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Ou El Hadj.

Heurs	Apport				Entrée %	Entrée (m ³ /h)	Distribution %	Sortie (m ³ /h)	Surplus %	Déficit %	Résidus %
	Source Lainseur Ouzkeur %	Source Lainseur Ouzkeur (m ³ /h)	Source Tamdha Guehia %	Source Tamdha Guehia (m ³ /h)							
00-01	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	0,75	4,2093675	3,417	-	3,417
01-02	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	0,75	4,2093675	3,417	-	6,834
02-03	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	1	5,61249	3,167	-	10,001
03-04	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	1	5,61249	3,167	-	13,168
04-05	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	3	16,83747	1,167	-	14,335
05-06	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	5,5	30,868695	-	-1,333	13,002
06-07	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	5,5	30,868695	-	-1,333	11,669
07-08	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	5,5	30,868695	-	-1,333	10,336
08-09	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	3,5	19,643715	0,667	-	11,003
09-10	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	3,5	19,643715	0,667	-	11,67
10-11	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	6	33,67494	-	-1,833	9,837
11-12	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	8,5	47,706165	-	-4,333	5,504
12-13	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	8,5	47,706165	-	-4,333	1,171
13-14	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	6	33,67494	-	-1,833	-0,662
14-15	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	5	28,06245	-	-0,833	-1,495
15-16	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	5	28,06245	-	-0,833	-2,328
16-17	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	3,5	19,643715	0,667	-	-1,661
17-18	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	3,5	19,643715	0,667	-	-0,994
18-19	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	6	33,67494	-	-1,833	-2,827
19-20	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	6	33,67494	-	-1,833	-4,66
20-21	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	6	33,67494	-	-1,833	-6,5
21-22	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	3	16,83747	1,167	-	-5,333
22-23	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	2	11,22498	2,167	-	-3,166
23-24	1,458	8,088125	2,709	15,29725	4,167	23,385375	1	5,61249	3,167	-	0
Total	35	194,115	65	367,134	100	561,249	100	561,249	23,5	-23,5	-

Annexe 05 : Détermination de la capacité de réservoir d'Ibadissene.

Heurs	Apport				Entrée %	Entrée (m ³ /h)	Distribution %	Sortie (m ³ /h)	Surplus %	Déficit %	Déficit %
	Ighil Bournie %	Ighil Bournie (m ³ /h)	Source Thala Bouadj %	Source Thala Bouadj (m ³ /h)							
00-01	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	0,75	4,9827375	3,417	-	3,417
01-02	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	0,75	4,9827375	3,417	-	6,834
02-03	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	1	6,64365	3,167	-	10,001
03-04	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	1	6,64365	3,167	-	13,168
04-05	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	3	19,93095	1,167	-	14,335
05-06	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	5,5	36,540075	-	1,333	13,002
06-07	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	5,5	36,540075	-	1,333	11,669
07-08	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	5,5	36,540075	-	1,333	10,336
08-09	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	3,5	23,252775	0,667	-	11,003
09-10	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	3,5	23,252775	0,667	-	11,67
10-11	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	6	39,8619	-	1,833	9,837
11-12	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	8,5	56,471025	-	4,333	5,504
12-13	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	8,5	56,471025	-	4,333	1,171
13-14	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	6	39,8619	-	1,833	-0,662
14-15	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	5	33,21825	-	0,833	-1,495
15-16	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	5	33,21825	-	0,833	-2,328
16-17	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	3,5	23,252775	0,667	-	-1,661
17-18	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	3,5	23,252775	0,667	-	-0,994
18-19	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	6	39,8619	-	1,833	-2,827
19-20	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	6	39,8619	-	1,833	-4,66
20-21	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	6	39,8619	-	1,833	-6,5
21-22	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	3	19,93095	1,167	-	-5,333
22-23	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	2	13,2873	2,167	-	-3,167
23-24	3,625	24,081875	0,542	3,6	4,167	27,681875	1	6,64365	3,167	-	0
Total	87	577,965	13	86,4	100	664,365	100	664,365	23,5	23,5	-

Annexe 06 : Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Amar.

Heurs	Apport				Entrée %	Entrée (m ³ /h)	Distribution %	Sortie %	Sortie (m ³ /h)	Surplus %	Déficit %	Résidus %
	Ighil Bourmie %	Ighil Bourmie (m ³ /h)	Réservoir de tête d'Ait Djemaa %	Réservoir de tête d'Ait Djemaa (m ³ /h)								
00-01	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	0,85	0,85	8,2712565	3,317	-	3,317
01-02	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	0,85	0,85	8,2712565	3,317	-	6,634
02-03	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	0,85	0,85	8,2712565	3,317	-	9,951
03-04	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	1	1	9,73089	3,167	-	13,118
04-05	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	2,7	2,7	26,273403	1,467	-	14,585
05-06	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	4,7	4,7	45,735183	-	0,533	14,052
06-07	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	5,35	5,35	52,0602615	-	-1,183	12,869
07-08	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	5,85	5,85	56,9257065	-	-1,683	11,186
08-09	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	4,5	4,5	43,789005	-	-0,333	10,853
09-10	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	4,2	4,2	40,869738	-	-0,033	10,82
10-11	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	5,5	5,5	53,519895	-	-1,333	9,487
11-12	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	7,5	7,5	72,981675	-	-3,333	6,154
12-13	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	7,9	7,9	76,874031	-	-3,733	2,421
13-14	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	6,35	6,35	61,7911515	-	-2,183	0,238
14-15	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	5,2	5,2	50,600628	-	-1,033	-0,795
15-16	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	4,8	4,8	46,708272	-	-0,633	-1,428
16-17	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	4	4	38,92356	0,167	-	-1,261
17-18	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	4,5	4,5	43,789005	-	-0,333	-1,594
18-19	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	6,2	6,2	60,331518	-	-2,033	-3,627
19-20	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	5,7	5,7	55,466073	-	-1,533	-5,16
20-21	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	5,5	5,5	53,519895	-	-1,333	-6,5
21-22	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	3	3	29,19267	1,167	-	-5,333
22-23	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	2	2	19,46178	2,167	-	-3,167
23-24	0,763	7,420875	3,404	33,1245	4,167	40,545375	1	1	9,73089	3,167	-	0
Total	18,31	178,101	81,69	794,988	100	973,089	100	100	973,089	21,25	-21,25	-

Annexe 07 : Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Maalem.

Heurs	Apport				Entrée %	Entrée (m ³ /h)	Distribution %	Sortie %	Sortie (m ³ /h)	Surplus %	Déficit %	Résidus %
	Source Teboudh %	Source Teboudh (m ³ /h)	Réservoir de tête %	Réservoir de tête (m ³ /h)								
00-01	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	0.9	0.9	13.202879	4,008	–	4,008
01-02	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	0.9	0.9	13.202879	4,008	–	8,016
02-03	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	0.9	0.9	13.202879	4,008	–	12,024
03-04	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	1	1	14.6698656	3,908	–	15,932
04-05	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	1.35	1.35	19.8043186	3,558	–	19,49
05-06	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	3.85	3.85	56.4789826	1,058	–	20,548
06-07	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	5.2	5.2	76.2833011	–	0,292	20,256
07-08	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	6.2	6.2	90.9531667	–	1,292	18,964
08-09	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	5.5	5.5	80.6842608	–	0,59	18,374
09-10	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	5.85	5.85	85.8187138	–	0,942	17,432
10-11	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	5	5	73.349328	–	0,092	17,34
11-12	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	6.5	6.5	95.3541264	–	1,592	15,748
12-13	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	7.5	7.5	110.023992	–	2,592	13,156
13-14	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	6.7	6.7	98.2880995	–	1,792	11,364
14-15	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	5.35	5.35	78.483781	–	0,44	10,924
15-16	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	4.65	4.65	68.214875	0,258	–	11,182
16-17	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	4.5	4.5	66.0143952	0,408	–	11,59
17-18	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	5.5	5.5	80.6842608	–	0,59	11
18-19	–	–	0,458	7.12444	0.458	7.12444	6.3	6.3	92.4201533	–	5,842	5,158
19-20	–	–	0,458	7.12444	0.458	7.12444	5.35	5.35	78.483781	–	4,89	0,268
20-21	–	–	0,458	7.12444	0.458	7.12444	5	5	73.349328	–	4,542	-4,274
21-22	–	–	0,458	7.12444	0.458	7.12444	3	3	44.0095968	–	2,542	-6,816
22-23	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	2	2	29.3397312	2,908	–	-3,908
23-24	4,45	64.8	0,458	7.12444	4.908	71.92444	1	1	14.6698656	3,908	–	0
Total	89	1296	11	17.98656	100	1466.98656	100	100	1466.98656	28,03	-28,03	–

Annexe 08 : Détermination de la capacité de réservoir d'Ait Djemaa.

Heur	Apports		Distribution		surplus	Déficit	résidu
	%	(m ³ /h)	%	(m ³ /h)	%	%	%
00→01	4.167	87.95956	1	21.1102944	3.167	–	3.167
01→02	4.167	87.95956	1	21.1102944	3.167	–	6.334
02→03	4.167	87.95956	1	21.1102944	3.167	–	9.501
03→04	4.167	87.95956	1	21.1102944	3.167	–	12.668
04→05	4.167	87.95956	2	42.2205888	2.167	–	14.835
05→06	4.167	87.95956	3	63.3308832	1.167	–	16.002
06→07	4.167	87.95956	5	105.551472	–	-0.833	15.169
07→08	4.167	87.95956	6,5	137.216914	–	-2.333	12.836
08→09	4.167	87.95956	6,5	137.216914	–	-2.333	10.503
09→10	4.167	87.95956	5,5	116.106619	–	-1.333	9.17
10→11	4.167	87.95956	4,5	94.9963248	–	-0.333	8.837
11→12	4.167	87.95956	5,5	116.106619	–	-1.333	7.504
12→13	4.167	87.95956	7	147.772061	–	-2.833	4.671
13→14	4.167	87.95956	7	147.772061	–	-2.833	1.838
14→15	4.167	87.95956	5,5	116.106619	–	-1.333	0.505
15→16	4.167	87.95956	4,5	94.9963248	–	-0.333	0.172
16→17	4.167	87.95956	5	105.551472	–	-0.833	-0.661
17→18	4.167	87.95956	6,5	137.216914	–	-2.333	-2.994
18→19	4.167	87.95956	6,5	137.216914	–	-2.333	-5.327
19→20	4.167	87.95956	5	105.551472	–	-0.833	-6.16
20→21	4.167	87.95956	4,5	94.9963248	–	-0.333	-6.5
21→22	4.167	87.95956	3	63.3308832	1.167	–	-5.333
22→23	4.167	87.95956	2	42.2205888	2.167	–	-3.167
23→24	4.167	87.95956	1	21.1102944	3.167	–	0
Total	100	2111,0294	100	2111.02944	22.5	-22.5	–

Annexe.09. Prix d'une conduite en fonte ductile

DN	PN (bar)	Prix (DA)
100	40	2 087,79
150	40	2 584,22
200	40	3 582,96
250	40	4 834,73
300	40	6 098,22
350	30	7 234,82
400	30	8 270,53
450	30	10 038,78
500	30	11 367,47
600	30	15 022,64
700	25	20 391,55
800	25	25 100,03
900	25	31 182,14
1000	25	36 927,88

Annexe.10. Prix d'une conduite en PEHD PN10

تبيكس **وحدة إنتاج أنابيب البلاستيك**
Tube **PRODUCTION TUBES PVC - PEhd - PEbd**
EAU - GAZ - IRRIGATION
TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
Polyethelene Haute Densite Pression 10 Bars

SGS

TUBE PEHD PN 10

DIAMETRES (Ext)	TYPE matière	Ep./mm	P.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.00	34.00	39.78	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	45.00	52.55	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	69.00	80.73	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 050	100	3.70	103.00	120.51	Rx de 200 & 100 Mètres
			157.00	183.64	Rx de 100 Mètres
Ø 063	100	4.70	245.00	286.63	Rx de 100 Mètres
Ø 075	100	5.50	340.00	397.80	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	6.60	415.00	485.55	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres
Ø 110	100	6.60	605.00	707.85	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres
Ø 125	100	7.40	775.00	906.75	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 160	100	9.50	1 265.00	1 480.05	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 200	100	11.90	1 970.00	2 304.90	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 250	100	14.80	3 085.00	3 509.45	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 315	100	18.70	4 785.00	5 598.45	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 400	100	23.70	7 590.00	8 860.30	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 450	100		11 300.00	13 221.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 500	100	23.70	12 130.00	14 192.10	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 630	100		18 400.00	21 528.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 800	100		34 900.00	40 833.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres

OBS : * Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux
* Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À LITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE ET DE LA FLUCTUATION DES COURS DU DINAR.

0701 28 05 02/03

Annexe.11. Prix d'une conduite en PEHD PN16


وحدة إنتاج أنابيب البلاستيك
PRODUCTION TUBES PVC - PEhd - PEbd
EAU - GAZ - IRRIGATION
TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
Polyetholene HauteDensite Pression 16 Bars
A PARTIR DU 01/07/2015




TUBE PEHD PN 16

DIAMETRES (Ext)	TYPE DE matiers	Ep./mm	PRIX.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.30	37.00	43.29	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	59.00	69.03	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	55.00	111.15	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 040	100	3.70	149.00	174.30	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 050	100	4.60	225.00	263.25	Rx de 100 Mètres
Ø 063	100	5.80	345.00	403.65	Rx de 100 Mètres
Ø 075	100	6.80	495.00	579.15	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	8.20	595.00	690.15	Longueur de 12 Mètres à Rx de 100 Mètres
Ø 110	100	10.00	845.00	1 025.45	Longueur de 12 Mètres à Rx de 50 Mètres
Ø 125	100	11.40	1 175.00	1 374.75	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 150	100	14.60	1 890.00	2 211.30	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 200	100	18.20	2 980.00	3 486.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 250	100	22.70	4 650.00	5 440.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 315	100	28.00	6 910.00	8 064.70	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 400	100	36.30	11 440.00	13 443.30	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 450	100		16 400.00	19 188.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 500	100	45.40	17 850.00	20 984.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 630	100		27 500.00	32 175.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres

Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux 200-100&50ml
 - Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder
 LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION DU PRIX DU COÛT
 DE LA MATIÈRE PREMIÈRE OU DE LA FLUCTUATIONS DES COURS DU DINAR.

0701 26 05 02/03

Annexe.12. Evolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon (θ°)	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
K	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400

Annexe 13.les diamètres et les épaisseurs de la conduite PEHD PN25

Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix MIN HT le M/L	Prix MIN TTC le M/L
Tube PEHD	20	3,4	PE80	25 Bars	45,54	53,28
Tube PEHD	25	4,2	PE80	25 Bars	70,84	82,88
Tube PEHD	32	5,4	PE80	25 Bars	116,38	136,16
Tube PEHD	40	6,7	PE80	25 Bars	179,63	210,17
Tube PEHD	50	8,3	PE80	25 Bars	275,77	322,65
Tube PEHD	63	10,5	PE80	25 Bars	437,69	512,10
Tube PEHD	75	12,5	PE100	25 Bars	619,85	725,22
Tube PEHD	90	12,3	PE100	25 Bars	733,26	857,91
Tube PEHD	110	15,1	PE100	25 Bars	1 098,68	1 285,46
Tube PEHD	125	17,1	PE100	25 Bars	1 415,70	1 656,37
Tube PEHD	160	21,9	PE100	25 Bars	2 313,52	2 706,82
Tube PEHD	200	27,4	PE100	25 Bars	3 615,48	4 230,11
Tube PEHD	250	34,2	PE100	25 Bars	5 641,02	6 599,99
Tube PEHD	315	43,1	PE100	25 Bars	8 954,00	10 476,18
Tube PEHD	400	54,7	PE100	25 Bars	14 418,36	16 869,48

Annexe.14.caractéristique de la pompe STR1

Courbe caractéristique hydraulique

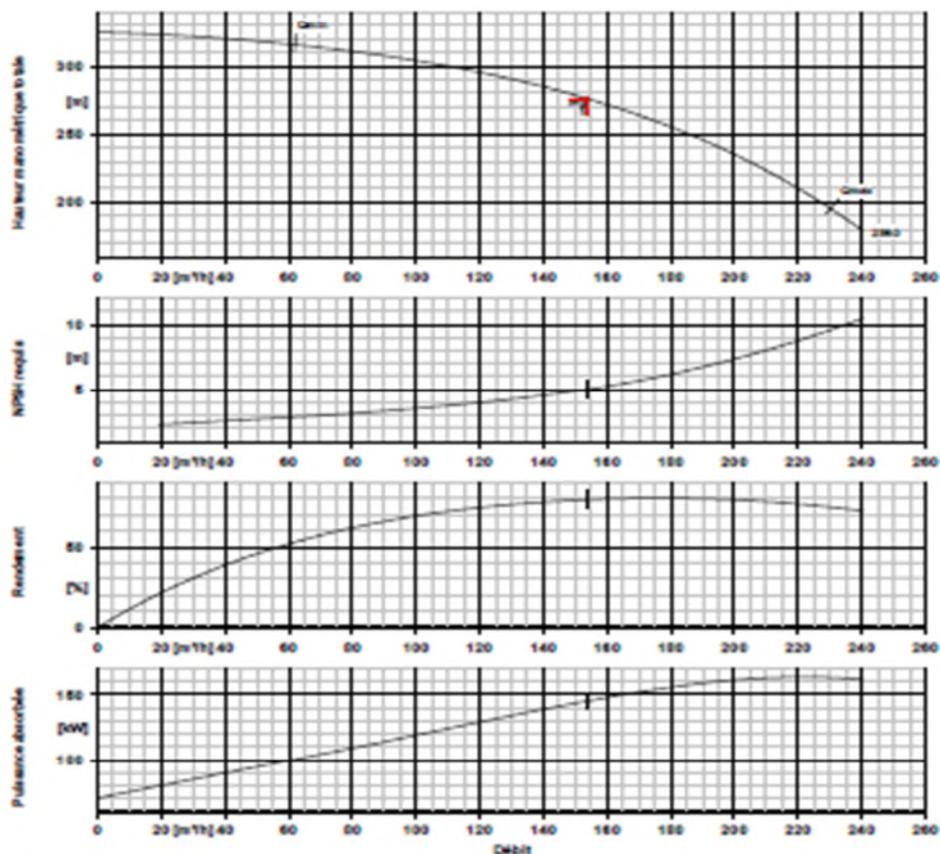


N° de poste client: SR1 Ait Bouadou
 Date de communication:
 Nr de doc.:
 Quantité: 1

Numéro: ES 4295742
 Poste: 200
 Date: 27/04/2016
 Page: 11 / 14

Multitec A 100/ 4-8.1 10.67

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2984 rpm	Rendement	79,5 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	145,12 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	5,04 m
Débit	153,84 m ³ /h	Numéro de courbe	1777.407521/07 GG
Débit demandé	153,84 m ³ /h	Diamètre de roue	238,0 mm
Hauteur manométrique totale	275,01 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	275,92 m		

PLAN D'INSTALLATION

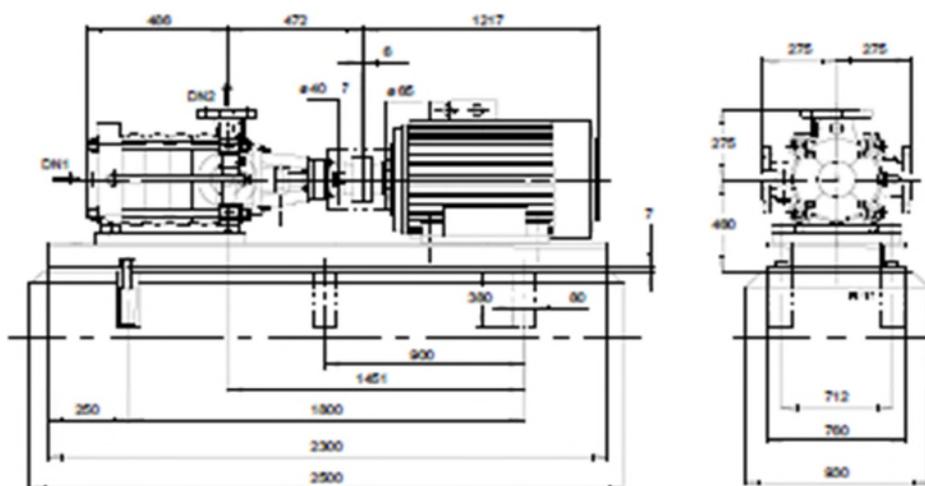


N° de poste client: SR1 Ait Bouadou
 Date de communication:
 N° de doc.:
 Quantité: 1

Numéro: ES 4295742
 Poste: 200
 Date: 27/04/2016
 Page: 12 / 14

Multitec A 100/ 4-8.1 10.67

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

Moteur

Constructeur moteur	Siemens
Taille moteur	315L
Puissance moteur	160,00 kW
Nombre de pôles	2
Vitesse de rotation	2984 rpm
Position de la boîte à bornes	0°/360° (en haut)

vu de l'entraînement

Soole

Exécution	Châssis en acier pour Multitec
Taille	GP12
Matériau	
Evacuation des fuites socle (SB)	Rp1, Sans
Boulons d'ancrage	M20x320 (Non compris dans la fourniture)

Raccordements

Diamètre nominal aspiration	DN 150 / EN 1092-2
DN1	
Refoulement DN2	DN 100 / EN 1092-2
Pression nominale asp.	PN 16
Pression nominale refoul.	PN 40

Accouplement

Fabricant d'accouplement	Flender
Type d'accouplement	Eupex N
Taille d'accouplement	180
Douille intermédiaire	0,0 mm

Poids net

Pompe	275 kg
Socle	251 kg
Accouplement	14 kg
Protège-accouplement	3 kg
Moteur	980 kg
Total	1523 kg

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Tolérances dimensionnelles pour hauteur d'axe :
 Dimensions sans tolérances, tolérances moyennes suivant :
 Cotes de raccordement pour pompes :
 Dimensions sans tolérances - pièces soudées :

DIN 747
 ISO 2768-m
 EN735
 ISO 13920-B

Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.

Annexe.15. caractéristique de La pompe STR2

Courbe caractéristique hydraulique

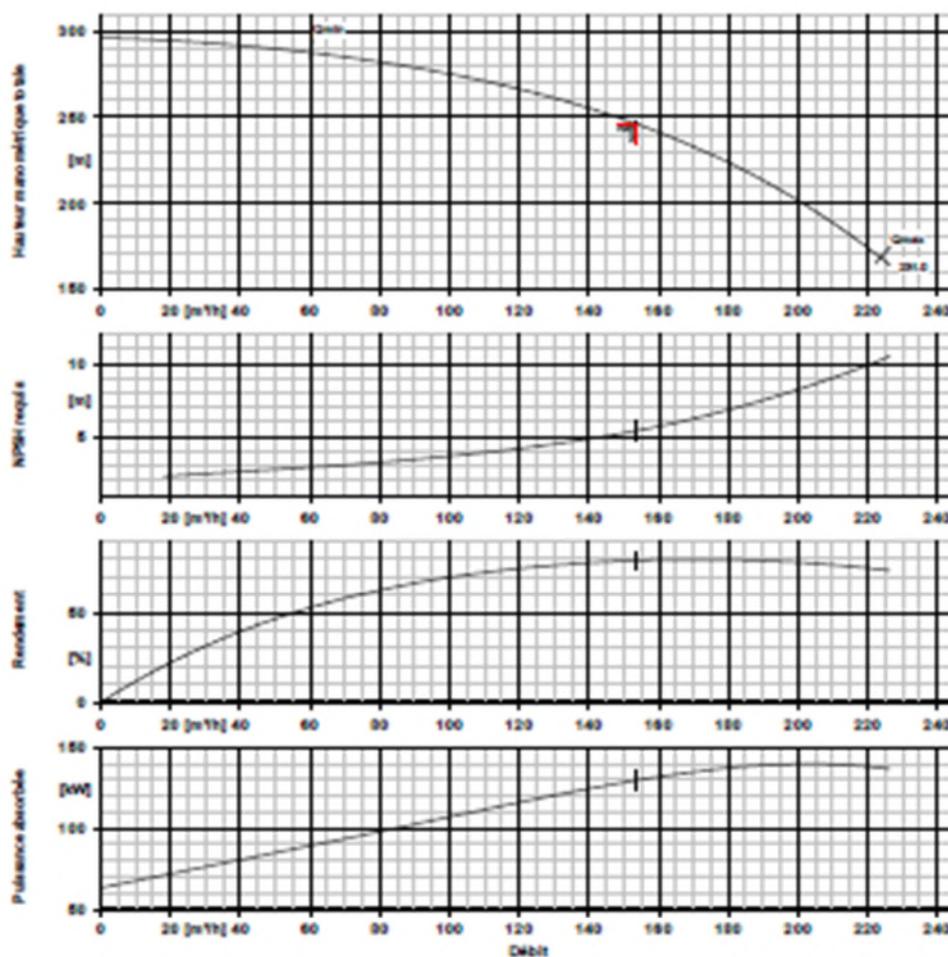


N° de poste client: SR2 Ait Bouadou
 Date de communication:
 Nr de doc.:
 Quantité: 1

Numéro: ES 4295742
 Poste: 100
 Date: 27/04/2016
 Page: 4 / 14

Multitec A 100/ 4-8.1 10.67

No. de version: 1



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2986 rpm	Rendement	79,2 %
Densité liquide pompé	998 kg/m ³	Puissance absorbée	129,97 kW
Viscosité	1,00 mm ² /s	NPSH requis	5,42 m
Débit	153,84 m ³ /h	Numéro de courbe	1777.407521.07 GG
Débit demandé	153,84 m ³ /h	Diamètre de roue	231,0 mm
Hauteur manométrique totale	246,01 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	246,00 m		

PLAN D'INSTALLATION

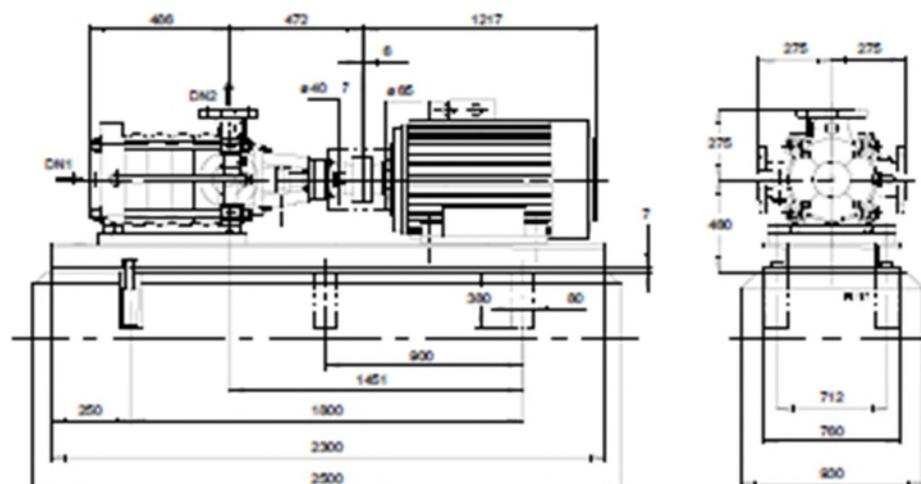


N° de poste client: SR2 Alt Bouadou
 Date de communication:
 Nr de doc.:
 Quantité: 1

Numéro: ES 4295742
 Poste: 100
 Date: 27/04/2016
 Page: 5 / 14

Multitec A 100/ 4-8.1 10.67

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

Moteur

Constructeur moteur Siemens
 Taille moteur 315L
 Puissance moteur 160,00 kW
 Nombre de pôles 2
 Vitesse de rotation 2985 rpm
 Position de la boîte à bornes 0°/360° (en haut)

vu de l'entraînement

Soole

Exécution Châssis en acier pour Multitec
 Taille GP12
 Matériau
 Evacuation des fuites socle Rp1, Sans (SB)
 Boulons d'ancrage M20x320 (Non compris dans la fourniture)

Raccordements

Diamètre nominal aspiration DN 150 / EN 1092-2
 DN1
 Refoulement DN2 DN 100 / EN 1092-2
 Pression nominale asp. PN 16
 Pression nominale refoul. PN 40

Accouplement

Fabricant d'accouplement Flender
 Type d'accouplement Eupex N
 Taille d'accouplement 180
 Douille intermédiaire 0,0 mm

Poids net

Pompe 275 kg
 Socle 251 kg
 Accouplement 14 kg
 Protège-accouplement 3 kg
 Moteur 980 kg
 Total 1523 kg

Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.

Raccorder les tuyauteries sans contrainte !

Tolérances dimensionnelles pour hauteur d'axe :

Dimensions sans tolérances, tolérances moyennes suivant :

Cotes de raccordement pour pompes :

Dimensions sans tolérances - pièces soudées :

DIN 747

ISO 2768-m

EN 735

ISO 13920-B

العنوان تعزيز شبكة سلسلة التزويد بمياه الشرب لبلدية ايت بوادو من سد كوديات اسردون ولاية بويره

الملخص : في إطار هذا المشروع النهائي لدراسة قمنا بإنشاء مختلف الخطوات اللازمة لتعزيز سلسلة التزويد بمياه الشرب لبلدية ايت بوادو من سدكوديات اسردون ولاية بويره .

بعد أن قدمنا موقع المشروع قدرنا الاحتياجات المائية لمختلف الفئات لمياه الشرب على أفق 2046 , بعد ذلك إلى تحجيم خزانات المياه ثم تليها دراسة تقنية و اقتصادية لإيجاد أقطار الأنابيب التزويد بالمياه بالتوازي قمنا بدراسة الضخ لتحديد المضخات المائية المناسبة , و بعدها دراسة ظاهرة المطرقة المائية.

الكلمات الرئيسية:سد كوديات اسردون ,سلسلة التزويد , مياه الشرب ,خزانات ,الأنابيب,المضخات المائية,المطرقة المائية.

Titre : Raccordement au transfert à partir du Barrage de Koudiet Acerdoune de la commune d'Ait Bouaddou

Résumé : dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le renforcement de la chaine d'adduction de la commune d'Ait Bouaddou à partir du barrage Koudiet Acerdoune Wilaya de Bouira. Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau des différentes catégories d'utilisateurs à l'horizon 2046. Nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs, suivi d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites d'adduction. Nous avons traité la partie pompage, qui nous permis de choisir les pompes adéquates à chaque tronçon, suivi de la vérification contre le phénomène du coup de bélier.

Mots clés : Renforcement ; Adduction ; Barrage KoudietAcerdoune ; Réservoir ; Conduite ; Pompe ; Coup de bélier.

Title:

Abstract: as part of this final project study, we established deferent steps for strengthening the Supply Chain of the town of Koudiet Acerdoune from the dam AitBouaddou

After having presented the project site, we began estimating water needs of deferent categories-usingwas 2046. Then we proceeded to design tanks, followed by a technical and economic study to find diameter pipe adduction. We also treated the pumping part, or we have chosen the right pumps each section, followed by checking against the phenomenon of water hammer.

Key words: strengthening; supply; dam of KoudietAcerdoune; tanks; pipes; pumps;water hammer.