



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr. BOUCHAMA Djamel Eddine

Mr. ABBASSI Mehdi

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DE RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE VILLAGE BENI-METRANE COMMUNE TAHER WILAYA DE JIJEL

Soutenu le **06 /10 /2021** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. BRAKENI A.**
- Promoteur : **Mr. CHENAFI A.**
- Examineur : **Mr. SAKHRAOUI F.**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a béni de courage pour achever mes études.*

Un grand merci à mes parents pour leur soutien et pour leurs sacrifices.

*Je tiens à exprimer également mes vifs remerciements et ma profonde gratitude à Monsieur **CHENNEFI Azzedine**, de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Je remercie également et profondément et mon père Monsieur **ABBASSI Zine Eddine** pour son aide précieuse et son orientation durant toute cette période.*

Je remercie aussi toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

J'ai tout le plaisir de dédier ce mémoire à :

*Mes chers parents : mon papa **Abdelhak** et ma maman **Nassîha** qui ont œuvré pour ma réussite de par leurs amours, sacrifices et précieux conseils.*

Mes chers frères et mes adorables sœurs et toute ma grande famille qui m'ont soutenue et m'ont donné le courage pour accomplir ce travail.

*A tous mes amis et mes collègues : **Salim, Aymen, Idris, Rafik, Kadîro, Haroune, Sîfou** ils vont trouver ici témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie, sans oublier mon binôme **Mehdi Abbassi**.*

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mes professeurs de département Hydraulique.

Djamel Eddîne



DEDICACE

J'ai tout le plaisir de dédier ce mémoire à:

Mes chers parents : mon père **ZINE EDDINE**, pour son soutien, aide durant toute ma carrière . et ma mère **SAIDA** qui m'a tout donné, encouragement, sacrifices et surtout amour.

Que DIEU les protègent.

Mon promoteur : Monsieur **CHENNAFI** Azzedine.

Mes chers frères et mes belles sœurs et toute ma famille qui ont une grande valeur chez moi .

*A tous mes amis, amies et mes collègues: Ils représentent un témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie et j'ai l'honneur de les connaître, sans oublier mon binôme **DJAMEL EDDINE**.*

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

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

Chapitre n°I : Présentation se site

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRESENTATION SE SITE.....	2
I.3. CLIMATOLOGIE.....	3
I.3.1. Précipitation :	3
I.3.2. Température :	4
I.4. LA GEOLOGIE DE TERRAIN.....	5
I.4.1. La sismicité :	5
I.4.2. Situation topographique :	5
I.5. L'ACTIVITE	5
CONCLUSION.....	6

Chapitre n°II : Estimation des besoins en eau

II.1. INTRODUCTION	7
II.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	7
II.2.1 ESTIMATION DES BESOINS FUTURES	7
II.2.2. ESTIMATION DES BESOINS DOMESTIQUE	8
II.3. ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE	8
II.3.1. CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE DES EQUIPEMENT	9
II.3.1.1. Besoins scolaires :	9
II.3.1.2. Besoin socioculturels :	9
II.3.1.3. Besoin administratif :	10
II.3.1.4. Besoin commerciaux :	10
II.3.1.5. Besoin industriel :	11
II.3.1.6. Besoin des cheptels :	11
II.3.2. CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE TOTALE.....	11
II.3.3. MAJOURATION DE LA CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE.....	12
II.4. CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION	13
II.4.1. ETUDE DES VARIATION DES DEBIT :	13
II.4.2. Variation de la consommation journalière :	13
II.4.2.1. Coefficient d'irrégularité journalier maximal	13
II.4.2.2. Coefficient d'irrégularité journalier minimal :	13

II.4.2.3. Variation de la consommation minimale journalière :	14
II.4.3. VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE :	15
II.4.3.1. Débit maximum horaire	15
II.2.4.3. Débit minimum horaire :	17
II.4.3. VARIATION DES DEBITS HORAIREs	18
CONCLUSION.....	20

Chapitre n°III : Réservoir

III.1. INTRODUCTION	21
III.2. ROLES DE RESERVOIRE	21
III.2.1. ROLE DE REGULATEUR ET ACCUMULATEUR	21
III.2.2. AUGMENTATION DES PRESIONS	21
III.2.3.UTILITE POUR BRISER LA CHARGE	21
III.2.4.STOCKAGE DE LA RESERVE D'INCENDI	21
III.3. L'EMPLACEMENT DES RESERVOIRS.....	22
III.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIR	22
III.4.1. SELON LA NATURE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	22
III.4.2. SELON LA SITUATION DES LIEUX	22
III.4.3.SELON LA FORME GEOMETRIQUE	24
III.4.4.SELON L'USAGE	24
III.4.5. SELON LA SITUATION PAR RAPPORT A LA DISTRIBUTION	24
III.5. LES FACTEURS INTERVENANTS DANS LE CHOIX DE TYPES DE RESERVOIR	24
III.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS	24
III.6.1. EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE DANS LA CONSTRUCTION D'UN RESERVOIR	24
III.6.1.1 Résistance :	24
III.6.1.2. Durabilité :	24
III.6.1.3. Etanchéité :	25
III.6.2. PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION	25
III.6.3. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIR	25
III.6.3.1. Adduction :	25
III.6.3.2.Trop-plein :	26
III.6.3.3.Distribution :	26
III.6.3.4. Vidange :	27

III.6.3.5. Conduite by-pass :	27
III.6.3.6. Système de matérialisation d'incendie	28
III.7. ENTRETIEN DES RESERVOIRS	30
III.8. VERIFICATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EXISTANT A L'HORIZON	31
III.8.1 METHODE GRAPHIQUE	31
III.8.2.1. Détermination de la valeur de(p) :	32
III.8.2.2. Volume total du réservoir :	33
III.8.3. DETERMINATION DE LA CAPACITE DE RESERVOIR	33
III.8.3.1. La méthode analytique :	33
III.8.3.2. Méthode graphique :	35
III.9. DETERMINATION DU DIAMETRE DU RESERVOIR	37
CONCLUSION	38

Chapitre n°IV : Adduction

IV.1. INTRODUCTION	39
IV.2. LES TYPES D'ADDUCTION	39
IV.2.1. ADDUCTION GRAVITAIRE	39
IV.2.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT	39
IV.3. CHOIX DU TRACE	39
IV.3.1. CHOIX DU TYPE DE LA CONDUITE	40
IV.3.2. LA POSE DE LA CONDUITE	40
IV.3.3. DESCRIPTION DU SCHEMA D'ADDUCTION DU RESEAU DE PROJET	41
IV.4. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION	42
IV.4.1. CALCULE DE DIAMETRE ECONOMIQUE	42
IV.4.2. CALCULE DE LA VITESSE	42
IV.4.3. CALCUL DES PERTES DE CHARGES	43
IV.4.4. CALCULE DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTAL HMT	44
IV.4.5. LA PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE	44
IV.4.6.1 Frais d'exploitation :	45
IV.4.6.2. Frais d'amortissement :	45
IV.4.6.3. Calcul de l'annuité	45
IV.5. DIMENSIONNEMENT DE DIAMETRE D'ADDUCTION	46
IV.5.1. CALCUL DE DIAMETRE ECONOMIQUE	46
IV.5.2. CALCUL DE LA HMT	46

IV.5.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION	46
IV.5.4. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT	46
IV.5.5. CALCUL DES FRAIS TOTAUX	47
CONCLUSION	47

Chapitre n°V : Pompes

V.1. INTRODUCTION.....	48
V.2. LES POMPES CENTRIFUGES	48
V.2.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	48
V.2.2. AMORCAG	48
V.2.3. CARACTERISTIQUES	48
V.2.4.UTILISATION.....	49
V.2.5. FONCTIONNEMENT AVEC LA CANALISATION DE REFOULEMENT BOUCHEE	49
V.2.6. REGLAGE DU DEBIT	50
V.3.LES POMPES VOLUMETRIQUES	50
V.3.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT ET GENERALITES.....	50
V.4. CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES D'UNE POMPE CENTRIFUGE	51
V.4.1. VITESSE DE ROTATION.....	51
V.4.2.LE DEBIT D'UNE POMPE	51
V.4.3. LA HAUTEUR MANOMETRIQUETOTAL (HMT)	51
V.4.3.1 La hauteur géométrique de refoulement <i>H_r</i>	52
V.4.3.2. La hauteur géométrique d'aspiration <i>H_a</i>	52
V.4.3.3. Pertes de charges (<i>J_r</i> + <i>J_a</i>).....	52
V.4.4. LES PUISSANCES UTIKES ET ABSORBEES	52
V.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe.....	52
V.4.4.2. Puissance hydraulique (utile).....	52
V.4.5. LE RENDEMENT DE LA POMPE	52
V.5. LES COURBES CARACTERISTIQUES	53
V.5.1. COURBES CARACTERISTIQUE D'UNE POMPE CENTRIFUGE	53
V.5.1.1 La courbe hauteur- débit ($H = f(Q)$).....	53
V.5.1.2. La courbe puissance- débit ($P = f(Q)$).....	53
V.5.1.3. La courbe rendement- débit ($h = f(Q)$).....	53
V.5.2. COURBES CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE	53

V.5.3. LE POINT DEFONCTIONEMENT DE LA POMPE :	54
V.5.3.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	54
V.6. CHOIX DE LA POMPE DE PROJET	55
V.6.1. MODIFICATION DU TEMPS DE POMPAGE	56
V.6.2. REGULATION PAR ETOUFFEMENT (VANNAGE)	56
V.6.3. ROGNAGE DE LA ROUE	57
V.6.4. MODIFICATION DE LA VITESSE DE LA ROTATION DE LA POMPE	57
CONCLUSION	58

Chapitre n°VI : Coup de bélier

VI.1. INTRODUCTION	59
VII.2. DEFINITION DE COUP DE BELIER	59
VI.3. CAUSES DU COUP DE BELIER	59
VI.4. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER	59
VI.4.1. CAS DE SURPRESSION	59
VI.4.2. CAS DE DEPRESSION	60
VI.4.3. FATIGUE DE LA CANALISATION	60
VII.5. LA CELERITE D'ONDE	60
VI.6. VALEUR NUMERIQUE DU COUP DE BELIER	60
VI.6.1. CAS DE LA FERMETURE BRUSQUE	60
VI.6.2. CAS DE FERMETURE LENTE	61
VI.7. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER	61
VI.7.1. LE ROLE DES MOYENS DE PROTECTION	61
VI.7.2.1. Les volants d'inertie	61
VI.7.2.2. Les soupapes de décharge	62
VI.7.2.3. Les cheminées d'équilibre	62
VI.7.2.4. Les ventouses (Les reniflards)	62
VI.7.2.4. Les réservoirs d'air	63
VI.8. CALCUL HYDRAULIQUE DE COUP DE BELIER	65
VI.8.1. FORAGE D'OUED NIL N: 36	65
CONCLUSION	66

Chapitre n°VII : Réseau de distribution

VII.1. INTRODUCTION	67
VII.2. TYPES DES RESEAUX	67
VII.2.1. RESEAU RAMIFIE	67

VII.2.2. RESEAU MAILLE	67
VII.2.3. RESEAU ETAGES.....	68
VII.2.4. RESEAU MIXTE	68
VII.3.CHOIX DU TYPE DU RESEAU	69
VII.4. CHOIX DU TYPE DES CONDUITES	69
VII.5. PARAMETRES DES RESEAUX	70
VII.5.1. DEBITS	70
VII.5.2. CHOIX DU DIAMETRES.....	70
VII.5.3.LA VITESSE.....	70
VII.5.4. PRESSION DE SERVICE	70
VII.6. EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (APPAREILS ET ACCESSOIRES).....	71
VII.6.1. LES CANALISATIONS.....	71
VII.6.2. ROBINETS VANNES	71
VII.6.3. BOUCHES OU POTEAU D'INCENDIE.....	71
VII.6.4. CLAPETS ANTI RETOUR	71
VII.6.5. VENTOUSES	71
VII.6.6. REGULATEURS DE PRESSION	72
VII.6.7. ROBINETS DE VIDANGE (DECHARGE)	72
VII.6.8.PIECES SPECIALES DE RACCORD	72
VII.6.8.1. Les Tés :	72
VII.6.8.2.Les coudes :	72
VII.6.8.3. Les cônes de réduction :	72
VII.7. DESCRIPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION	72
VII.8. CALCULE HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	73
VII.8.1. DETERMINER LES DEBITS DE RESEAU	74
VII.8.1.1. Débit de pointe :	74
VII.8.1.2. Débit spécifique :	74
VII.8.1.3. Débit en route :	74
VII.8.1.4. Débit aux nœuds :	74
VII.9 DIMENTIONNEMENT DU RESEAU	75
VII.9.1.CALCUL DES DIFFERENTS DEBITS	75
VII.9.1.Débit spécifique :	75
VII.9.2.Débit en route :	75

VII.9.3. Débit au nœud:	75
VII.10. APPORT INFORMATIQUE.....	76
VII.10.1. PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET.....	76
VII.10.2. LES ETAPES D'UTILISATION DU LOGICIEL EPANET	77
VII.10.2.1 Première étape :	77
VII.10.2.2. Deuxième étape :	77
VII.10.2.3. Troisième étape :	77
VII.10.2.4. Modélisation et simulation du réseau :	78
VII.11.FORMULE DES PERTES DE CHARGES UTILISEES	79
VII.11.1 PERTES DE CHARGES LINEAIRES.....	79
VII.11.2. PERTES DE CHARGES TOTALES	79
VII.11.3 RESULTATS DE LASIMULATION DU RESEAU AVEC EPANET	79
CONCLUSION	83

Chapitre n°VIII : Pose de conduite

VIII.1. INTRODUCTION	84
VIII.2. POSE DES CONDUITES	84
WIII.2.1. EXECUTION ET AMENAGEMENT DE LA TRACHEE.....	84
VIII.2.2. STABILISATION DES CONDUITES	85
VIII.2.3. TRAVAUX SPESIAUX	87
VIII.2.3.1. Traversée de route	87
VIII.2.3.2. Traversée d'oueds	87
VIII.2.3.3. Pose en élévation.....	88
WII.2.3.4. Mise en eau et épreuve.....	88
WIII.2.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :	89
CONCLUSION	89
Conclusion générale.....	90

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1) : Localité de village Beni Metrane par Google Earth.....	2
Figure(I.2) : Précipitation mensuelles de la ville Taher	4
Figure (1.3) la situation topographique de ville Taher	5
Figure (III.1): Schéma de réservoir semi enterrée.....	23
Figure(III.2) : Schéma de réservoir surélevé.....	23
Figure(III.3) : Schéma de conduite d'adduction.....	26
Figure(III.4) : Schéma de trop plein.....	26
Figure(III.5): Schéma de conduite de distribution.....	27
Figure(III.6): Schéma de conduite by-pass.....	28
Figure(III.7) : Schéma de réserve d'incendie.....	28
Figure(III.8) : Système à deux prises.....	29
Figure(III.9) : Système à siphon.....	30
Figure(III.10) : Schéma en générale du réservoir.....	31
Figure(III.11) : Graph de résidu en fonction des heures.....	35
Figure(III.12) : Graph de l'apport cumulé et le cumulé des coefficients de distribution en fonction des heures.....	37
Figure (IV.1) : schéma d'adduction gravitaire et adduction par refoulement.....	39
Figure (IV.2) : tracé de conduite d'adduction de forage vers réservoir.....	42
Figure(V.1) : schéma de réglage en canard.....	50
Figure(V.2) : schéma de soupape de sécurité.....	51
Figure(V.3) : Schéma d'un dispositif de pompage.....	53
Figure(V.4) : Schéma des courbes caractéristique.....	54

Figure(V.5) : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de forage.....	55
Figure (VI.1) : Schéma de ventouse à trois fonctions.....	62
Figure (VI.2) : Schéma de ventouse à seul fonction.....	63
Figure (VI.3) : Schéma d'un réservoir d'air.....	63
Figure (VI.4) : Abaque de Vebert.....	65
Figure(VII.1) : Schéma de réseau ramifié.....	67
Figure(VII.2) : Schéma de réseau maillé.....	68
Figure(VII.3) : Schéma de réseau mixte.....	68
Figure (VII.4) : Schéma descriptif de la distribution du village Beni Metrane.....	73
Figure(VII.5) : Etat des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.....	82
Figure(VIII.1) : Pose de la conduite dans le tranché.....	84
Figure(VIII.2) : Butée sur coude horizontal.....	86
Figure(VIII.3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.....	86
Figure(VIII.4) : Protection spéciale pour la traversée de route.....	87
Figure(VIII.5) : Transvasé d'oued.....	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Précipitation mensuelles de la ville Taher.....	3
Tableau(I.2) : Variation des températures moyennes, maximales et minimales en °C.....	4
Tableau (II.1) : La population à l’horizon de 2050.....	7
Tableau (II.2) : Détermination des besoins domestique.....	8
Tableau (II.3) : Estimation des besoins scolaire.....	9
Tableau (II.4) : Estimation des besoins socioculturels.....	9
Tableau (II.5) : Estimation des besoins administratif.....	10
Tableau (II.6) : Estimation des besoins commerciaux.....	10
Tableau(II.7) : Estimation des besoins industriel.....	11
Tableau(II.8) : Estimation des besoins des cheptels.....	11
Tableau(II.9) : Consommation moyenne journalière totale.....	11
Tableau (II.10) : Calcule des besoins futurs majorés.....	13
Tableau (II.11) : Calcule de débit maximum journalier.....	14
Tableau (II.12) : Calcule de débit minimal journalier.....	15
Tableau (II.13) : Tableau de β_{max} en fonction de nombre des habitants.....	16
Tableau (II.14) : Calcule de débit maximum horaire.....	17
Tableau (II.15) : Tableau de β_{min} en fonction de nombre des habitants.....	18
Tableau (II.16) : Calcule de débit minimum horaire.....	18
Tableau (II.17) : Répartition de la consommation horaire pour la ville.....	19
Tableau(III.1) : Détermination de la capacité de réservoir par la méthode analytique.....	34
Tableau(III.2) : Détermination de la capacité de réservoir par la méthode graphique.....	36
Tableau(IV.1) : calcule de la HMT du tronçon forage réservoir.....	47
Tableau(IV.2) : Frais d’exploitation du tronçon forage réservoir.....	47
Tableau(IV.3) : Calcule des frais d’amortissement de tronçon.....	47
Tableau(IV.4) : Bilan global des frais du tronçon d’adduction.....	47

Tableau (IV.5) : Paramètres de la conduite d'adduction par refoulement.....	48
Tableau (VI.1) : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction.....	66
Tableau(VII.1) : Caractéristiques des réseaux d'alimentation eau potable.....	69
Tableau (VII.2) : Tableau des débits au nœud.....	75
Tableau (VII.3) : Tableau des pertes de charges.....	80
Tableau (VII.4) : Tableau des pressions et des charges au niveau des nœuds.....	81
Tableau(VIII.1): Les différents matériaux lors de l'exécution de tranchée.....	85

Liste des symboles

N° : numéro.

mm : millimètre.

Nbr : nombre

°C : degré Celsius.

Max : maximum.

Min : minimum

RPA : Règlement Parasismique Algérien.

P : population future.

P₀ : Population actuel.

T : taux de croissance.

n : nombre des années.

L/j/hab : litre par jour par habitant.

hab : habitant.

Q_{moy j} : Débit moyenne journalier.

D : dotation moyenne journalier.

N_c : Nombre des consommateurs.

B_e : Besoin en eau.

N₀ : Nombre d'occupants de l'équipement.

l/j/élève : litre par jour par élève.

m³/j : mètre cube par jour.

l/j/eff : litre par jour par effectif.

l/j/établissement : litre par jour par établissement.

l/j : litre par jour.

% : pour cent.

Q_{moy j maj} : Débit moyenne journalier majoré.

K_f : Coefficient de majoration.

l/s : litre par seconde.

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximal.

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimal.

K_{maxh} : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

K_{minh} : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l'agglomération.

β_{max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

P % : pourcentage du régime de consommation horaire.

Q_h : Débit horaire (m^3/h).

m^3/h : mètre cube par heure.

V_R : Volume de réservoir.

ΔV_{max} : Surplus en (m^3).

ΔV_{min} : Déficit en (m^3).

ΔV_{inc} : Réserve d'incendie.

$P\%$: Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

R^+ : Valeur maximale dans le réservoir (%).

R^- : Valeur minimale dans le réservoir (%).

V_t : Volume total de réservoir.

V_U : Volume utile de réservoir.

PEHD : polyéthylène haute densité.

ΔH_L : pertes de charge linière.

ΔH_S : pertes de charge singulière.

ΔH_T : pertes de charge totale.

λ : coefficient des pertes de charge.

L : longueur de la conduite.

K : coefficient de rugosité.

Re : nombre de Reynolds.

ν : viscosité cinématique du liquide.

HMT : hauteur manométrique totale.

H_g : hauteur géométrique.

P_a : Puissance absorbé de la pompe.

η : rendement de la pompe.

E : énergie consommé par la pompe.

t : nombre d'heur de pompage.

F_{exp} : Frais d'exploitation.

F_{amor} : Frais d'amortissement.

e : prix unitaire d'un KWh.

P_u : Prix unitaire de la conduite.

i : taux d'anuité.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieur.

PN : pression nominale.

H_a : La hauteur géométrique d'aspiration.

H_r : La hauteur géométrique de refoulement.

J_r : Les pertes de charge au refoulement.

J_a : Les pertes de charge à l'aspiration.

Pa : Pascal.

KW : Kilo watt.

H_c : Charge totale en fonction du débit en (m).

T_F : Temps d'aller et retour de l'onde.

a : La célérité d'onde (m/s)

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. Cela est prouvé par les activités de tous les jours, qui nous montrent que sans eau la vie est pratiquement impossible. Il faut donc la protéger et le traiter, que ce soit pour produire une eau propre à la boisson ou à des usages spécifiques industriels ou autres.

De ce fait, nous nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable dont les besoins de la population s'accroissent quantitativement d'un jour à l'autre suite au développement socio-économique de la vie.

En Algérie plusieurs régions souffrent d'une insuffisance de l'approvisionnement en eau potable; village de Beni Matrane est un de ces régions. C'est pourquoi les services de la DRE (Direction des Ressources en Eau) de la wilaya de Jijel ont eu recours à la réalisation d'une chaînes d'adduction à partir de forage oued Nil pour assurer les besoin en eau de ces habitants. Dans ce cadre-là que s'inscrit notre projet de fin d'étude, ce dernier en effet consiste en l'étude de l'alimentation en eau potable de village Beni Metrane commune de Taher wilaya de Jijel.

Dans ce fait note travail s'articule de la manière suivante :

Un premier chapitre, qui sera consacré à la présentation globale du site d'étude et un deuxième chapitre pour l'estimation des besoins en eau, de la population de notre région d'étude qui nous a permis de déterminé les capacités des réservoirs de stockage que nous allons traiter dans le troisième chapitre. Ensuite, dans le quatrième chapitre nous allons étudier la partie adduction de projet et le cinquième chapitre est pour le choix de la pompe et un sixième chapitre pour le phénomène de coup de bélier. Vient par la suite le septième chapitre, dans lequel nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution de l'agglomération du chef-lieu de la commune. Le dernier chapitre est une partie concernant les méthodes de la pose de la conduite.

Nous terminerons notre travail par une conclusion générale ainsi qu'une bibliographie.

Chapitre N° : 01

Présentation de site

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre décrit en générale la présentation de la zone d'étude des localités à approvisionner en eau, les différentes caractéristiques du site et les facteurs qui peuvent influencer sur la conception du projet à savoir sont : la topographie, le climat, la géologie, la démographie et l'hydraulique de Taher wilaya de Jijel.

I.2. PRESENTATION DE SITE

Le village de Beni Metrane est situé au Sud-Est du chef-lieu de Taher à proximité de la Chahna, limitée à l'Est et à l'Ouest par deux importants Oueds qui sont Oued Nil et Oued Boukaraa, elle est traversée par le chemin de wilaya N°135 B en direction de Chahna. [1]

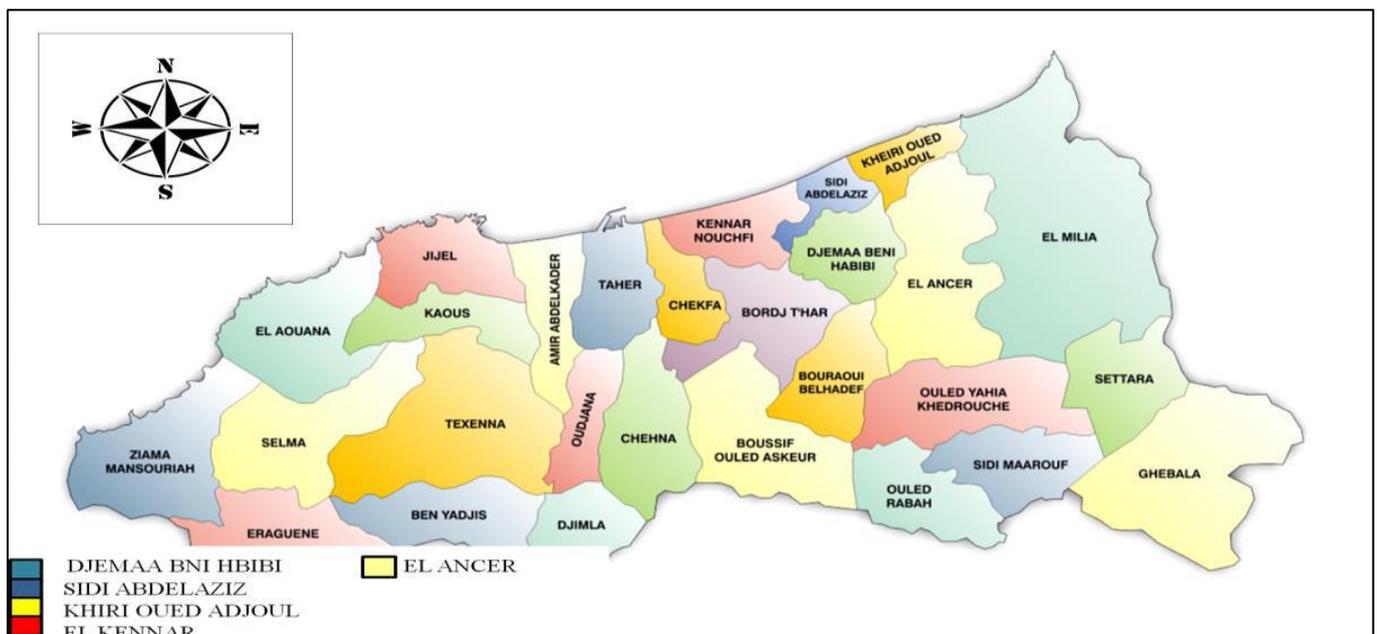


Figure (I.1) : Localité de village Beni Metrane par Google Earth [15]

Le village de Beni Metrane est limité :

Au Nord : par Bazoul.

A l'Est : par Oued Nil.

A l'Ouest : par Taher.

Au Sud : par Bouachir.

I.3. CLIMATOLOGIE

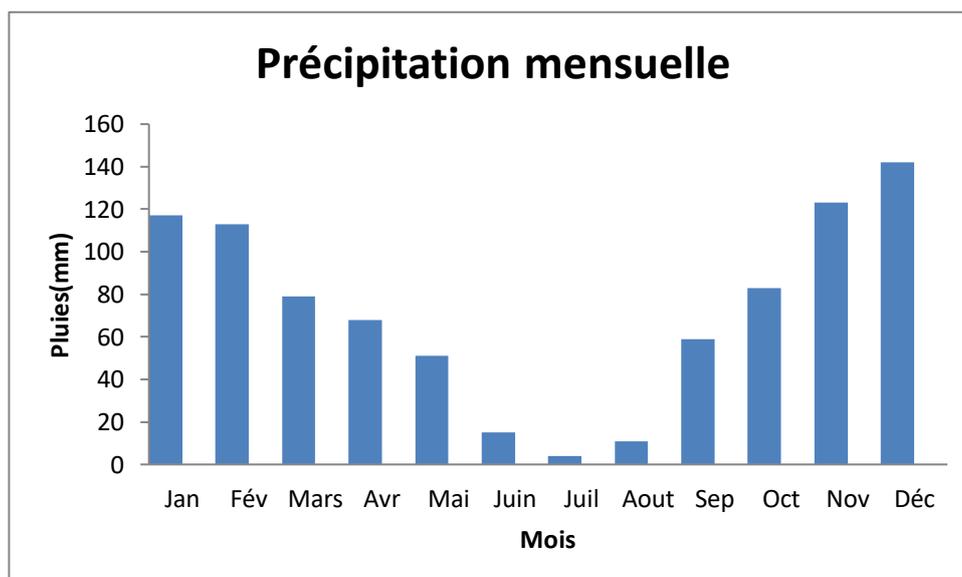
La région de Beni Metrane fait partie de la zone littorale, les vents sont généralement faibles à modérés, d'humidité relativement élevée. Cette zone est assez riche en ressources hydriques et soumise à des précipitations fréquentes particulièrement en saison hivernale, la neige ne fait que de rares apparitions sur les sommets élevés et les phénomènes de brouillard ou de gelée blanche sont rares. [1]

I.3.1. Précipitation :

La moyenne annuelle des précipitations est de 865 mm, la période de pluviométrie s'étend entre le mois d'Octobre et le mois de Mars, tandis que les mois les plus pluvieux sont les quatre mois qui sont Octobre avec 83mm, Novembre avec 123mm et Décembre avec 142 mm, Janvier 117mm, Février 113mm. [2]

Tableau (I.1) : Précipitation mensuelles de la ville Taher

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Pluies (mm)	117	113	79	68	51	15	4	11	59	83	123	142	865
Nbr de jour de pluies	10	10	8	8	6	2	1	2	5	7	10	11	80



Figure(I.2) : Précipitation mensuelles de la ville Taher

I.3.2. Température :

Au mois de Aout la température moyenne est **26.3°C**, Aout est de fait le mois le plus chaud de l'année. Janvier est le mois le plus froid de l'année, la température moyenne est de **12°C** à cette période. Le record de chaleur est de **46°C** enregistré le samedi 13 Aout 1994 et le record de froid de **1°C** enregistré le dimanche 30 Décembre 2001. [2]

Tableau(I.2) : Variation des températures moyennes, maximales et minimales en °C

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Température moyenne	12	12	14	16	19	23	26	26	24	21	18	13
Température moyenne Min_Max	7/16	7/18	9/18	11/20	14/23	17/27	20/30	21/31	19/28	16/25	12/20	9/17
Record des températures Min_Max	1/26	0/28	2/36	3/34	4/38	6/42	9/44	12/46	11/43	8/40	2/30	1/28

I.4. LA GEOLOGIE DE TERRAIN

Les traits de la géologie locale sont très simples. La région de Taher appartient au bassin néogène marin de Jijel. Il est constitué de dépôts datant du mi- pliocène (tertiaire) et constitués par des marnes, des argiles, des calcaires et de dépôts actuels (quaternaire) qui correspondent aux sables dunaires, aux dépôts de terrasses alluviales et à des dépôts sur les versants (éboulis de blocs et conglomérats ...). [3].

I.4.1. La sismicité :

Cette région est classée dans la zone II a selon le règlement parasismique algérien (RPA). Elle est donc de sismicité moyenne mais pouvant entraîner des dégâts forts importants. Il serait nécessaire de prendre des précautions dans les zones à risque naturel (inondation, glissement de terrain) et dans les zones côtières. [3].

I.4.2. Situation topographique :

Le village de Beni Matrane a une géologie de terrain très simple avec des altitudes varié entre 7m et 400 m et située entre les grands oueds à l'Est par oued Nil et à ouest par oued Boukaraa qui ont des ressources en eau très importants.

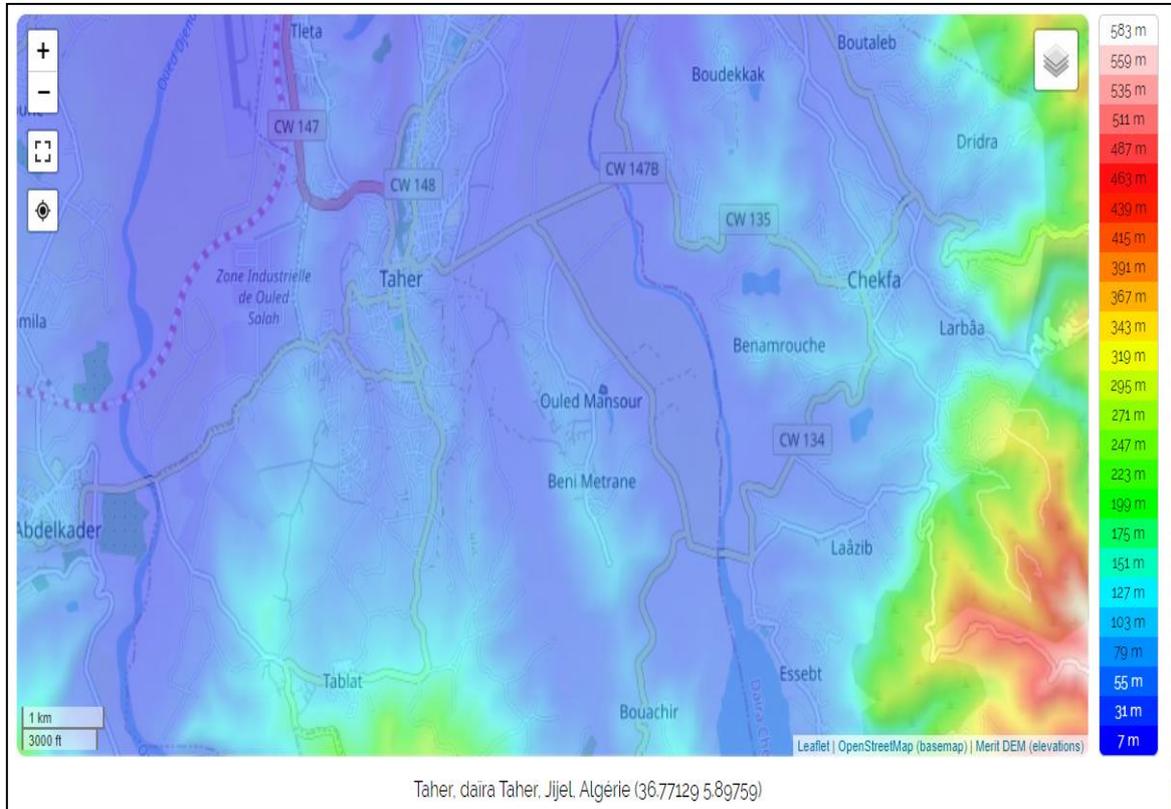


Figure (1.3) la situation topographique de ville Taher [4].

I.5. L'ACTIVITE

La zone de Beni Matrane est à vocation agricole, les cultures pratiquées sont essentiellement céréalières. L'industrie reste insignifiante car la région est dépourvue de projet pouvant en valeur les ressources naturelles.

CONCLUSION

Notre zone à étudier est située au Sud-Est du chef-lieu de Taher wilaya de Jijel, avec un climat méditerranéen, une sismicité moyenne, et une géologie de terrain très simple avec des altitudes varié entre 7m et 400 m.

Chapitre N° : 02
Estimation des besoins en
eau

II.1. INTRODUCTION

Il y a plusieurs facteurs influence l'estimation des besoins d'une agglomération, elle dépend de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique,...etc. Elle diffère d'une période à l'autre (l'hiver, l'été) et d'une agglomération à l'autre et aussi de l'activité de l'agglomération et de la zone d'étude.

II.2. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.2.1 ESTIMATION DES BESOINS FUTURES

D'après les données de projet d'étude et selon l'APC de Taher ; la population du village Beni Metrane à l'année 2020 est de 4778 habitants.

Le calcul de la population future (agglomération future) se fait par la formule des intérêts composés suivante :

$$P = P_0(1+T)^n$$

Avec :

- **P** : La population à l'horizon de 2050.
- **P₀** : La population actuelle 2020.
- **T**: Taux d'accroissement démographique égal à **2.17% (RGRH)**. [1]
- **n** : Nombre d'années séparent l'année d'étude et à l'horizon d'étude 30ans.

Tableau (II.1) : La population à l'horizon de 2050

Agglomération	Taux d'accroissement moyen (%)	Population actuel P₀(2020)	Population futur (2050)
Beni Metrane	2.17	4778	9100

II.2.2. ESTIMATION DES BESOINS DOMESTIQUE

Cette estimation utilisée par la population pour plusieurs usages comme la lessive ... etc.

Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement du niveau de vie de cette agglomération

Pour une agglomération urbaine on peut citer par approximation, ces chiffres ci-après :

Ville de 5000 à 20000 hab. 150 à 200 l/hab/j

Ville de 20000 à 100000 hab200 à 300 l/hab/j

Plus de 100000 hab300 à 400 l/hab/j

De ce fait, nous adopterons pour cette région une dotation de 150 l/hab/j à l'horizon actuel (2020) et 200 l/hab/j à l'horizon future (2050)

II.3. ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy j}} = D \times N_c / 1000$$

Avec :

- $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier m^3/j .
- D : dotation moyenne journalière l/j/hab.
- N_c : nombre de consommateurs.

Les besoins en eau donnés ci-dessous :

Tableau (II.2) : Détermination des besoins domestique.

Zone	Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy j}}$ (m^3/j)
Beni Metrane	2050	9100	200	1820.00

II.3.1. CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE DES EQUIPEMENT

Les besoins des différents équipements (scolaires, sanitaires, administratifs commerciaux) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes : [5]

Soit par le nombre d'occupation :

Nous utilisons l'expression suivante :

$$B_e = N_o \times D$$

Avec :

- B_e : Besoin en eau (m^3/j).
- N_o : Nombre d'occupants de l'équipement.
- D : Dotation de la consommation (l/j/occupant).

II.3.1.1. Besoins scolaires :

Le tableau suivant représente les besoins scolaire :

Tableau (II.3) : Estimation des besoins scolaire.

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation L/j/élève	Besoin en eau m^3/j
Beni Metrane	Ecole primaire (2)	500	15	7.5
	Ecole secondaire(1)	240		3.6
Total				11.1

II.3.1.2. Besoin socioculturels :

Le tableau suivant représente les besoins socioculturels :

Tableau (II.4) : Estimation des besoins socioculturels

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation (L/j/eff)	Besoin en eau (m^3/j)
Beni Matrane	Mosquée(2)	1100	15	16.5
	Etablissement	Nombre	Dotation $(m^3/j/ Etab)$	Besoin en eau (m^3/j)
	Stade	1	5	5
Total				21.5

II.3.1.3. Besoin administratif :

Le tableau suivant représente les besoins administratif :

Tableau (II.5) : Estimation des besoins administratif.

Agglomération	Etablissement	Effectif	Dotation (L/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
Beni Metrane	Poste	120	15	1.8
	Garde communale	180	15	2.7
Total				4.5

II.3.1.4. Besoin commerciaux :

Le tableau suivant représente les besoins commerciaux :

Tableau (II.6) : Estimation des besoins commerciaux.

Agglomération	Etablissement	Nombre	Dotation (L/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
Beni Metrane	Restaurant	7	700	4.9
	Alimentation	24	50	1.2
	Café	8	600	4.8
	Boucherie	3	500	1.5
	Boulangerie et pâtisserie	6	800	4.8
Total				17.2

II.3.1.5. Besoin industriel :

Le tableau suivant représente les besoins industriel :

Tableau(II.7) : Estimation des besoins industriel.

Village	Etablissement	Nombre	Dotation (L /j/établissement)	Besoin en eau (m^3/j)
Beni Metrane	Huilerie	2	1500	3

II.3.1.6. Besoin des cheptels :

Le tableau suivant représente les besoins cheptels :

Tableau(II.8) : Estimation des besoins des cheptels.

Village	Cheptels	Nombre	Dotation (L/j)	Besoin en eau (m^3/j)
Beni Metrane	Caprins	340	20	6.8
	Vaches	860	80	68.8
	Ovins	480	20	9.6
Total				85.2

II.3.2. CONSOMATION MOYENNE JOURNALIERE TOTALE

En peut définir la consommation moyenne journalière comme étant la somme des différentes consommations de l'agglomération.

Tableau(II.9) : Consommation moyenne journalière totale.

Village	Catégorie des besoins	Besoin en eau (m^3/j) future (à l'horizon de 2050)
Beni Metrane	Domestiques	1820
	Scolaire	11.1

	Sanitaire	1.3
	Socioculturelle	21.5
	Administratif	4.5
	Commercial	17.2
	Industriel	3
	Cheptels	85.2
	Total	1963.8

II.3.3. MAJOURATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on applique une majoration de 20% des besoins total journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement et les effets de mauvaise réalisation : [5]

- A la consommation non quantifiée.
- Aux fuites chez le consommateur.
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont fonction du type de tuyau, vieillissent du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

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

$$Q_{moy j maj} = K_f \times Q_{moy j}$$

Avec :

- $Q_{moy j maj}$: Débit moyen majoré (m^3/j).
- K_f : Coefficient de majoration.
- $Q_{moy j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

Tableau (II.10) : Calcule des besoins futurs majorés.

Village	Besoins futures 2050(m^3/j)	Besoins futures majorés 2050(m^3/j)
Beni méthane	1963.8	2356.56

La consommation moyenne journalière à l'horizon de l'année 2050 de village Beni Metrane s'élèvera à 2356.56 (m^3/j) soit un débit de 27.28 (L/s).

II.4. CARACTERISTIQUE DE LA CONSOMMATION

II.4.1. ETUDE DES VARIATION DES DEBIT :

Au sein d'une agglomération la consommation d'eau varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité. [6]

II.4.2. Variation de la consommation journalière :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération. Il est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement. [7]

II.4.2.1. Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Il est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière. [8]

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

$K_{\max j}=1,1$ à 1,3

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m^3/j).
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j).
- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3.

Dans notre cas on prend 1.2.

II.4.2.2. Coefficient d'irrégularité journalier minimal :

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il permet de connaître le débit minimal journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9. [3]

Donc :

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

Avec :

- $Q_{\min j}$: débit minimum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;
- $K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

Dans notre cas on prend 0.8.

Tableau (II.11) : Calcule de débit maximum journalier.

Village	Besoin majoré (m^3/j)	$K_{\max j}$	Débit maximum journalier (m^3/j)
	2050		2050
Beni Metrane	2356.56	1.2	2827.9

II.4.2.3. Variation de la consommation minimale journalière :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy } j}$) d'un coefficient d'irrégularité $K_{\min j}$ qui varie entre 0.7 et 0.9. [3]

Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

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

Avec :

- $Q_{\min j}$: consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année (m^3/j).
- $Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j).
- $K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

Tableau (II.12) : Calcul de débit minimal journalier.

Village	Besoin majoré (m^3/j)	$K_{\min j}$	Débit minimal journalier (m^3/j)
	2050		2050
Beni Metrane	2356.56	0.8	1885.25

II.4.3. VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE :

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. La somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max h}$, $K_{\min h}$). [3]

II.4.3.1. Débit maximum horaire

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

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{\max h} = \frac{K_{\max h} \times Q_{\max j}}{24}$$

Avec :

- $Q_{\max h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).
- $Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).
- $K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

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

Avec :

- α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements compris entre (1.2 et 1.4), dans notre cas on prend 1.3.
- β_{\max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

Les valeurs de sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.13) : Tableau de β_{max} en fonction de nombre des habitants.

Nombre des habitants	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’habitants total de la ville est de 9100 à l’horizon de 2050. Pour cela le coefficient β_{max} nécessaire est de :

*Pour 6000 habitant : $\beta_{max 1} = 1.3$.

*Pour 10000 habitant : $\beta_{max 2} = 1.4$.

On détermine β_{max} pour 9100 :

$$\beta_{max} = \frac{(\beta_{max 1} \times (P - P2)) + (\beta_{max 2} \times (P1 - P))}{P1 - P2}$$

Application numérique :

$$\beta_{max} = \frac{(1.4 \times (9100 - 10000)) + (1.3 \times (6000 - 9100))}{6000 - 10000}$$

$$\beta_{max} = 1.3225$$

D’après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{max} , $K_{max h}$ et $Q_{max h}$ mentionnées au tableau suivant :

Tableau (II.14) : Calcul de débit maximum horaire.

Village	Nombre des habitants	α_{max}	β_{max}	$K_{max h}$	$Q_{moy h}$ (m^3/h)	$Q_{max h}$ (m^3/h)
Beni Metrane	9100	1.3	1.3225	1.71925	117.8291	202.577

II.2.4.3. Débit minimum horaire :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire. Il est exprimé par la formule suivante : [3]

Avec :

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

• α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour Notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0.5$.

• β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

La détermination de la consommation minimale horaire est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\min h} = \frac{K_{\min h} \times Q_{\max j}}{24}$$

Avec :

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

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

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

Les valeurs de β_{\min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.15) : Tableau de β_{\min} en fonction de nombre des habitants.

Nombre des habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Le nombre d'habitants total de la ville est 9100 à l'horizon de 2050. De ce fait le coefficient

β_{\min} nécessaire est de :

Pour 6000 habitant : $\beta_{\min 1} = 0.25$

Pour 10000 habitant : $\beta_{\min 2} = 0.4$

On détermine β_{\min} pour 9100 :

$$\beta_{min} = \frac{(\beta_{min1} \times (P - P2)) + (\beta_{min2} \times (P1 - P))}{P1 - P2}$$

Application numérique :

$$\beta_{min} = \frac{(0.25 \times (9100 - 10000)) + (0.4 \times (6000 - 9100))}{6000 - 10000}$$

Donc : $\beta_{min} = 0.36625$.

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de

β_{min} , $K_{min h}$ et $Q_{min h}$ mentionnées au tableau suivant :

Tableau (II.16) : Calcul de débit minimum horaire.

ville	Nombre d'habitants	α_{min}	β_{min}	$K_{min h}$	$Q_{moy h}$ (m^3/h)	$Q_{min h}$ (m^3/h)
Beni Metrane	9100	0.5	0.36625	0.18312	117.8291	21.577

II.4.3. VARIATION DES DEBITS HORAIRES [8]

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude d'analyse du fonctionnement du système de distribution d'eau dans les agglomérations existantes.

Pour notre cas l'estimation de la population à l'horizon de 2050, le nombre d'habitants est de 9100 habitants, donc le coefficient de répartition des débits se situe dans la zone de moins 10000 habitants.

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

Alors :

$$Q_h = P\% \times Q_{Max j}$$

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.17) : Répartition de la consommation horaire pour la ville.

Heures	Consommation total $Q_{Max j} = 2827.9 \text{ m}^3/j$	
	Coefficients de consommation (%)	Consommation (m^3/h)
0-1	1	28.279
1-2	1	28.279
2-3	1	28.279
3-4	1	28.279
4-5	2	56.558
5-6	3	84.837
6-7	5	141.395
7-8	6.5	183.8135
8-9	6.5	183.8135
9-10	5.5	155.5345
10-11	4.5	127.2555
11-12	5.5	155.5345
12-13	7	197.953
13-14	7	197.953
14-15	5.5	155.5345
15-16	4.5	127.2555
16-17	5	141.395
17-18	6.5	183.8135
18-19	6.5	183.8135
19-20	5	141.395
20-21	4.5	127.2555
21-22	3	84.837
22-23	2	56.558
23-24	1	28.279
Total	100%	2827.9

Le débit max horaires de notre village est de **197.953 m^3/h** de 12h de matin à 14h.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons estimé les différents besoins du village de Beni Metrane. En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2050 est évalué à $2827.9 \text{ m}^3/h$ soit 32.73 l/s . Les résultats obtenus nous permettrons par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre N° : 03

Réservoir

III.1. INTRODUCTION

La plus part des installations d'adduction et de distribution d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau ; destiné à la consommation publique, ou à l'eau à l'usage industriel. Il a pour fonction essentiel la régularisation entre le débit consommé et celui approvisionné. Donc dans ce chapitre on abordera une étude des ouvrages et de la capacité de stockage nécessaire pour l'agglomération concernée.

III.2. ROLES DE RESERVOIRE

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que :

III.2.1. ROLE DE REGULATEUR ET ACCUMULATEUR

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe. [9]

III.2.2. AUGMENTATION DES PRESIONS

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir permettant de réduire les dépenses d'énergie.

III.2.3. UTILITE POUR BRISER LA CHARGE

Si le terrain présente un relief très accidenté en un certain point du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.

III.2.4. STOCKAGE DE LA RESERVE D'INCENDI

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

III.3. L'EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre ; pour cela nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques qui sont les suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire ; la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques ; il est préférable que le remplissage se fera d'une manière gravitaire, ce qui implique qu'on puisse 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.
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'emplacement d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré mieux qu'un château d'eau).
- La nature du sol joue aussi un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir, il est indispensable, en effet d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.
- Il est avantageux qu'un réservoir soit réalisé le plus près possible de l'agglomération. [9]

III.4. CLASSIFICATION DES RESERVOIR

Les réservoirs sont classés selon plusieurs critères :

III.4.1. SELON LA NATURE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint. [9]

III.4.2. SELON LA SITUATION DES LIEUX

Ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés sur tour.

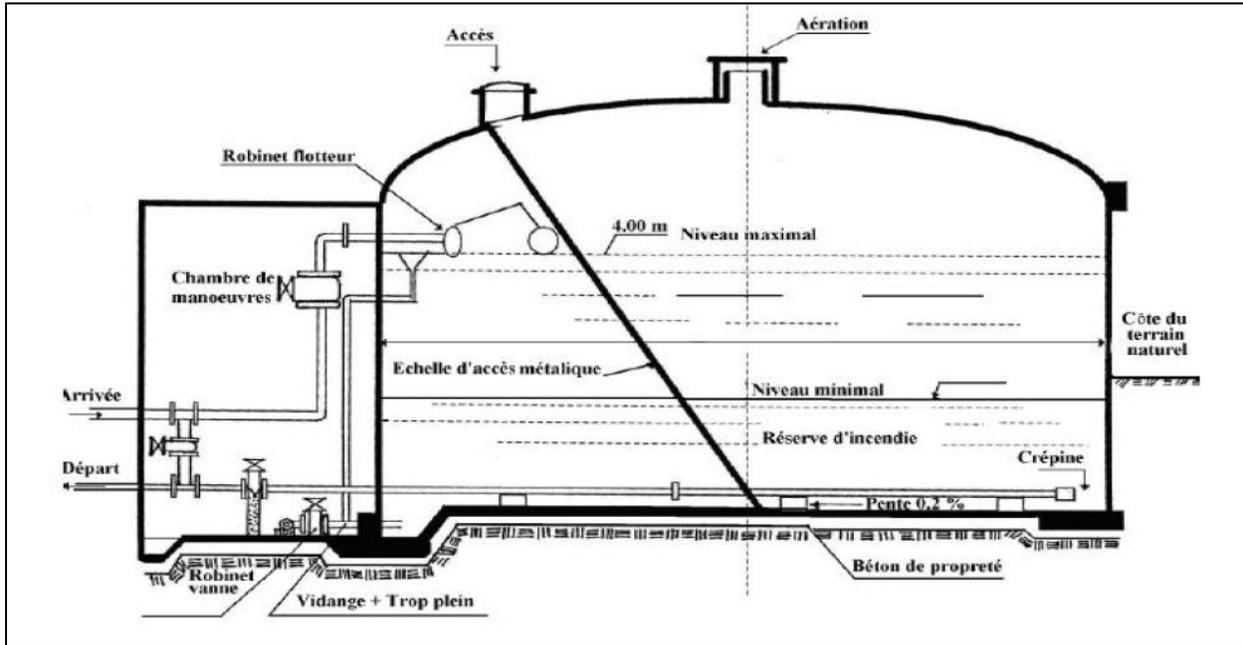


Figure (III.1) : Schéma d'un réservoir semi enterrée.

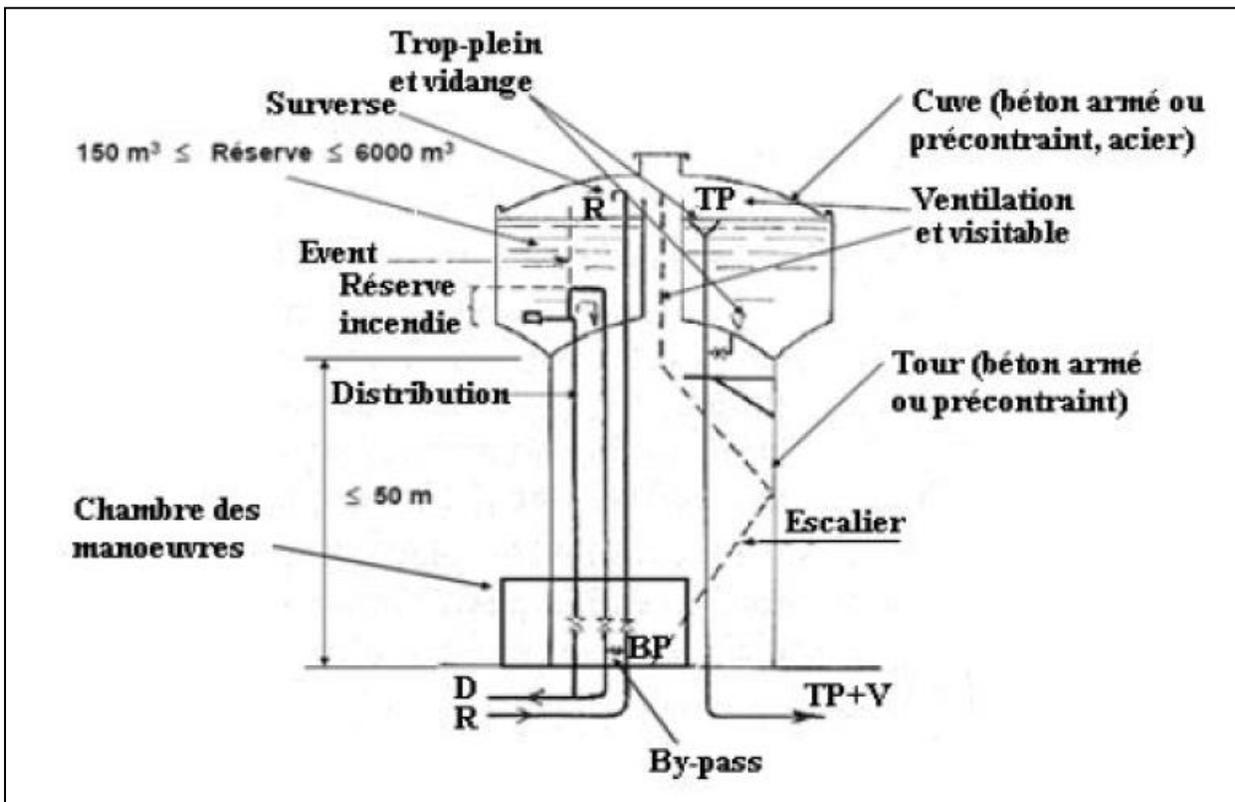


Figure (III.2) : Schéma d'un réservoir surélevé.

III.4.3.SELON LA FORME GEOMETRIQUE

- Les réservoirs circulaires.
- Les réservoirs rectangulaires.
- Les réservoirs de forme quelconque.

III.4.4.SELON L'USAGE

- Les réservoirs d'accumulation et de stockage.
- Les réservoirs d'équilibre.
- Les réservoirs de traitement.

III.4.5. SELON LA SITUATION PAR RAPPORT A LA DISTRIBUTION

- Réservoir en charge sur le réseau.
- Réservoir nécessitant une surpression.

III.5. LES FACTEURS INTERVENANTS DANS LE CHOIX DE TYPES DE RESERVOIR [9]

Il existe plusieurs facteurs qui influencent sur le choix entre les différents types de réservoir d'eau utilisé dans un projet d'AEP, parmi ces facteurs on trouve :

- Facteur économie sur les frais de construction.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.
- Topographie et les reliefs du site.
- Construction et exploitation facile.

III.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS**III.6.1. EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE DANS LA CONSTRUCTION D'UN RESERVOIR****III.6.1.1 Résistance :**

Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

III.6.1.2. Durabilité :

Le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué et doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir. [9]

III.6.1.3. Etanchéité :

Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche.

III.6.2. PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION

- Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables.
- Ils doivent être couverts à l'abri des contaminations des eaux souterraines d'infiltration des pluies et des poussières.
- Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur et de plus visitables.
- Il sera bon prévoir un compartiment pour faciliter les nettoyages.
- Les réservoirs de plusieurs milliers de mètres cubes destinés à l'alimentation des grandes villes sont du type semi-enterrés. Leur section est ; soit circulaire, soit rectangulaire. On les construit en béton armé ordinaire ou précontraint.

III.6.3. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES DES RESERVOIR**III.6.3.1. Adduction :**

La conduite d'adduction ; à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir d'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Dans les installations importantes, les robinets-flotteurs normalisés présentant des diamètres insuffisants, il est prévu des vannes motorisées électriques en liaison avec le niveau de l'eau dans la cuve. [9]

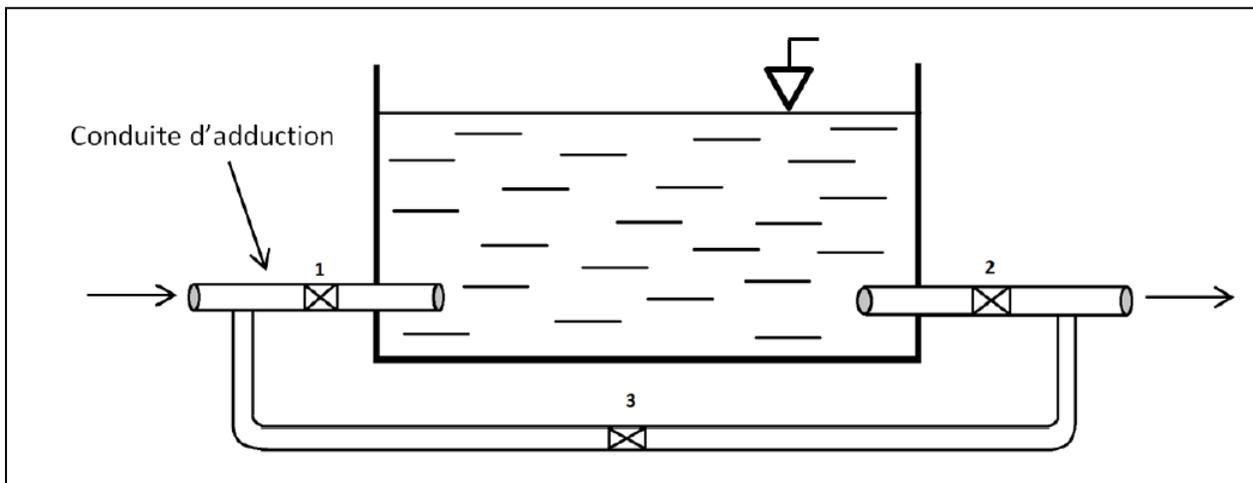


Figure (III.3) : Schéma de la conduite d'adduction.

III.6.3.2. Trop-plein :

Comme son nom l'indique ; cette conduite doit être arasée au niveau maximal susceptible d'être atteint par l'eau dans le réservoir. Elle comporte au départ un évasement. Pour remplir son rôle, cette conduite ne doit pas comporter de robinet. Le trop-plein contient une canalisation débouchera à un exutoire voisin, mais on peut craindre par cette exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir.

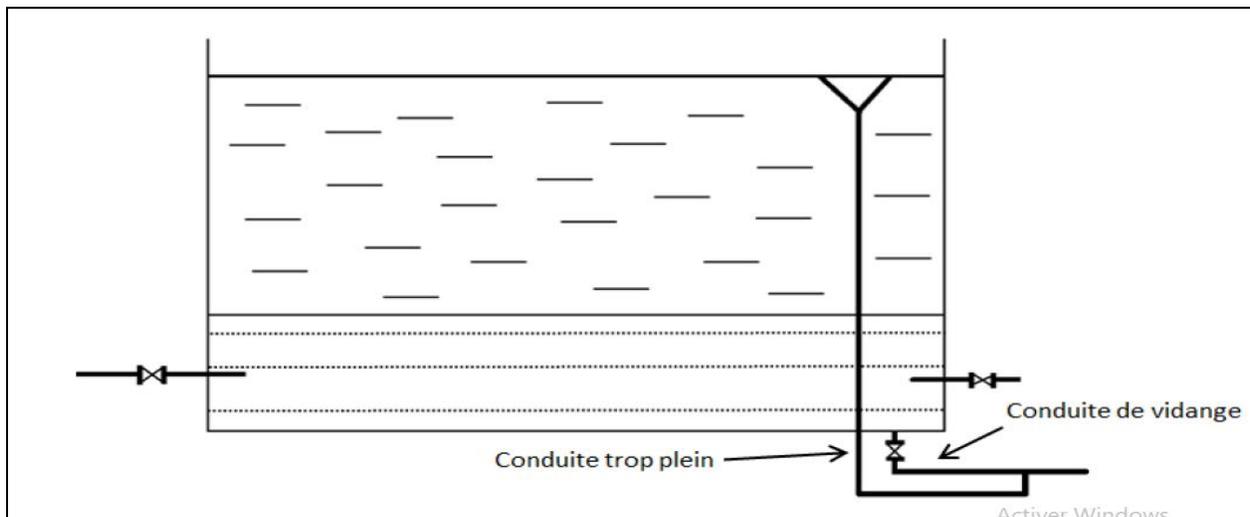


Figure (III.4) : Schéma du trop-plein.

III.6.3.3. Distribution :

Le début de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2 mètre au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve.

Pour faciliter le brassage de l'eau, le départ est prévu à l'opposé de l'adduction, un robinet-vanne doit être ménagé sur le départ de la conduite.

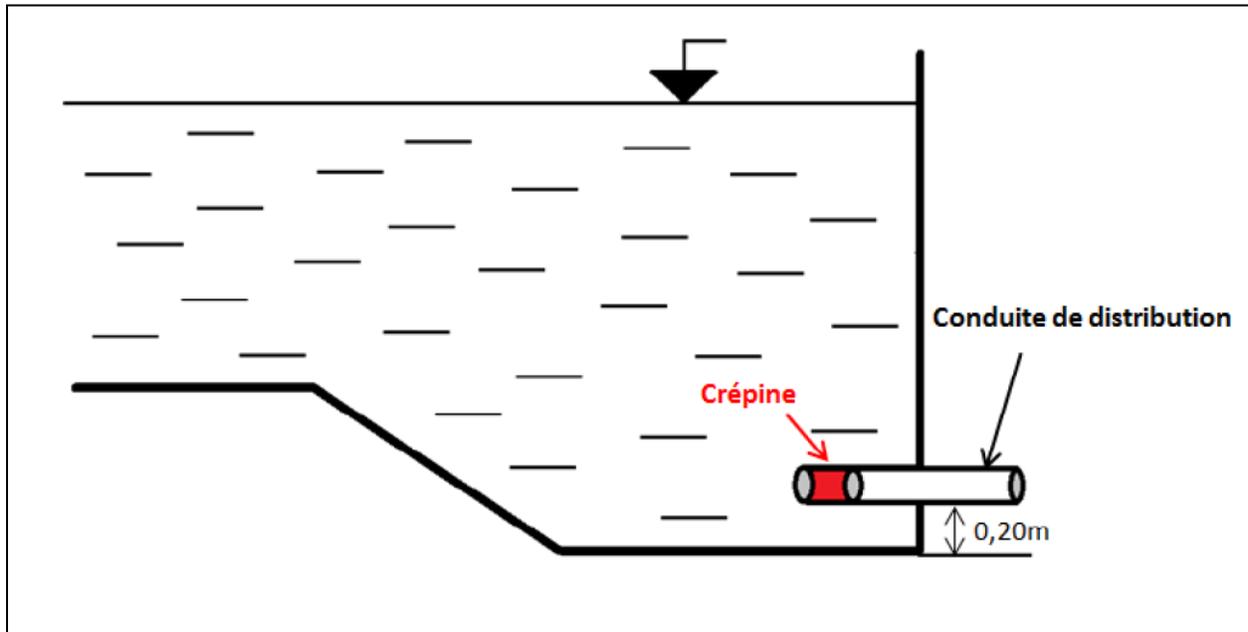


Figure (III.5) : Schéma de la conduite de distribution.

III.6.3.4. Vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne.

III.6.3.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

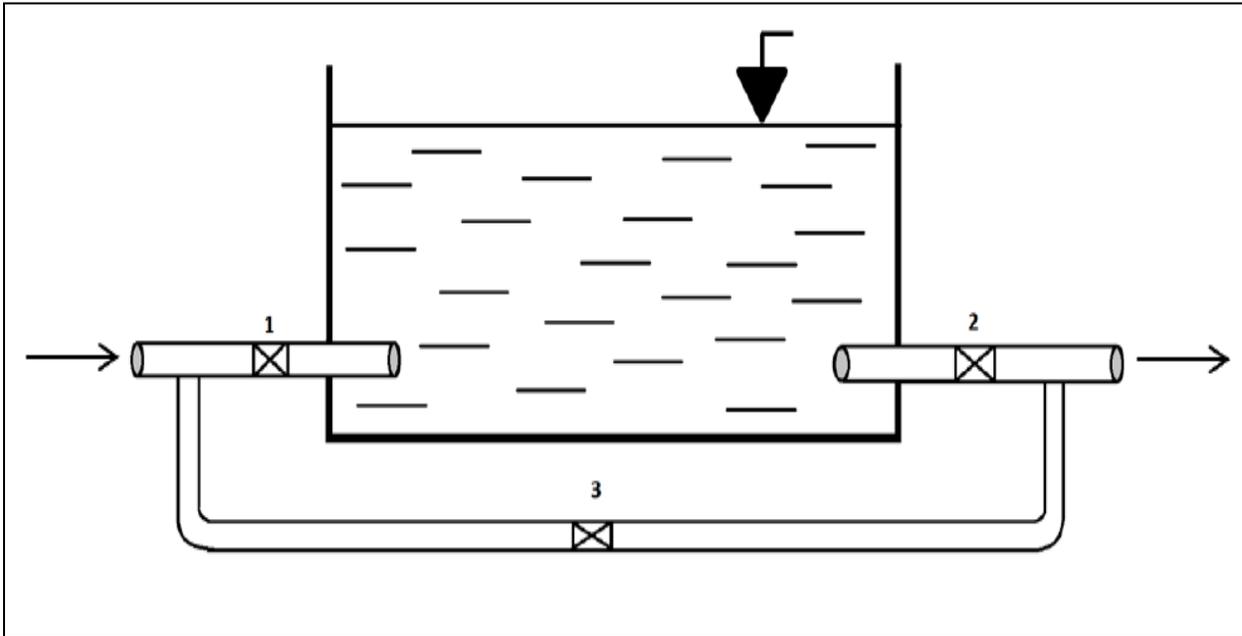


Figure (III.6) : Schéma de conduite by-pass.

III.6.3.6. Système de matérialisation d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence. [9]

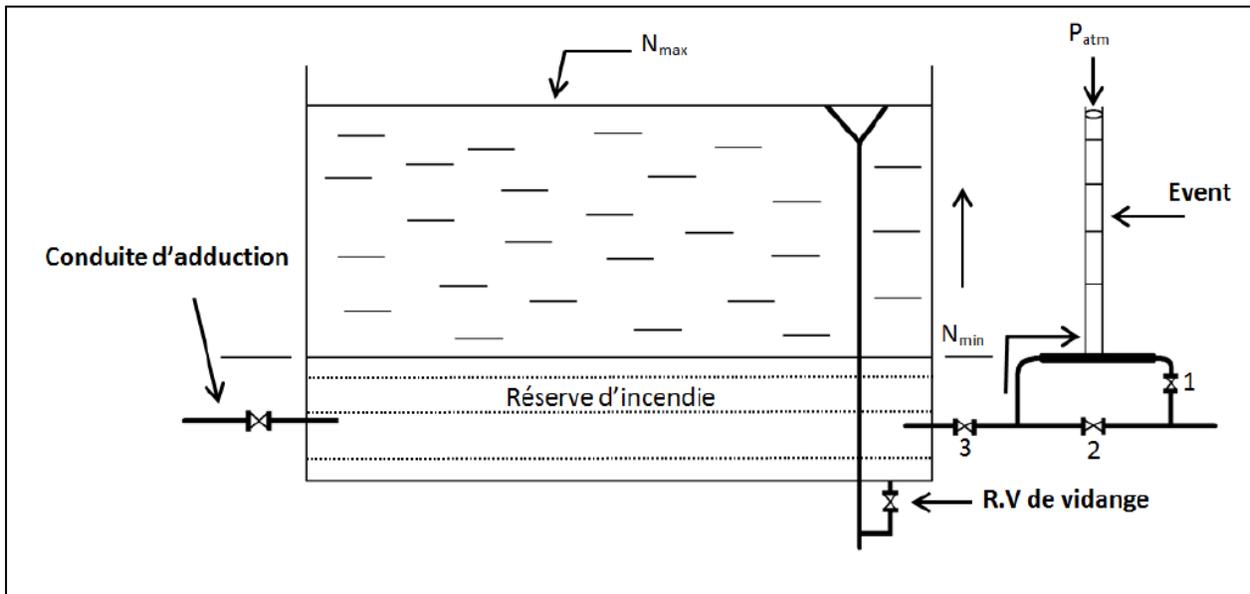


Figure (III.7) : Schéma de réserve d'incendie.

A. Système à deux prises

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

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

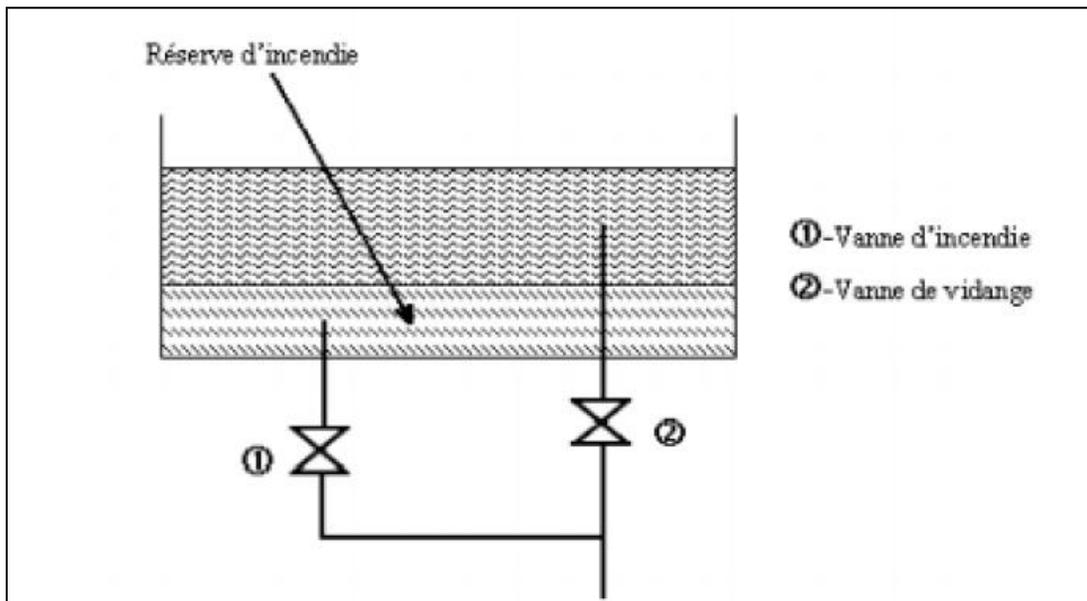


Figure (III.8) : Système à deux prises.

B. Système à siphon :

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

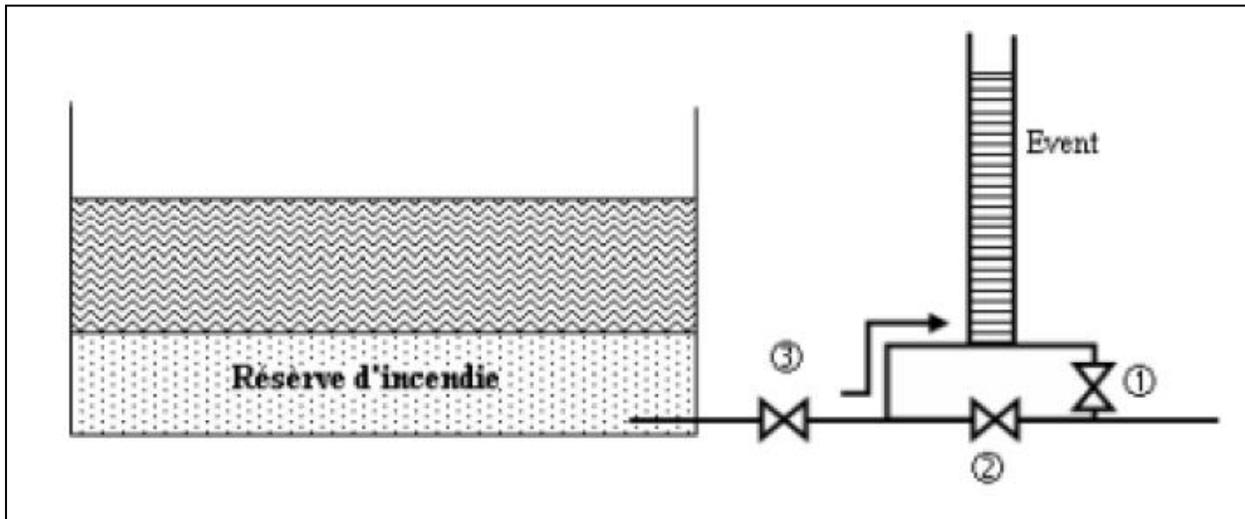


Figure (III.9) : Système à siphon.

III.7. ENTRETIEN DES RESERVOIRS

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve.
- Élimination des dépôts sur les parois.
- Examen des parois et réparations éventuelles.
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlores.
- Remise en service.

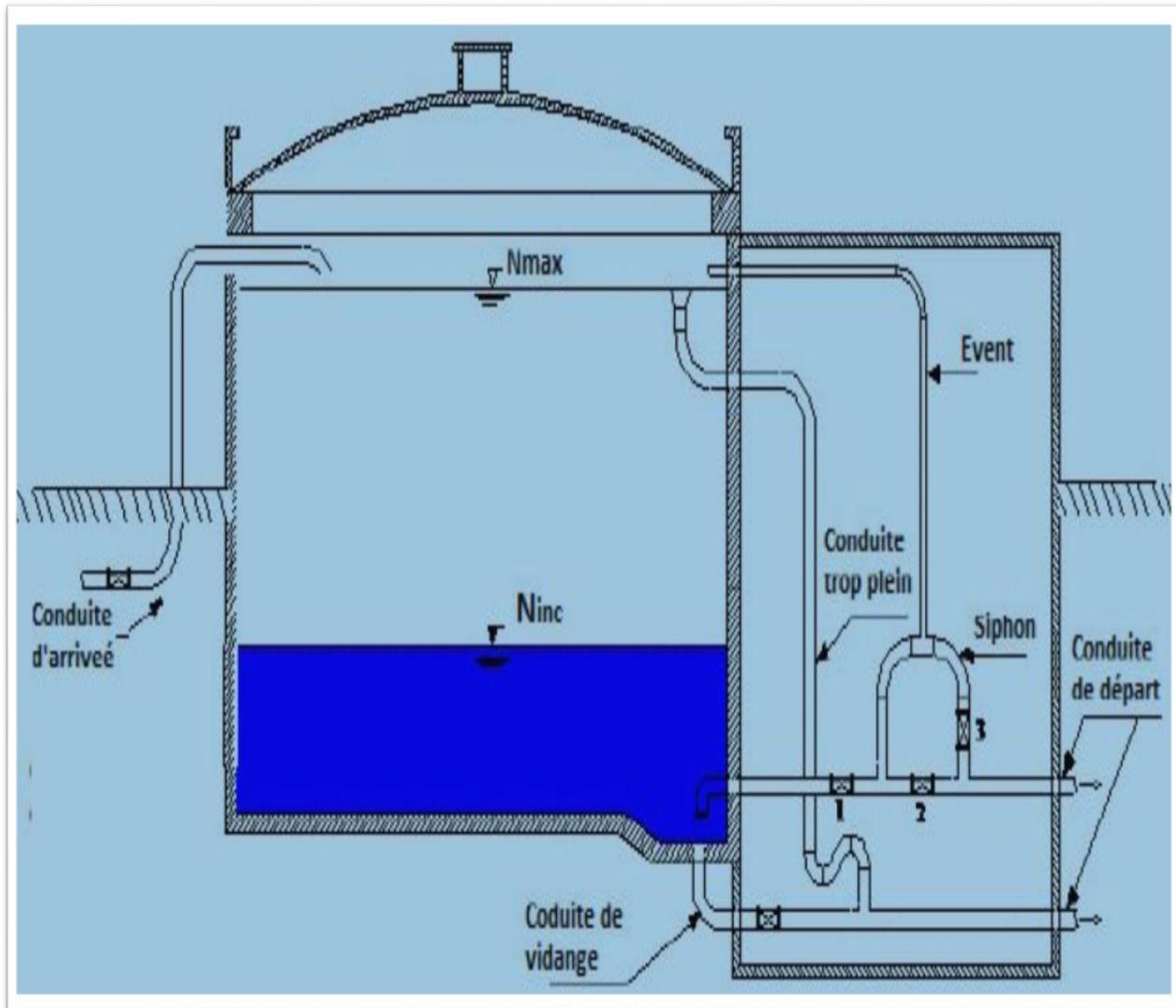


Figure (III.10) : Schéma en général du réservoir.

III.8. VERIFICATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EXISTANT A L'HORIZON

III.8.1 METHODE GRAPHIQUE

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (baissée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$V_R = \Delta V_{max} + \Delta V_{min} + \Delta V_{inc}$$

Avec :

V_R : Volume de réservoir en (m^3).

ΔV_{max} : Surplus en (m^3).

ΔV_{min} : Déficit en (m^3).

ΔV_{inc} : Réserve d'incendie, ($V_{inc} = 120 (m^3)$).

III.8.2. METHODE ANALYTIQUE

La méthode analytique se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante :

$$V_u = \frac{Q_{maxj}}{100} \times P_{\%}$$

Avec :

V_u : Volume utile.

Q_{maxj} : Débit maximum journalier.

$P_{\%}$: Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

III.8.2.1. Détermination de la valeur de(p) :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire K_{maxh} qui correspondent à chaque population desservie (chapitre II).
- Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.
- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long du jour.
- On détermine la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation. Cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale, en valeur absolue, sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\%} = |R^{+}| + |R^{-}|$$

Avec :

R^{+} : Valeur maximale dans le réservoir (%).

R^{-} : Valeur minimale dans le réservoir (%).

III.8.2.2. Volume total du réservoir :

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_u + V_{inc}$$

Avec :

V_t : Volume total en (m^3).

V_u : Volume utile en (m^3).

III.8.3. DETERMINATION DE LA CAPACITE DE RESERVOIR

III.8.3.1. La méthode analytique :

Ce réservoir assure la distribution vers le village de Beni Metrane pour un pompage d'une durée de 20 heures (2h à 22h). Le nombre d'habitant de l'agglomération est de 9100 habitants et la consommation maximale journalière est de $2827.9m^3/j$.

Tableau(III.1) : Détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique.

Heurs	Apport%	Distribution%	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	0	1.00		-1.00	-1.00
1-2	0	1.00		-1.00	-2.00
2-3	5	1.00	4.00		2.00
3-4	5	1.00	4.00		6.00
4-5	5	2.00	3.00		9.00
5-6	5	3.00	2.00		11.00
6-7	5	5.00	0.00	0.00	11.00
7-8	5	6.50		-1.50	9.50
8-9	5	6.50		-1.50	8.00
9-10	5	5.50		-0.50	7.50
10-11	5	4.50	0.50		8.00
11-12	5	5.50		-0.50	7.50
12-13	5	7.00		-2.00	5.50
13-14	5	7.00		-2.00	3.50
14-15	5	5.50		-0.50	3.00
15-16	5	4.50	0.50		3.50
16-17	5	5.00	0.00	0.00	3.50
17-18	5	6.50		-1.50	2.00
18-19	5	6.50		-1.50	0.50
19-20	5	5.00	0.00	0.00	0.50
20-21	5	4.50	0.50		1.00
21-22	5	3.00	2.00		3.00
22-23	0	2.00		-2.00	1.00
23-24	0	1.00		-1.00	0.00
Total	100	100			

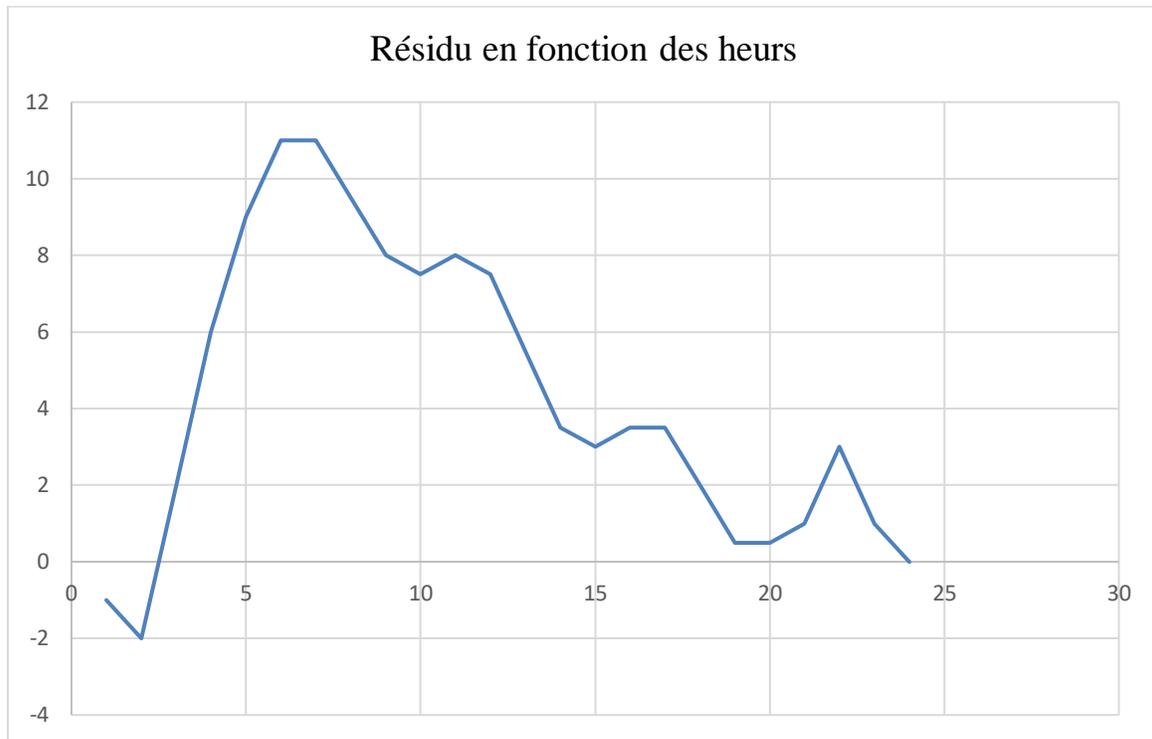


Figure (III.11) : Graphe du résidu en fonction des heures.

On détermine la valeur de $P_{\%}$:

$$P_{\%} = |R^+| + |R^-|$$

$$P_{\%} = |11| + |-2| = 13$$

$$V_u = \frac{Q_{\max j}}{100} \times P_{\%} \quad V_u = \frac{2827.9}{100} \times 13 = 367.627 m^3$$

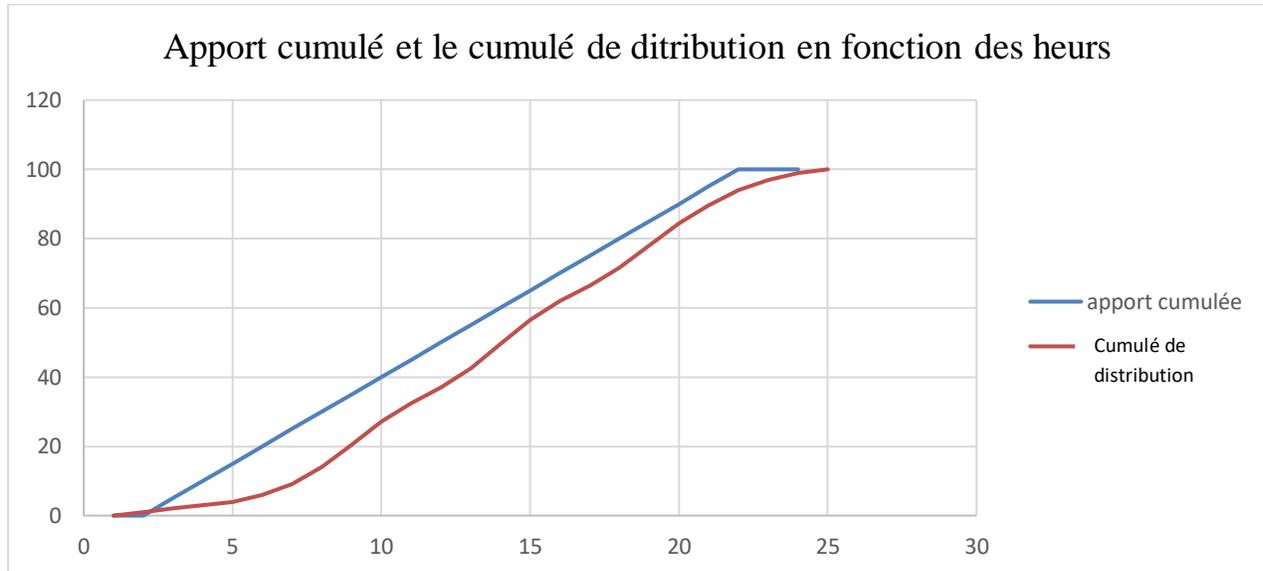
$$V_t = V_u + V_{inc} = 367.627 + 120 = 487.627 m^3$$

III.8.3.2. Méthode graphique :

Le tableau ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir par la méthode graphique pour un pompage d'une durée de 20 heures (2h-22h).

Tableau(III.2) : Détermination de la capacité de réservoir par la méthode graphique.

Heurs	Apport%	Apport cumulé %	Distribution%	Distribution cumulé %	La déference entre les cumules
0-1	0	0	1.00	1.00	-1.00
1-2	0	0	1.00	2.00	-2.00
2-3	5	5	1.00	3.00	2.00
3-4	5	10	1.00	4.00	6.00
4-5	5	15	2.00	6.00	9.00
5-6	5	20	3.00	9.00	11.00
6-7	5	25	5.00	14.00	11.00
7-8	5	30	6.50	20.50	9.50
8-9	5	35	6.50	27.00	8.00
9-10	5	40	5.50	32.50	7.50
10-11	5	45	4.50	37.00	8.00
11-12	5	50	5.50	42.50	7.50
12-13	5	55	7.00	49.50	5.50
13-14	5	60	7.00	56.50	3.50
14-15	5	65	5.50	62.00	3.00
15-16	5	70	4.50	66.50	3.50
16-17	5	75	5.00	71.50	3.50
17-18	5	80	6.50	78.00	2.00
18-19	5	85	6.50	84.50	1.50
19-20	5	90	5.00	89.50	0.50
20-21	5	95	4.50	94.00	1.00
21-22	5	100	3.00	97.00	3.00
22-23	0	100	2.00	99.00	1.00
23-24	0	100	1.00	100	00
Total		100	100	100	



Figure(III.11) : Graph de l'apport cumulé et le cumulé des coefficients de distribution en fonction des heures

Nous déterminons $P\%$ à partir de la courbe :

$$P\% = |V^-| + |V^+|$$

$$P\% = |11| + |-2|$$

$$P\% = 13$$

$$\text{D'où } V_u = \frac{Q_{\max j}}{100} \times P\%$$

$$V_u = \frac{2827.9}{100} \times 13 = 367.627 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_{inc} = 367.627 + 120 = 487.627 \text{ m}^3$$

III.9. DETERMINATION DU DIAMETRE DU RESERVOIR

La capacité du réservoir de Beni Metrane est de 500 m^3

$$V_R = \frac{D^2 * \pi}{4} * H_R$$

H_R : La hauteur du réservoir = 4 m

$$D_R = \sqrt{\frac{4*V_R}{\pi*H_R}} = \sqrt{\frac{4*500}{3.14*4}} = \mathbf{12.61 \text{ m}}$$

Avec :

D_R : Diamètre du réservoir.

Pour un diamètre normalisé on prend : $D_R = 13\text{m}$

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer les dimensions de notre réservoir et sa capacité de stockage qui est égale de 487.627m^3 . On prend le volume normalisé de 500m^3 . Après nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui véhicule l'eau de la pompe vers notre réservoir, cette partie sera présentée dans le chapitre suivant.

Chapitre N° : 04

Adduction

IV.1. INTRODUCTION

L'adduction de l'eau est l'ensemble des techniques permettant d'amener l'eau de la source de captage soit barrage, forage ou bien ressource naturelle, à travers un réseau des conduites vers le réservoir de stockage ou les lieux de consommation.

IV.2. LES TYPES D'ADDITION

Il y a deux types d'adduction :

IV.2.1. ADDUCTION GRAVITAIRE

C'est dans le cas où l'altitude de la source supérieure à l'altitude du point de consommation, donc l'écoulement de l'eau se fait par la force de gravitation.

IV.2.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes [10]

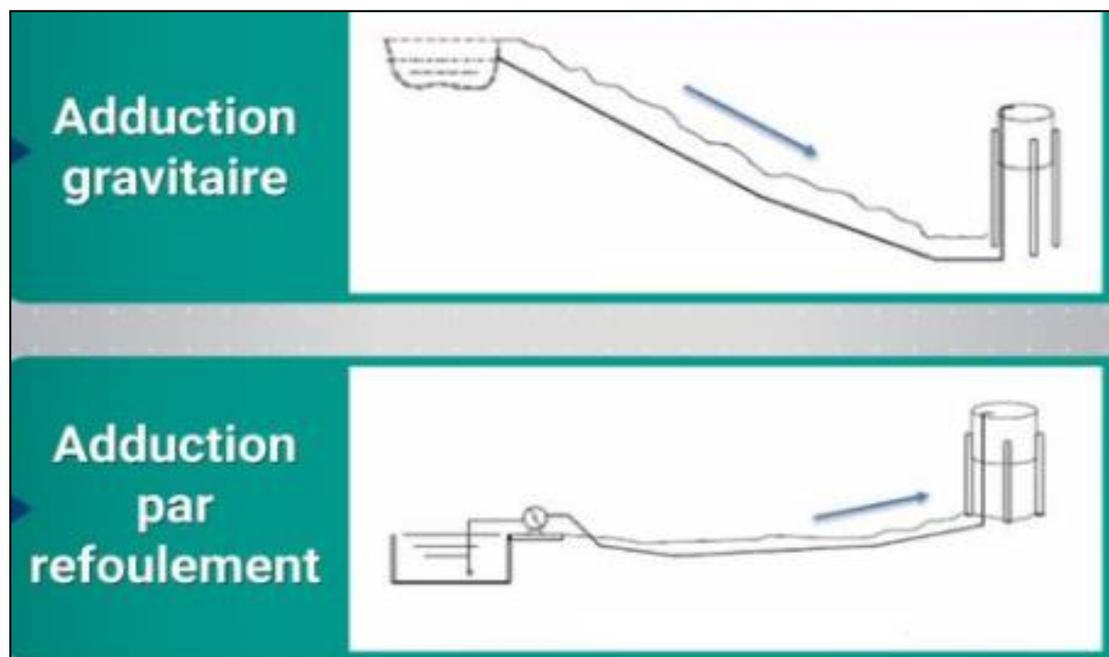


Figure (IV.1) : schéma d'adduction gravitaire et adduction par refoulement.

IV.3. CHOIX DU TRACE

Il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Le tracé empruntera, de préférence, l'accotement des routes et chemins, ce qui facilitera l'accès durant le chantier et en cas de réparations éventuelles. Pour les conduites de gros diamètre, il sera difficile, toutefois, d'éviter le passage sur des terrains particuliers.

Les tracés comportant des profils horizontaux sont à éviter : formation de bouchons d'air pouvant perturber l'écoulement. Il est, en effet préférable d'avoir un profil comportant des montées lentes et des descentes rapides. [10]

Une ventouse automatique est nécessaire au point haut du tracé : évacuation de l'air dissous et en cas de remplissage de la conduite, et entrée d'air à la vidange de la conduite.

Une décharge (une vanne manuelle) est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la vidange de la conduite.

Si la longueur de la conduite est importante, il faut aussi prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.

N'oublions pas non plus de prévoir des clapets de retenue (qui assure le passage de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter la vidange du réservoir de refoulement. Si certains tronçons du tracé sont soumis à des fortes pressions, on peut installer un brise charge (ou réducteur de pression) : c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau.

Lors de la mise en place des conduites, il faut prévoir des butées (massifs en béton) qui, par leur poids, doivent supporter la poussée exercée par l'eau dans les parties coudées, dans les branchements et dans les pièces coniques. Des ceintures en fers amarreront solidement la conduite sur ces massifs (c'est l'amarrage).

IV.3.1.CHOIX DU TYPE DE LA CONDUITE

Le type de conduite à choisir s'effectue selon des critères bien définis à savoir :

- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Le prix d'achat.
- ✓ Les frais de réalisation.
- ✓ La pression de service.
- ✓ La nature du terrain.
- ✓ La longueur des conduites.

Et notre étude nous avons opté pour des conduites de type PEHD.

IV.3.2. LA POSE DE LA CONDUITE :

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.

La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de

largeur suffisante (minimum 0,60 m). Une distance variant de 0,60 à 1,20 m doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.

Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traverser un canal ou une rivière (exemple : le siphon qui traverse le canal de Bizerte pour alimenter la ville, le pont est en effet mobile).

Notons aussi qu'il faut procéder à l'épreuve des tuyaux d'une conduite primitivement posée. Il s'agit d'un essai visant à vérifier la stabilité de la conduite ainsi que l'étanchéité des joints, sous une pression de service majorée de 50 % de sécurité.[11]

IV.3.3.DESCRPTION DU SCHEMA D'ADDUCTION DU RESEAU DE PROJET

Pour le tracé des conduites d'adduction, nous proposerons le tracé présenter dans la figure ci-dessous :

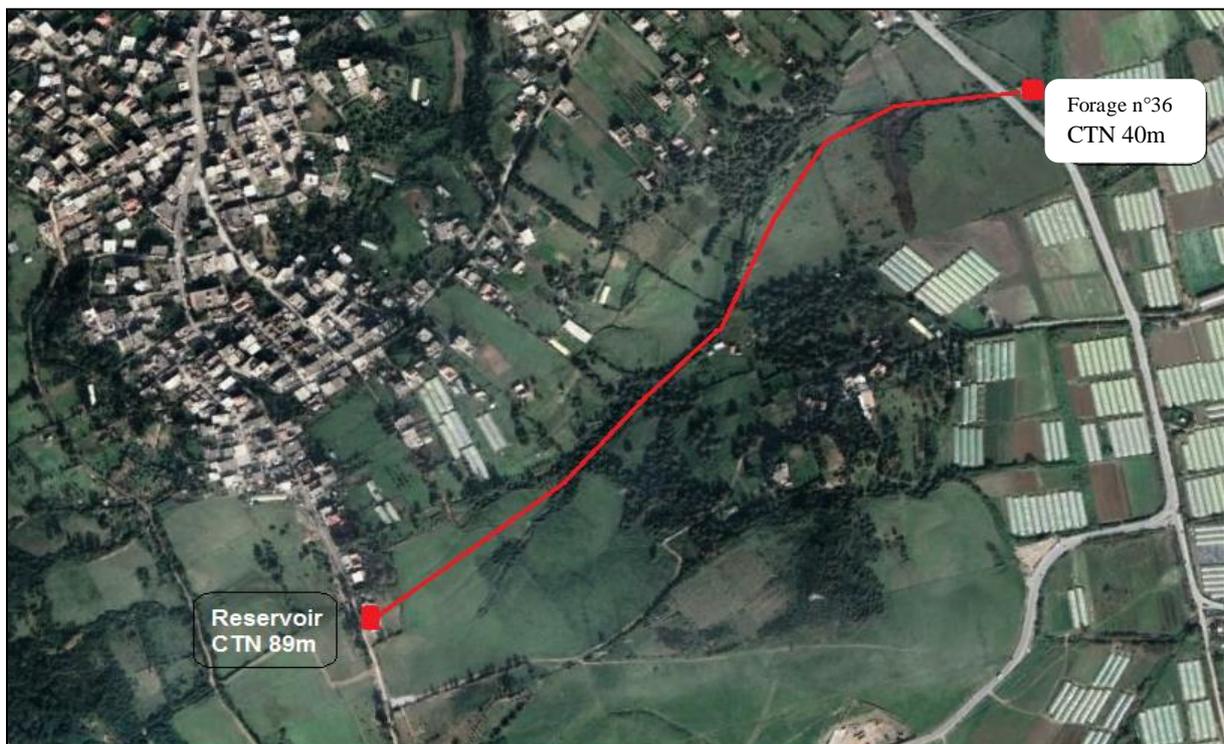


Figure (IV.2) : tracé de conduite d'adduction de forage vers réservoir. [15]

IV.4. DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE D'ADDUCTION

IV.4.1. CALCULE DE DIAMETRE ECONOMIQUE

Cette étude consiste à choisir le diamètre le plus économique. Ce choix se fait selon :

- Le diamètre de la conduite doit transiter le débit le plus élevé pour une vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'investissement (frais d'exploitation et d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Connaissant le débit on peut calculer les diamètres des conduites par les formules suivantes :

- ✓ Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

- ✓ Formule de BRESS :

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q}$$

D : Diamètre de la conduite (m).

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

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS, qui est le plus économique.

IV.4.2. CALCULE DE LA VITESSE

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

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

D : Diamètre de la conduite (m).

IV.4.3. CALCUL DES PERTES DE CHARGES

Les pertes de charge linéaire sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBBACH suivante :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda * V^2 * L}{2 * g * D}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite en (m).

λ : Coefficient de perte de charge.

V : Vitesse d'écoulement en m/s tel que (1.5 m/s > V > 0.5 m/s).

D : Diamètre de la conduite en (m).

Pour la détermination du coefficient des pertes de charges λ on peut utiliser les formules suivantes :

- Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln \frac{K}{D})^{-2}$$

- Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (mm).

K : coefficient de rugosité tel que :

- K = 0.01 si D ≤ 200 mm
- K = 0.02 si D > 200 mm

Re : nombre de Reynolds.

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

Avec :

ν : Viscosité cinématique du liquide ($10^{-6} m^2/s$).

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires dans le cas des conduite en PEHD elles sont provoquées par des coudes, des vannes, etc. Elles sont calculées comme suit :

$$\Delta H_S = 0.10 \times \Delta H_L$$

Les pertes de charges totales représentent la somme des deux pertes de charges (linéaire et singulière) :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_T = 0.1 * \Delta H_L + \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.10 * \Delta H_L$$

IV.4.4. CALCULE DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTAL HMT

Elle représente la différence d'énergie entre l'entré et la sortie de la pompe. La somme de la hauteur géométrique et les pertes de charges total qui résultent de l'aspiration et du refoulement on le calcule par la formule suivante :

$$\mathbf{HMT} = H_g + \Delta H_T$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m).

ΔH_T : Pertes de charges totales (m).

IV.4.5. LA PUISSANCE ABSORBEE PAR LA POMPE

C'est la puissance disponible ou bien en d'autres termes la puissance absorbée au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, on la calcule avec la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho * g * Q * HMT}{1000 * \eta}$$

Avec :

P_a : La puissance de la pompe en (KW).

Q : Débit a refoulé en (m³/s).

HMT : Hauteur manométrique totale en (m).

η : Rendement de la pompe (77.6%).

ρ : La masse volumique d'eau.

IV.4.6. ENERGIE CONSOMMEE PAR LA POMPE

Cette énergie est déterminée par la formule suivante :

$$E = P_a * t * 365$$

Avec :

E : Energie consommé par la pompe en (KWh).

t : nombre d'heure de pompage.

IV.4.6.1 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calcul de la formule suivante :

$$F_{exp} = E * e$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation en (DA).

e : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4.472 DA par la SONELGAZ.

IV.4.6.2. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont obtenus par l'expression suivante :

$$F_{amor} = P_u * L * A$$

Avec :

F_{amor} : Frais d'amortissement en (DA).

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

L : longueur de la conduite en (m).

A : Annuité.

IV.4.6.3. Calcul de l'annuité

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

Avec :

i : Taux d'anuité (8 %).

n : Nombre d'année d'amortissement (30 ans).

Donc A = 0,0896.

IV.5. DIMENSIONNEMENT DE DIAMETRE D'ADDUCTION

IV.5.1. CALCUL DE DIAMETRE ECONOMIQUE

Notre tronçon est alimenté à partir de forage d'Oued Nil, l'écoulement se fait par refoulement.

Données :

- Le débit de forage : $Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Hauteur géométrique $H_g = 89-40 = 49 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L=950 \text{ m}$.

$$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $D_{\text{BONNIN}} : D = \sqrt{0.03} = 0.173 \text{ m} = 173 \text{ mm}$
- $D_{\text{BRESS}} : D = 1.5 * \sqrt{0.03} = 0.259 \text{ m} = 259 \text{ mm}$

On prend la gamme normalisée [200 – 250] mm

IV.5.2. CALCUL DE LA HMT

On donne la variation entre hauteur manométrique totale en fonction des diamètres normalisés 200mm et 250mm.

Tableau (IV.1) : calcul de la HMT du tronçon forage réservoir.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	L (m)	H_L (m)	H_s (m)	H_T (m)	HMT (m)
0.2	0.1636	1.43	233948	0.0158	0.0099	950	9.405	0.9405	10.3455	59.3455
0.25	0.2046	0.91	186186	0.0712	0.0146	950	13.952	1.395	15.347	64.347

IV.5.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION

On donne les frais d'exploitation après le calcul dans le tableau suivant :

Tableau(IV.2) : frais d'exploitation du tronçon forage réservoir.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q	HMT	P_a	E(KWh)	$F_{exp}(DA)$
0.2	0.1636	0.03	59.3455	23.28	169996.37	760223.76
0.25	0.2046	0.03	64.347	25.249	184323.26	824293.65

IV.5.4. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

Les frais d'amortissement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau(IV.3) : calcule des frais d'amortissement de tronçon.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	Prix ml(DA)	L	A	Frais(DA)
0.2	0.1636	4351.83	950	0.0896	370427.8
0.25	0.2046	6702.675	950	0.0896	570531.7

IV.5.5. CALCUL DES FRAIS TOTAUX

On peut déduire le bilan global des frais d'après les frais d'exploitation et les frais d'amortissement ; on le présente dans le tableau suivant :

Tableau (IV.4) : bilan global des frais du tronçon d'adduction

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	V (m /s)	F_{exp}	F_{amor}	Total (DA)
0.2	0.1636	1.43	760223.76	370427.8	1130651.5
0.25	0.2046	0.91	824293.65	570531.7	1394825.3

Le diamètre le plus économique est **200** mm en **PEHD PN16** avec une vitesse acceptable de **1.43** m/s et une **HMT** de **59.3455** m.

Voici le tableau qui regroupe tous les résultats :

Tableau (IV.5) : paramètres de la conduite d'adduction par refoulement

Conduite d'adduction par refoulement					
Tronçon	Q (l/s)	L(m)	V (m/s)	HMT(m)	Diamètre φ (mm)
Forage-réservoir	0.03	950	1.43	59.3455	200

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les différents paramètres hydrauliques de notre conduite d'adduction à savoir diamètre, vitesse et pertes de charges. Ceci, afin de choisir le diamètre le plus économique répondant à toutes les exigences requises qu'est 200mm de PEHD PN16.

Chapitre N° : 05

Pompes

V.1. INTRODUCTION

Pour faire une adduction d'eau de forage vers le réservoir de stockage nous sommes obligés de faire un pompage on utilise des pompes. Les pompes sont des appareils permettant un transfert d'énergie entre le fluide et un dispositif mécanique convenable. Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide soit principalement de l'énergie potentielle par accroissement de la pression en aval, soit principalement de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

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

- Les pompes centrifuges : le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge.
- Les pompes volumétriques : l'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide.

V.2. LES POMPES CENTRIFUGES

V.2.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

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.

L'utilisation d'un diffuseur (roue à aubes fixe) à la périphérie de la roue mobile permet une diminution de la perte d'énergie. [12]

V.2.2. AMORÇAGE

Les pompes centrifuges ne peuvent s'amorcer seules. L'air contenu nécessite d'être préalablement chassé. On peut utiliser un réservoir annexe placé en charge sur la pompe pour réaliser cet amorçage par gravité.

Pour éviter de désamorcer la pompe à chaque redémarrage il peut être intéressant d'utiliser un clapet anti-retour au pied de la canalisation d'aspiration.

V.2.3. CARACTERISTIQUES

Les hauteurs manométriques totales fournies ne peuvent dépasser quelques dizaines de mètres. Pour dépasser ces valeurs on utilise des pompes centrifuges multicellulaires où plusieurs roues sont montées en série sur le même arbre. Le refoulement d'une des pompes communique avec l'aspiration de la pompe suivante. Il est également possible de coupler en série plusieurs de ces pompes.

Le rendement est de l'ordre de 60 à 70 %: il est inférieur à celui des pompes volumétriques.

Les pompes centrifuges vérifient des lois (lois de similitude) qui à partir d'une courbe caractéristique établie pour une vitesse de rotation N de la roue de la pompe permettent d'obtenir la caractéristique pour une vitesse de rotation N' quelconque.

Si on connaît pour une vitesse N , le débit $Q_V N$, la hauteur manométrique totale $HMT N$ et la puissance absorbée $P_a N$, on sait qu'il existe deux courbes caractéristiques $HMT N$ en fonction de Q_V et P_a en fonction de Q_V pour la vitesse N' tels que les points définis par les coordonnées $(Q_V N', HMT N')$ et $(Q_V N', P_a N')$ en soient respectivement éléments.

Les lois de similitude permettent de déterminer $Q_V N'$, $HMT N'$ et N' :

On peut ainsi reconstruire point par point les caractéristiques pour la vitesse de rotation N' en prenant des points différents des caractéristiques établies pour la vitesse N .

$$Q_{V N'} = Q_{V N} * \frac{N'}{N}$$

$$HMT_{N'} = HMT_N * \left(\frac{N'}{N}\right)^2$$

$$P_{a N'} = P_{a N} * \left(\frac{N'}{N}\right)^3$$

On peut ainsi reconstruire point par point les caractéristiques pour la vitesse de rotation N' en prenant des points différents des caractéristiques établies pour la vitesse N .

V.2.4. UTILISATION

Ce sont les pompes les plus utilisées dans le domaine industriel à cause de la large gamme d'utilisation qu'elles peuvent couvrir, de leur simplicité et de leur faible coût.

Néanmoins, il existe des applications pour lesquelles elles ne conviennent pas :

- Utilisation de liquides visqueux : la pompe centrifuge nécessaire serait énorme par rapport aux débits possibles. utilisation de liquides "susceptibles" c'est-à-dire ne supportant pas la très forte agitation dans la pompe (liquides alimentaires tels que le vin, le lait et la bière).
- utilisation comme pompe doseuse : la nécessité de réaliser des dosages précis instantanés risque d'entraîner la pompe en dehors de ses caractéristiques optimales.

Ces types d'application nécessitent l'utilisation de pompes volumétriques. Par contre contrairement à la plupart des pompes volumétriques, les pompes centrifuges admettent les suspensions chargées de solides. [12]

V.2.5. FONCTIONNEMENT AVEC LA CANALISATION DE REFOULEMENT BOUCHEE

Ce type de fonctionnement consécutif à une erreur est sans danger s'il ne se prolonge pas trop. Le risque à la longue est l'échauffement de la pompe, car le liquide n'évacue plus la chaleur, à ce moment la pompe peut se détériorer et ce d'autant plus qu'elle comporte des parties en plastique.

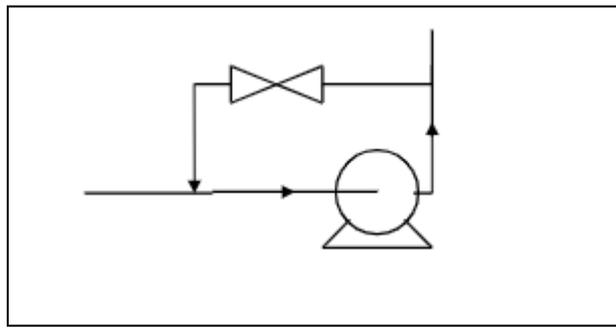
Remarque : pour une pompe centrifuge fonctionnant avec un moteur électrique, on comprend qu'il est préférable de démarrer la pompe centrifuge avec la vanne de refoulement fermée. En effet pour un débit nul la puissance consommée est alors la plus faible ce qui

constitue un avantage pour un moteur électrique car l'intensité électrique le traversant est alors la plus faible. Les contraintes mécaniques sont également les plus faibles dans ce cas. Bien entendu il faut assez rapidement ouvrir cette vanne sous peine d'entraîner un échauffement de la pompe.

V.2.6. REGLAGE DU DEBIT

Trois moyens sont possibles :

- variation de la vitesse de rotation de la pompe par un dispositif électronique vanne de réglage située sur la canalisation de refoulement de la pompe pour éviter le risque de cavitation : suivant son degré d'ouverture, la perte de charge du réseau va augmenter ou diminuer ce qui va entraîner la variation du point de fonctionnement
- Réglage en "canard" avec renvoi à l'aspiration d'une partie du débit, le réglage du débit est important pour des besoins dus au procédé mais aussi pour se placer dans des plages de fonctionnement où le rendement est meilleur.



Figure(V.1) : schéma de réglage en canard.

V.3.LES POMPES VOLUMETRIQUES

V.3.1. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT ET GENERALITES

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.
- Les pompes volumétriques alternatives : la pièce mobile est animée d'un mouvement alternatif. [16]

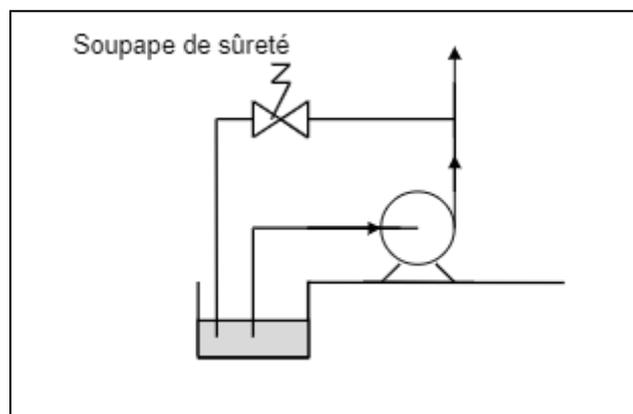
Les pompes volumétriques sont généralement auto-amorçages. Dès leur mise en route elles provoquent une diminution de pression en amont qui permet l'aspiration du liquide. Il est néanmoins nécessaire d'examiner la notice du fabricant.

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 %.

Si la canalisation de refoulement est bouchée, Il faut arrêter immédiatement une pompe volumétrique dans cette situation pour éviter les risques d'une augmentation de pression très importante dans la pompe qui pourrait entraîner de graves détériorations.

S'il y a possibilité de fermetures de vannes placées sur le circuit de refoulement, il faut prévoir un dispositif de sécurité à la sortie de la pompe : dérivation équipée d'une soupape de sûreté et reliée au réservoir d'aspiration constitue une bonne solution.



Figure(V.2) : schéma de soupape de sécurité.

Le réglage du débit s'effectue en agissant sur la vitesse de rotation du rotor pour les pompes rotatives et sur la fréquence ou la course du piston pour les pompes alternatives.

L'utilisation d'une vanne de réglage sur le circuit de refoulement est bien entendu à proscrire.

V.4. CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES D'UNE POMPE CENTRIFUGE :

V.4.1. VITESSE DE ROTATION

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté par N , son unité de mesure est (tr/mn).

V.4.2.LE DEBIT D'UNE POMPE

C'est le volume que la pompe doit fournir par unité de temps.

V.4.3. LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTAL (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

V.4.3.1 La hauteur géométrique de refoulement H_r

C'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe, pour un groupe électropompe vertical elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue. Elle est toujours positive pour un groupe électropompe horizontal.

V.4.3.2. La hauteur géométrique d'aspiration H_a

C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe électropompe horizontal, pour un groupe vertical elle représente la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage. [17]

Elle est négative pour une aspiration en dépression et positive pour une aspiration en charge.

V.4.3.3. Pertes de charges ($J_r + J_a$)

La pompe devra composer les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètre.

$$\mathbf{HMT} = H_a + H_r + J_r + J_a$$

Avec :

H_a : La hauteur géométrique d'aspiration.

H_r : La hauteur géométrique de refoulement.

J_r : Les pertes de charge au refoulement.

J_a : Les pertes de charge à l'aspiration.

V.4.4. LES PUISSANCES UTILES ET ABSORBÉES**V.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe**

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe (P_a), en KW. [18]

V.4.4.2. Puissance hydraulique (utile)

C'est la puissance transmise au fluide de la pompe.

$$P_u = g * Q * H$$

V.4.5. LE RENDEMENT DE LA POMPE [18]

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a) :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g * Q * H}{P_a}$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée en (KWh).

P_u : Puissance utile.

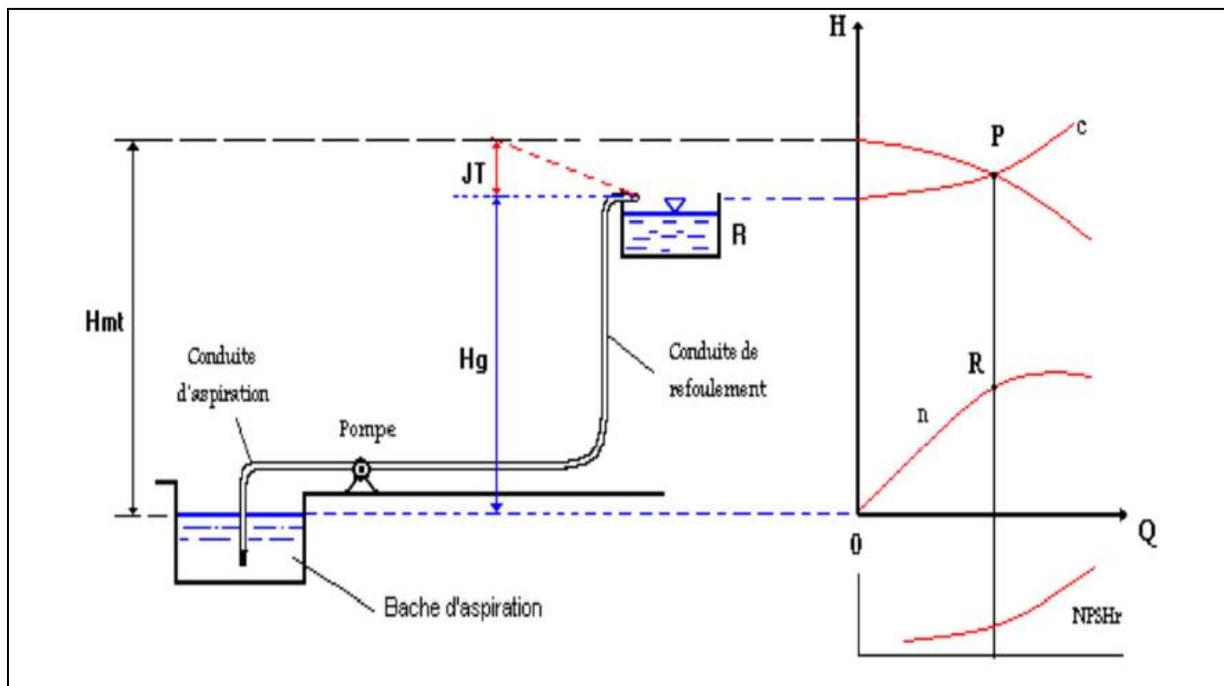
η : Rendement de la pompe.

H : Hauteur d'élévation en (m).

Q : Le débit (m^3/s).

V.5. LES COURBES CARACTERISTIQUES

V.5.1. COURBES CARACTERISTIQUE D'UNE POMPE CENTRIFUGE



Figure(V.3) : Schéma d'un dispositif de pompage.

V.5.1.1 La courbe hauteur- débit ($H = f(Q)$)

La caractéristique ($H = f(Q)$) à vitesse constante, et donc représentée par une parabole qui coupe l'axe des hauteurs en un point A, dont l'ordonnée (OA) correspond à la hauteur à débit nul où (hauteur de barbotage). [18]

V.5.1.2. La courbe puissance- débit ($P = f(Q)$)

Caractéristique ($P = f(Q)$), est une parabole qui représente la puissance de débit à vitesse (N) à fournir à l'arbre de la pompe en fonction.

V.5.1.3. La courbe rendement- débit ($h = f(Q)$)

La caractéristique ($h = f(Q)$) est une courbe qui exprime les variations des débits en fonction du rendement, Elle présente un maximum pour une certaine valeur du débit, et passe par l'origine.

Le point d'intersection de la courbe «débit- hauteur » avec l'axe des coordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée. [18]

V.5.2. COURBES CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur débit.

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante : [19]

$$H_c = H_g + RQ^2$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique en (m).

RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

Q : Débit (m³/j).

H_c : Charge totale en fonction du débit en (m).

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

$$R = 1.15 * \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5}$$

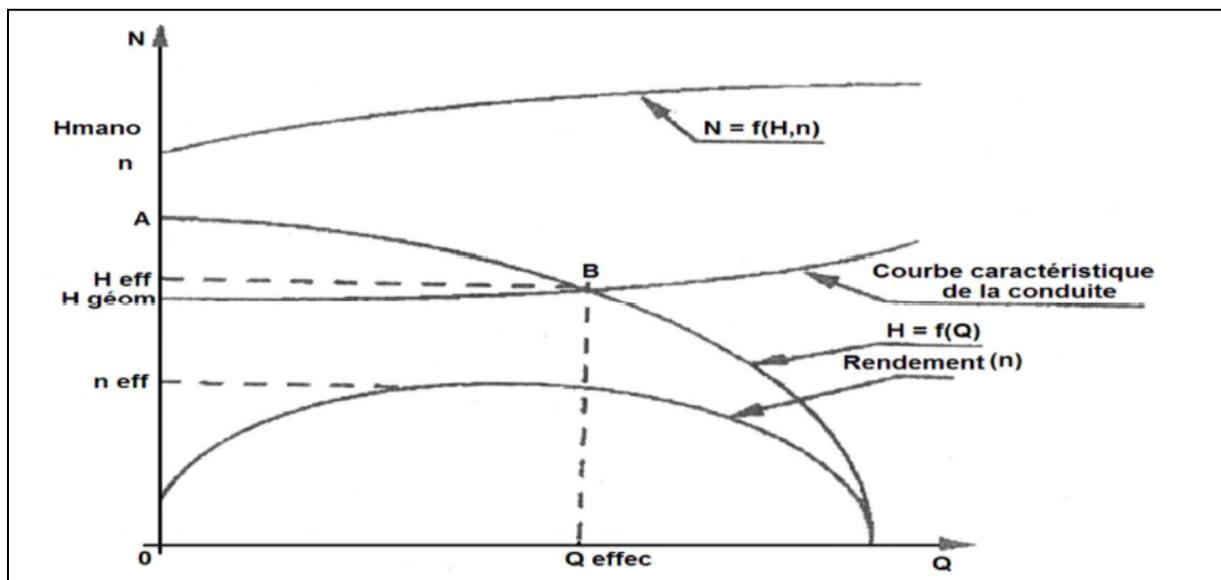
Avec :

D : diamètre de la conduite en (m).

L : longueur de la conduite en (m).

g : accélération de la pesanteur.

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.



Figure(V.4) : Schéma des courbes caractéristique.

V.5.3. LE POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE :

V.5.3.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ».

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

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. [16]

V.6. CHOIX DE LA POMPE DE PROJET

Pour déterminer la pompe qui nous devons installer dans le point de refoulement, nous utiliserons le logiciel «CAPRI PUMP TUTOR », au lieu des catalogues par ce qu'il est plus pratique.

Donc il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

Forage d'Oued Nil : [1]

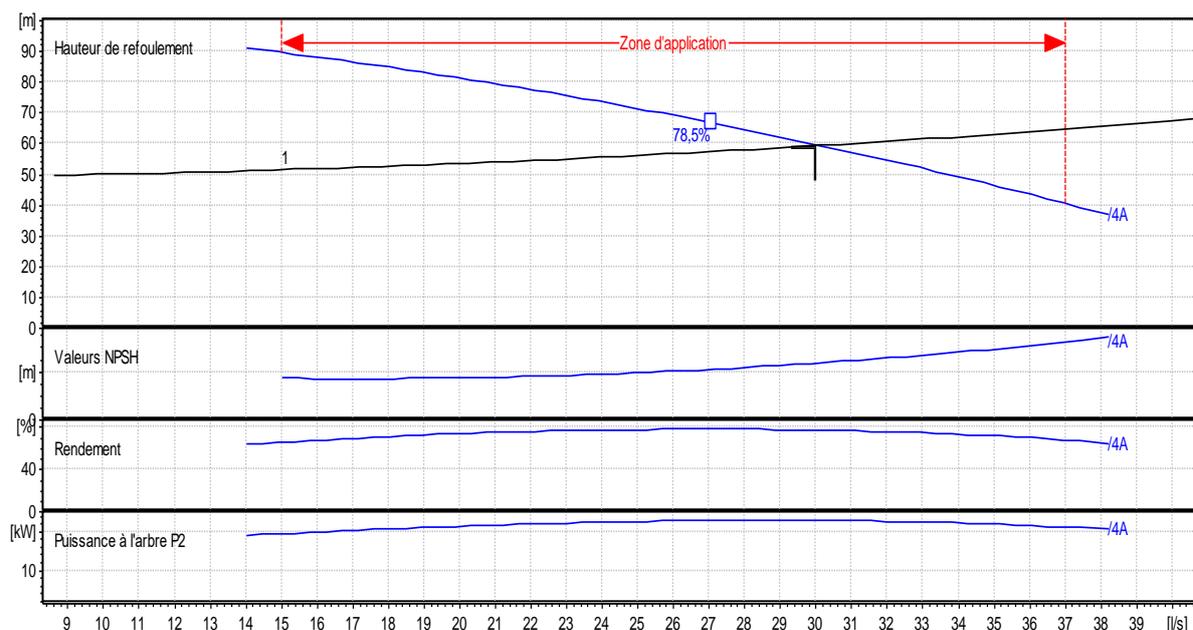
Caractéristiques de la conduite :

- Débit véhiculé : $Q=30\text{l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 49\text{ m}$.
- La hauteur manométrique totale : $HMT=59.3455\text{ m}$.

Caractéristique de la pompe :

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée de type « E9S50-6/4A + MCH635 » avec :

- N : tour par minute $N=2900\text{ tr/min}$
- $P_a = 23\text{ KWh}$
- $NPSH_{requis} = 4.89\text{ m}$
- Rendement $\eta = 77.6\%$
- Le point de fonctionnement [30.1 l/s ; 59.4m].
- Le point désiré [30 l/s ; 59.3m].



Figure(V.5) : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de forage

D'après la figure(V.5) le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré d'où nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

V.6.1.MODIFICATION DU TEMPS DE POMPAGE

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$Q_1 T_1 = Q' * T' \quad \text{d'où} \quad T' = \frac{Q_1}{Q'} * T_1$$

$$T' = \frac{30}{30.1} * 20 = 19.93 \text{ heures}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * Q_2 * H_2}{\eta}$$

Application numérique :

$$P_a = \frac{9.81 * 0.0301 * 59.4}{0.776} \quad P_a = 22.6 \text{ KWh}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E * e \quad F_{exp} = P_a * t * 365 * 4.472$$

Application numérique :

$$F_{exp} = 22.6 * 19.93 * 365 * 4.472 \quad F_{exp} = 735208 \text{ DA}$$

V.6.2. REGULATION PAR ETOUFFEMENT (VANNAGE)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 59.4 - 59.3 = 0.1 \text{ m}$$

H' = la hauteur au point de fonctionnement.

H_1 = la hauteur au point désiré.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g * Q_2 * H'}{\eta}$$

Application numérique :

$$P_a = \frac{9.81 * 0.03 * 59.4}{0.776} \quad P_a = 22.52 \text{ KWh}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E * e$$

$$F_{exp} = P_a * t * 365 * 4.472$$

Application numérique :

$$F_{exp} = 22.52 * 20 * 365 * 4.472$$

$$F_{exp} = 735179 \text{ DA}$$

V.6.3. ROGNAGE DE LA ROUE

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

V.6.4. MODIFICATION DE LA VITESSE DE LA ROTATION DE LA POMPE

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = \frac{N * Q_1}{Q_2} \quad (\text{tr/min})$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} Q^2$$

Application numérique :

$$H_3 = \frac{59.3}{30^2} Q^2$$

$$H_3 = 0.0658 Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_P = a * Q^2 + b$$

$$Q=0 \text{ L/s} \quad ; \quad H=92\text{m}$$

Pour $D'où : 59.4 = a * 30.1^2 + 92$ donc : **a = - 0.036**

$$Q=30.1 \text{ L/s} \quad ; \quad H=59.4\text{m}$$

Ce qui donne : $H_P = - 0.036 * Q^2 + 92$

Et $H_3 = 0.0658 Q^2$

On pose $H_P = H_3$

$$-0.036 * Q^2 + 92 = 0.0658 Q^2$$

On trouve : $Q_3 = 30.06 \text{ L/s}$

$$H_3 = 59.45 \text{ m}$$

Les coordonnées de troisième point sont : [30.06 L/s ; 59.45 m].

$$N' = \frac{N \cdot Q_1}{Q_2} = \frac{2900 \cdot 30}{30.06} = 2894 \text{ tr/min}$$

*La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot h}{\eta}$$

Application numérique :

$$P_a = \frac{9.81 \cdot 0.03 \cdot 59.3}{0.776}$$

$$P_a = 22.48 \text{ KWh}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = E \cdot e \qquad F_{exp} = P_a \cdot t \cdot 365 \cdot 4.472$$

Application numérique :

$$F_{exp} = 22.49 \cdot 20 \cdot 365 \cdot 4.472$$

$$F_{exp} = 734200 \text{ DA}$$

Donc notre choix se portera sur la modification de la vitesse de rotation de la pompe qui présente la variante la plus économique.

Vérification de la cavitation :

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous de niveau dynamique, donc la cavitation est vérifiée.

CONCLUSION

Les pompes sont d'une importance capitale dans les projets de refoulement. Elles sont un maillon indissociable avec l'adduction et qui nécessite beaucoup d'attention et un choix précis. Dans notre cas, nous avons opté pour une pompe centrifuge de type **E9S50-6/4A + MCH635**.

Chapitre N° : 06

Coup de bélier

VI.1.INTRODUCTION

Le phénomène de coup de bélier constitue un risque probable sur les équipements d'adduction d'où la nécessité de tenir compte dans notre projet dont le but principal est de sauvegarder les équipements des détériorations éventuelles.

VII.2. DEFINITION DE COUP DE BELIER

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme. [22]

VI.3. CAUSES DUCOUP DE BELIER

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

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

La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine. [22]

VI.4. LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques. [23]

VI.4.1. CAS DE SURPRESSION

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints. [24]

VI.4.2. CAS DE DEPRESSION

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau. [24]

VI.4.3 FAFIGUE DE LA CANALISATION

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

VII.5. LA CELERITE D'ONDE

La célérité est la vitesse de propagation des ondes, elle est calculée par la formule d'ALLIVI: [25]

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)}$$

Avec :

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

.e : épaisseur de la conduite (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

K= 0.5 pour l'acier.

K= 1 pour la fonte.

K= 5 pour le plomb et le béton.

K= 33 pour le PVC.

K= 83 pour le PEHD.

VI.6. VALEUR NUMERIQUE DU COUP DE BELEIR

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

VI.6.1. CAS DE LA FERMETURE BRUSQUE

Si le temps de fermeture est inférieur à $2L/a$, la valeur maximale du coup de bélier peut atteindre : [25]

$$T_F < \frac{2L}{a}$$

T_F : Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{\alpha * V_0}{g} \text{ (m)}$$

Avec

a : La célérité d'onde (m/s)

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

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

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{\text{Surpression}} = H_0 + B$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{\text{Dépression}} = H_0 - B$$

Avec :

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

$$H_0 = H_g + 10$$

Tel que :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement en m.

10 : Pression atmosphérique en m.

VI.6.2. CAS DE FERMETURE LENTE

Si le temps de fermeture est supérieur à $2L/a$,

$$T > \frac{2L}{a}$$

La valeur maximale du coup de bélier est calculée par la formule de MICHAUND :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \text{ (m)}$$

L : La longueur de la conduite (m).

VI.7. MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

VI.7.1. LE ROLE DES MOYENS DE PROTECTION

Les installations anti- bélier devront avoir pour effet essentiel :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

VI.7.2. LES MOYENS LES PLUS UTILISES

VI.7.2.1. Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

Les caractéristiques géométriques du volant d'inertie (R , m) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier. [25]

VI.7.2.2. Les soupapes de décharge :

C'est un ressort à boudin qui en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression.

VI.7.2. 3. Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé une cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Ils sont très rarement utilisés, puisque leur hauteur devrait être énorme. [25]

VI.7.2.4. Les ventouses (Les reniflards)

On distingue des ventouses à trois fonctions (Figure (VI.1)), à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique (Figure (VI.2)), en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. [25]

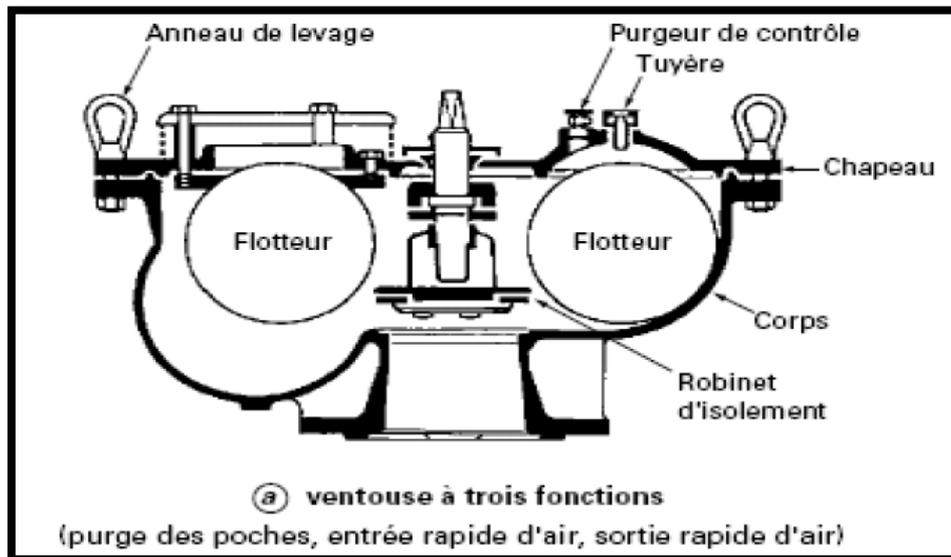


Figure (VI.1) : Schéma de ventouse à trois fonctions.

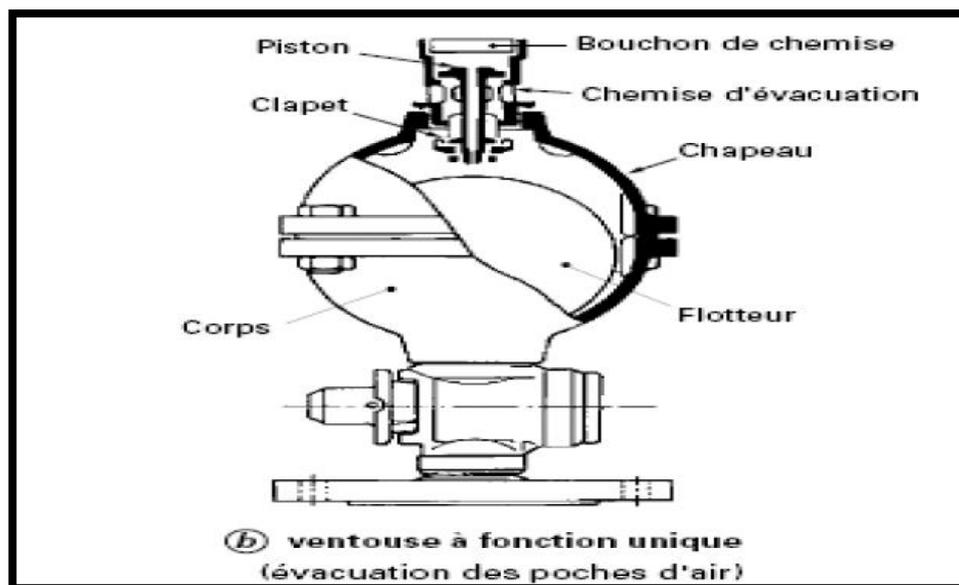


Figure (VI.2) : Schéma de ventouse à seul fonction.

VI.7.2.4. Les réservoirs d'air :

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. [25]

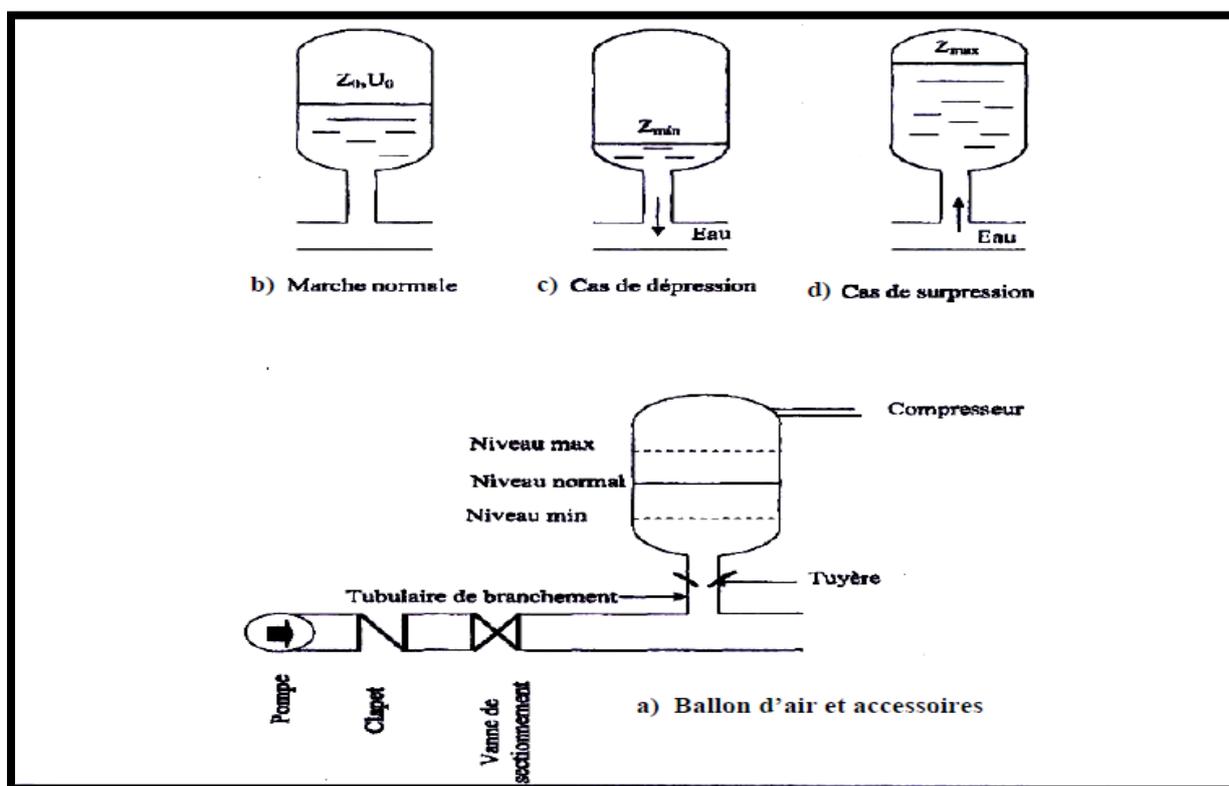


Figure (VI.3) : Schéma d'un réservoir d'air.

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

On calcule :

1- La charge statique absolue : $Z_0 = Hg + 10$.

2- La charge maximale absolue : $Z_{\max} = PN + 10$.

3- Le rapport $\frac{Z_{\max}}{Z_0}$ et $\frac{h_0}{Z_0}$, avec :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g}$$

4- A partir de l'Abaque de **VIBERT** on détermine :

$$\frac{U_0}{LS} \text{ et } \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$

5- Le calcul du volume d'air maximal par la relation :

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

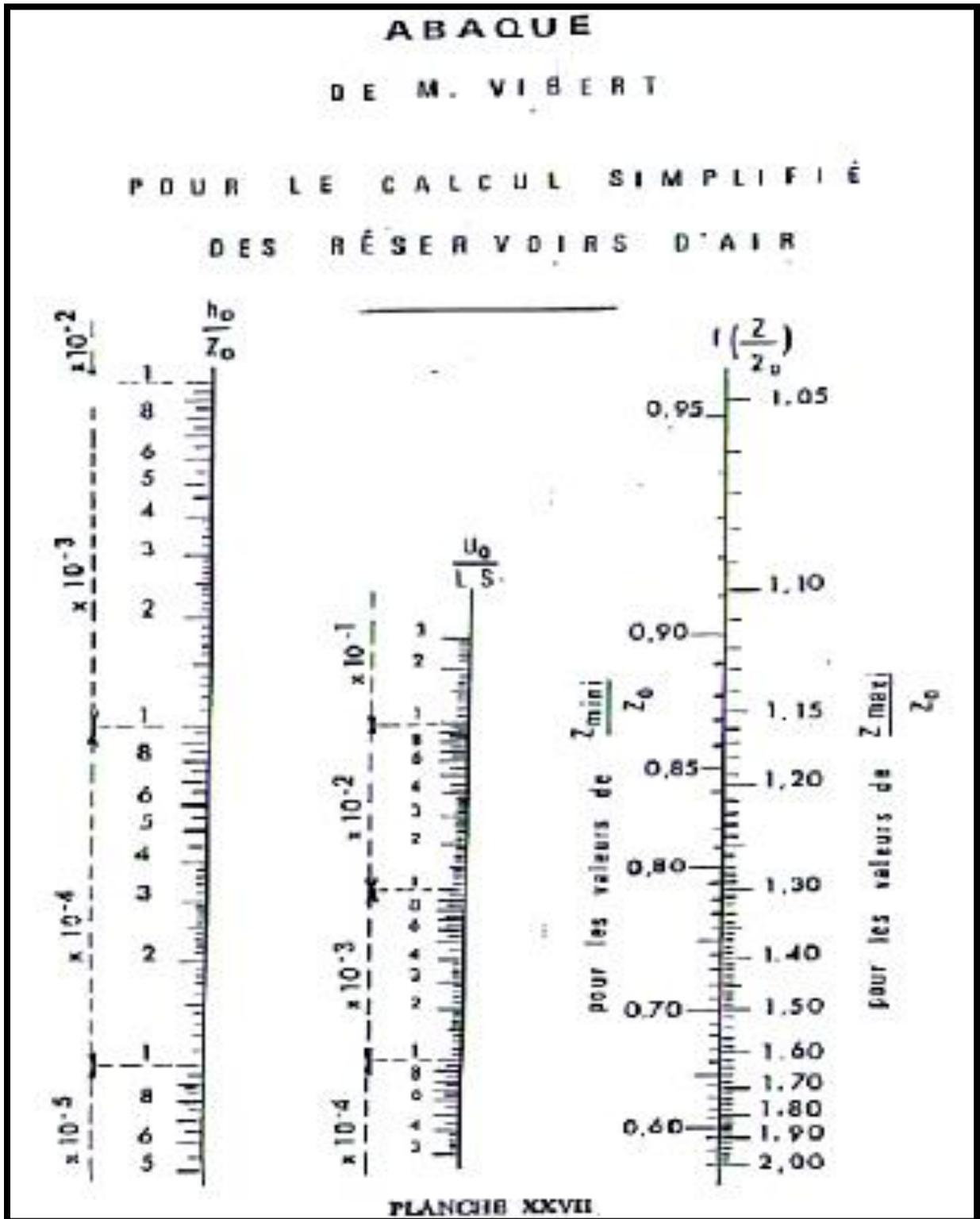


Figure (VI.4) : Abaque de Vebert

VI.8. CAACLUL HYDRAULIQUE DE COUP DE BELIER

VI.8.1. FORAGE D'OUED NIL N: 36

La hauteur géométrique $H_g = 49$ m.

Le débit $Q = 30$ l/s.

La longueur de la conduite (Forage- Réservoir) $L = 950\text{m}$.

$K = 83$ pour le PEHD.

On utilise la fermeture brusque

Tableau (VI.1) : Tableau des caractéristiques de la conduite d'adduction

D_{ext} (m)	e (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	L (m)	R_e	λ	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
0.2	0.0182	0.1636	0.03	1.43	950	233948	0.0158	9.405	0.9405	10.3455

On a le diamètre 200 mm

- Calcul de la Célérité d'onde :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}} \rightarrow \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 * \frac{0.1636}{0.0182}}} = \mathbf{351.25 \text{ m}}$$

- Valeur numérique du coup de bélier :

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{\alpha * V_0}{g} \rightarrow \frac{351.25 * 1.43}{9.81} = \mathbf{51.2 \text{ m}}$$

- La valeur maximale de la pression-surpression est : $H_0 = 49 + 10 = 59 \text{ m}$

$$H_{Surpression} = H_0 + B \rightarrow 59 + 51.2 = \mathbf{110.2 \text{ m}}$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_{Dépression} = H_0 - B \rightarrow 59 - 51.2 = \mathbf{7.8 \text{ m}}$$

On trouve que H surpression inférieure à 160 m et H dépression supérieure à 0 m, Donc on n'a pas des problèmes de coup de bélier.

CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons vu une description physique du phénomène du coup de bélier, et les causes qui produisent le problème, comment nous pouvons éviter et limiter le risque sur la conduite de refoulement.

Chapitre N°07 :
Réseau de distribution

VII.1. INTRODUCTION

L'eau est distribuée sous pression par des canalisations souterraines, en générale sous la voie publique, sur lequel on fait le raccordement avec les branchements d'alimentations des immeubles.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

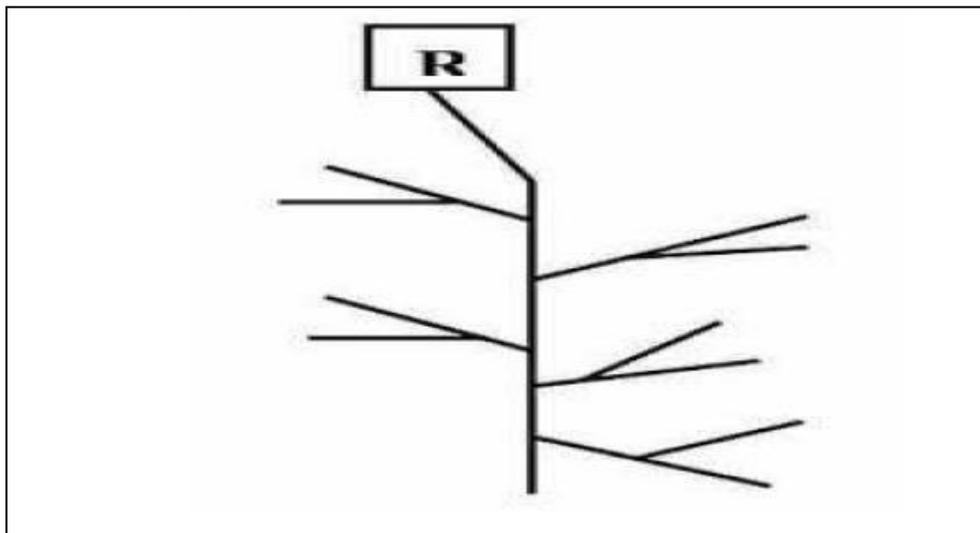
VII.2. TYPES DES RESEAUX [11]

Il existe plusieurs types des réseaux, dans les principes :

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

VII.2.1. RESEAU RAMIFIE

Le réseau ramifié dans lequel les conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval en alimentation en eau.

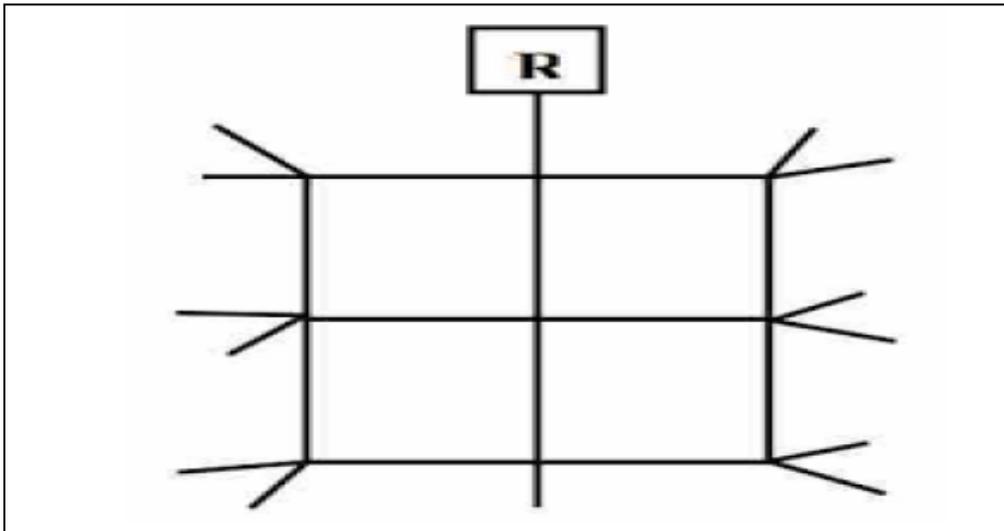


Figure(VII.1) : Schéma d'un réseau ramifié.

VII.2.2. RESEAU MAILLE

Le réseau maillé permet au contraire une alimentation en retour et donc supprime l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de vanne permet d'isoler le tronçon

endommagé. Il est bien entendu plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être préféré au réseau ramifié.



Figure(VII.2) : Schéma d'un réseau maillé.

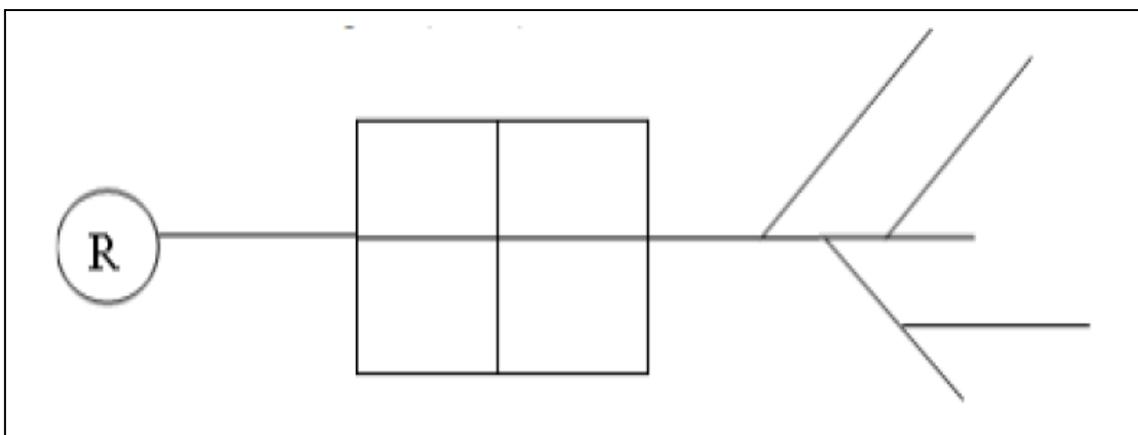
VII.2.3. RESEAU ETAGES

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

La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas l'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularise la pression dans le réseau.

VII.2.4. RESEAU MIXTE

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.



Figure(VII.3) : Schéma de réseau mixte.

Tableau(VII.1) : Caractéristiques des réseaux d'alimentation eau potable.

Aspect	Ramifié	Maillé
Pertes de charge	Elevés	Faibles
Ecoulement	Risque de zones de stagnation aux extrémités	Satisfaisant
Réparation	Risque de mis hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention
Frais de pompage	Elevés	Faible
Frais de place	Faible	Elevés

VII.3. CHOIX DU TYPE DU RESEAU

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue ces différentiels types des réseaux de distribution les plus utilisés (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés, les réseaux mixtes).

VII.4. CHOIX DU TYPE DES CONDUITES

Des nombreux types de tuyaux sont disponibles, on peut les classer en fonction des types des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : Fonte grise, fonte ductile, acier, PVC et P.E.H.D. Pour choisir le type du matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [13] :

- Le diamètre.
- Le prix.
- La pression de service supportée.
- Les conditions de pose et de transport.
- La durée de vie.
- La disponibilité sur le marché.

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

- ❖ Facilité de pose (grande flexibilité).
- ❖ Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).

- ❖ Résiste à l'entartage.
- ❖ Coefficient de la rugosité très faible.
- ❖ Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- ❖ Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- ❖ Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- ❖ Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- ❖ Disponibilité sur le marché.
- ❖ Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VII.5. PARAMETRES DES RESEAUX

VII.5.1. DEBITS

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe.

VII.5.2. CHOIX DU DIAMETRES

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se référer aux catalogues où on expose les diamètres normalisés et commerciaux.

VII.5.3. LA VITESSE

Sachant que les fortes vitesses d'écoulements qui est supérieur à 1.5 (m/s) favorisent la dégradation des parois internes de la conduites, et que les faibles vitesses qui inférieure à 0.5 (m/s) favorisent la formation des dépôts dans les conduites.

Donc il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans la conduite doive être comprise entre 0,5 et 1,5 (m/s).

VII.5.4. PRESSION DE SERVICE

Cette pression ne peut être inférieure à 1 bar afin d'assurer le fonctionnement de certains appareils (chauffe bain instantané par exemple).

VII.6. EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION (APPAREILS ET ACCESSOIRES)

Le réseau de distribution est doté des accessoires cités ci-après qui devront être utilisés pour l'équipement :

VII.6.1. LES CANALISATIONS

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- ❖ Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- ❖ Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VII.6.2. ROBINETS VANNES

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé, celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VII.6.3. BOUCHES OU POTEAU D'INCENDIE

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 1 bar. Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VII.6.4. CLAPETS ANTI RETOUR

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

VII.6.5. VENTOUSES

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

VII.6.6. REGULATEURS DE PRESSION

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

VII.6.7. ROBINETS DE VIDANGE (DECHARGE)

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

VII.6.8. PIECES SPECIALES DE RACCORD

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

VII.6.8.1. Les Tés :

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

VII.6.8.2. Les coudes :

Utilisés en cas de changement de direction.

VII.6.8.3. Les cônes de réduction :

Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents [14].

VII.7. DESCRIPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION

La distribution de village Beni Metrane se fait par gravité à partir d'un réservoir de capacité de 500 m³ situé à la cote 89m.

- ❖ Déterminer la longueur de chaque tronçon.
- ❖ Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits de route.
- ❖ On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe.
- ❖ Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VII.8.1. DETERMINER LES DEBITS DE RESEAU

VII.8.1.1. Débit de pointe :

Le débit de pointe est la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée, il représente le débit de dimensionnement (voir tableau II.14).

VII.8.1.2. Débit spécifique :

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

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Q_{sp} : Débit spécifique en litre par seconde.

Q_p : Débit de pointe en litre par seconde de la zone.

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

VII.8.1.3. Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante : [20]

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

Avec :

Q_r : Débit en route en litre par seconde.

Q_{sp} : Débit spécifique (L/s.ml).

L_i : Longueur de tronçon considéré en mètre.

VII.8.1.4. Débit aux nœuds :

Les débits nodaux sont les débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante : [19]

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri}$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal de nœuds concerné en litre par seconde.

$\sum Q_{ri}$: La somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en litre par seconde.

VII.9 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

VII.9.1.CALCUL DES DIFFERENTS DEBITS

VII.9.1.Débit spécifique :

Débit de pointe : 197.953 (m³/h) = 54.98 l/s

Somme des longueurs des tronçons du réseau : 20107.36 m

Alors que Débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{54.98}{20107.36} = 0.00273432 \text{ L/s.ml}$$

VII.9.2.Débit en route :

On calcule le débit en route du tronçon (R_1) :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i = 0.00273432 * 280.98 = 0.76828923 \text{ L/s}$$

VII.9.3. Débit au nœud:

On calcule le débit nodal pour le nœud n° : 01

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri} = 0.5 * 0.76828923 = 0.384144615 \text{ L/s}$$

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (IV.2) suivant :

Tableau (VII.2) : Tableau des débits au nœud

Nœud	Tronçon	Longueur	Diamètre	S _{spécifique}	Q _{en route}	Q Nœud
0	0-1	280.98	500	0.00273432	0.76828923	0.384144615
1	1-55	179.3	110	0.00273432	0.49026358	0.720192545
	1-2	66.5	500	0.00273432	0.18183228	
	0-1	280.98	500	0.00273432	0.76828923	
2	1-2	66.5	500	0.00273432	0.18183228	0.3452079
	2-147	74.3	400	0.00273432	0.20315998	
	2-13	111.7	200	0.00273432	0.30542354	
3	147-3	82.8	400	0.00273432	0.2264017	0.37994744
	03-151	79	315	0.00273432	0.21601128	
	03-04	116.11	400	0.00273432	0.3174819	
	03-04	116.11	400	0.00273432	0.3174819	

4	04-05	55.08	400	0.00273432	0.15060635	0.299066255
	04-15	47.56	75	0.00273432	0.13004426	
5	04-05	55.08	400	0.00273432	0.15060635	0.32032559
	05-61	49.29	125	0.00273432	0.13477463	
	5-50	30.32	50	0.00273432	0.08290458	
	05-06	99.61	315	0.00273432	0.27236562	
6	05-06	99.61	315	0.00273432	0.27236562	0.399101345
	06-63	154.17	160	0.00273432	0.42155011	
	06-07	38.14	250	0.00273432	0.10428696	
7	06-07	38.14	250	0.00273432	0.10428696	0.213823825
	07-47	85.36	40	0.00273432	0.23340156	
	07-08	32.9	250	0.00273432	0.08995913	
8	07-08	32.9	250	0.00273432	0.08995913	0.148774355
	08-87	60.09	75	0.00273432	0.16430529	
	08-09	15.83	250	0.00273432	0.04328429	
9	08-09	15.83	250	0.00273432	0.04328429	0.571801
	09-90	136.49	75	0.00273432	0.37320734	
	09-10	265.92	250	0.00273432	0.72711037	
10	09-10	265.92	250	0.00273432	0.72711037	0.569053
	10-78	74.42	160	0.00273432	0.20348809	
	10-11	75.89	200	0.00273432	0.20750754	
11	10-11	75.89	200	0.00273432	0.20750754	0.42897379
	11-144	24.67	90	0.00273432	0.06745567	
	11-12	213.21	160	0.00273432	0.58298437	
12	145-12	169.23	90	0.00273432	0.46272897	1.10682539
	11-12	213.21	160	0.00273432	0.58298437	
	12-105	259.01	200	0.00273432	0.70821622	
	12-226	168.13	90	0.00273432	0.45972122	

Le reste des résultats des débits au nœud ce présente dans *l'annexe (IV)*.

VII.10. APPORT INFORMATIQUE

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et démultiplier sa puissance de travail essentiellement pour :

- Le calcul du fonctionnement hydraulique du réseau.
- La détermination des solutions optimales.
- Le logiciel utilisé dans notre calcul est le logiciel EPANET.

VII.10.1. PRESENTATION DU LOGICIEL EPANET : [21]

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est défini sous EPANET comme un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes bâches et

réservoirs. Le logiciel calcul le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation, le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

VII.10.2. LES ETAPES D'UTILISATION DU LOGICIEL EPANET

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

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.10.2.1 Première étape :

Consiste à représenter le tracé de notre réseau que nous avons dessiné au préalable sur le plan de masse à l'aide du logiciel d'Auto-CAD, ensuite l'exporter à partir de ce dernier sous forme d'un métafichier (*.wmf), et enfin l'enregistrer.

VII.10.2.2. Deuxième étape :

Consiste à ouvrir EPANET et d'importer le métafichier, en l'insérant comme fond d'écran, ensuite reproduire le réseau sur EPANET en suivant l'allure de ce dernier qui a été inséré comme fond d'écran.

VII.10.2.3. Troisième étape :

Dans cette étape, on commence à introduire les propriétés de notre réseau :

➤ Au niveau des nœuds :

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- La cote du nœud par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau (débit au nœud).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.

➤ **Au niveau des réservoirs :**

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- Latitude du radier.
- Le diamètre.
- Le niveau maximal, initial et minimal.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge (altitude de l'eau).
- La pression (niveau de l'eau).

➤ **Au niveau des arcs (tuyaux) :**

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- Le débit.
- La vitesse d'écoulement.
- La perte de charge.
- La vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau).

VII.10.2.4. Modélisation et simulation du réseau :

A l'aide du logiciel EPANET, on peut modéliser un système de distribution d'eau suivant les étapes présente :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.

- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1.5 m/s.

VII.11.FORMULE DES PERTES DE CHARGES UTILISEES

VII.11.1 PERTES DE CHARGES LINEAIRES

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy-Weisbach :

$$J_L = \frac{\lambda * L * V^2}{2 * g * D}$$

Avec :

J_L : Perte de charge linéaire (m/m).

D : Diamètre de la conduite (m).

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

L : Longueur de la conduite (m).

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

VII.11.2. PERTES DE CHARGES TOTALES

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

$$J_T = J_L + J_S$$

Avec :

J_S : Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD.

VII.11.3 RESULTATS DE LASIMULATION DU RESEAU AVEC EPANET :

Après avoir introduire les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres conduits, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les résultats de simulation des arcs (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau et la figure suivant :

Tableau (VII.3) : Tableau des pertes de charges.

N° Tuyau	LONGEUR(m)	D _{int}	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge Unitaire (m/km)
Tuyau 1	92.95	16	0.13	0.63	39.61
Tuyau 2	47.1	16	0.06	0.32	12.25
Tuyau 3	69.97	16	0.1	0.48	24.47
Tuyau 4	30.32	35.2	0.85	0.88	26.05
Tuyau 5	36.65	16	0.05	0.25	8.03
Tuyau 6	66.9	35.2	0.37	0.38	5.99
Tuyau 7	92.45	16	0.13	0.63	39.07
Tuyau 8	28.41	16	0.04	0.19	4.02
Tuyau 9	158.1	16	0.22	1.07	99.65
Tuyau 10	79	16	0.11	0.54	29.95
Tuyau 11	200.4	16	0.27	1.36	151.15
Tuyau 12	110.2	16	0.15	0.75	53.44
Tuyau 13	162.1	16	0.22	1.1	104.54
Tuyau 14	73.98	16	0.1	0.5	26.69
Tuyau 15	33.58	16	0.05	0.23	6.56
Tuyau 16	43.81	16	0.06	0.3	10.98
Tuyau 17	110.77	16	0.15	0.75	53.44
Tuyau 18	91.41	16	0.12	0.62	38.53
Tuyau 19	137.4	16	0.19	0.94	78.21
Tuyau 20	91.34	16	0.12	0.62	38.53
Tuyau 21	67.04	16	0.09	0.46	22.74
Tuyau 22	59.18	16	0.08	0.4	18.29
Tuyau 23	75.13	16	0.1	0.51	27.61
Tuyau 24	50.81	16	0.07	0.34	13.92
Tuyau 25	136.4	16	0.19	0.93	77.49
Tuyau 26	97.8	16	0.13	0.67	43.45
Tuyau 27	76.82	16	0.1	0.52	28.54
Tuyau 28	56.06	16	0.08	0.38	16.78
Tuyau 29	143.1	16	0.2	0.97	84.11
Tuyau 30	121.67	16	0.17	0.83	62.99
Tuyau 31	23.81	16	0.03	0.16	2.52
Tuyau 32	47.45	16	0.06	0.32	12.57
Tuyau 33	111.15	16	0.15	0.76	54.05
Tuyau 34	77.88	16	0.11	0.53	29.48
Tuyau 35	180.84	16	0.25	1.23	126

Le reste de résultats de simulation sont présenté dans *l'annexe (V)*.

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds, qui sont représentés dans le tableau (VII.4) et la figure (VII.5) ci-dessous :

Tableau (VII.4) : Tableau des pressions et des charges au niveau des nœuds

N° Nœud	Altitude(m)	Demande base (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Nœud 2	95.87	0.72	110.41	14.54
Nœud 3	85.1	0.21	109.5	24.4
Nœud 4	83.58	0.168	109.42	25.84
Nœud 5	87.11	0.127	105.74	18.63
Nœud 6	80.14	0.142	109.05	28.91
Nœud 7	82	0.064	108.47	26.47
Nœud 8	72.06	0.42	108.43	36.37
Nœud 9	78.81	0.096	106.72	27.91
Nœud 10	96.83	0.345	110.27	13.44
Nœud 11	82.21	0.149	102.07	19.86
Nœud 12	80.93	0.14	104.22	23.29
Nœud 13	82.47	0.3	109.43	26.96
Nœud 14	72.82	0.4	107.96	35.14
Nœud 15	79.22	0.298	107.45	28.23
Nœud 16	88.12	0.529	107.32	19.2
Nœud 17	78.6	0.32	108.86	30.26
Nœud 18	83.39	0.334	107.16	23.77
Nœud 19	77.51	0.224	108.07	30.56
Nœud 20	76.95	0.337	107.12	30.17
Nœud 21	78.98	0.1	106.15	27.17
Nœud 22	70.36	0.072	106.46	36.1
Nœud 23	72.7	0.05	94.16	21.46
Nœud 25	70.27	0.429	94.46	24.19
Nœud 26	83.89	0.525	109.02	25.13
Nœud 27	70.03	0.212	106.43	36.4
Nœud 28	69.53	0.037	106.34	36.81
Nœud 29	55.4	0.429	103.04	47.64
Nœud 30	59.2	0.569	103.86	44.66
Nœud 31	63.3	0.393	101.47	38.17
Nœud 32	65.15	0.292	101.07	35.92
Nœud 33	90.09	0.38	109.85	19.76
Nœud 34	57.15	0.255	72.61	15.46
Nœud 35	91.8	0.626	107.75	15.95

Le reste des résultats de la simulation sont présentés dans *l'annexe (VI)*.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable du village Beni Metrane. La détermination des paramètres hydrauliques comme le débit, le diamètre et la pression ont été réalisés à l'aide du logiciel EPANET. Les vitesses sont acceptables ainsi que la pression aux points les plus bas pour assurer l'alimentation de l'eau aux toute la population.

Chapitre N°08 :
Pose de conduite

VIII.1. INTRODUCTION

Une canalisation a pour rôle de transporter un débit souhaiter en résistant aux éventuelles comme : la surpression, la dépression, le poids de l'eau, celui du terrain ainsi que les charges roulantes.

VIII.2. POSE DES CONDUITES

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite. [26]

VIII.2.1. EXECUTION ET AMENAGEMENT DE LA TRACHEE

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur.
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol.
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite.

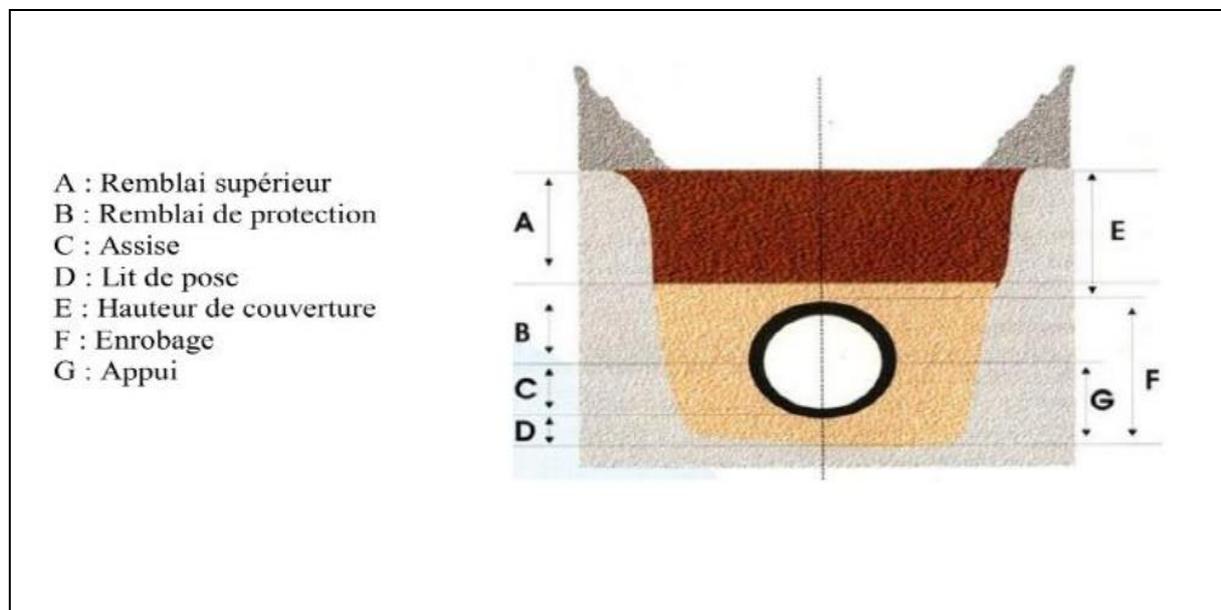


Figure (VIII.1) : Pose de la conduite dans le tranché.

- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.

- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm.
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion. [26]

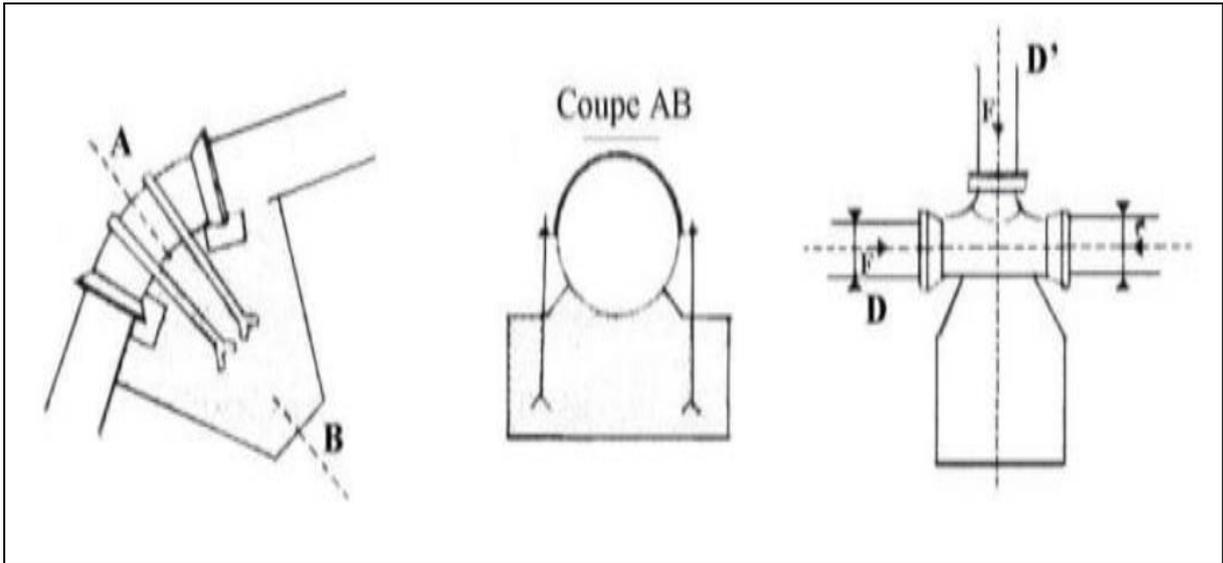
Tableau (VIII.1) : Les différents matériaux lors de l'exécution de tranchée.

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

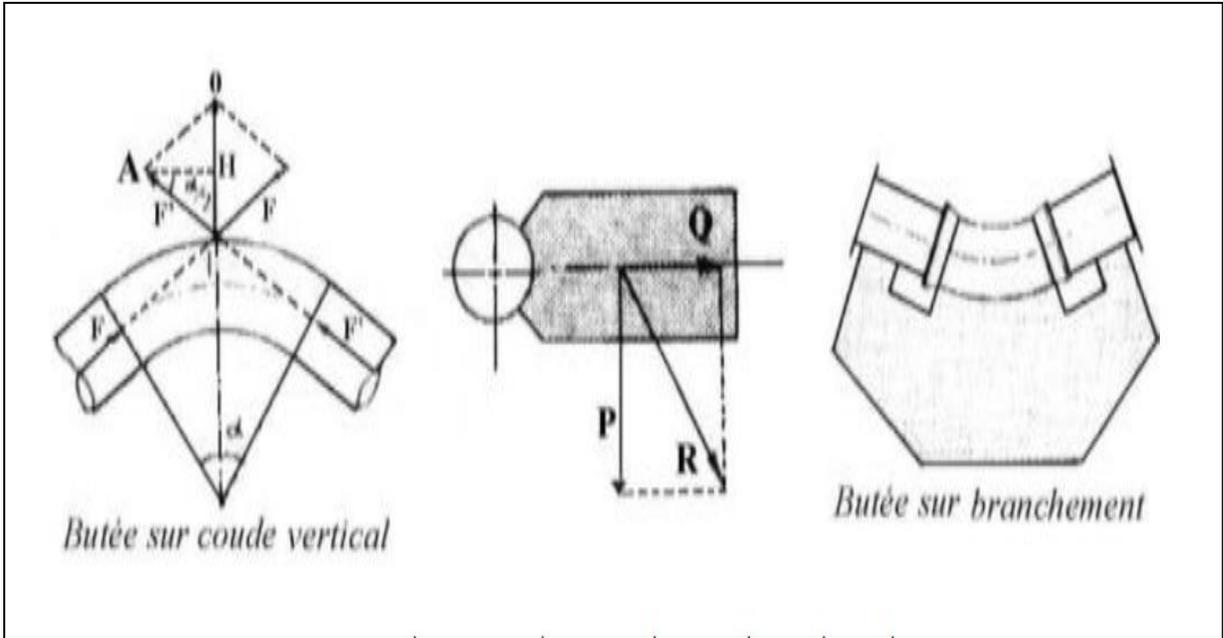
VIII.2.2. STABILISATION DES CONDUITES

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton.

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône. [26]



Figure(VII.2): Butée sur coude horizontal.



Figure(VIII.3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.

VIII.2.3. TRAVAUX SPESIAUX

VIII.2.3.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. [26]

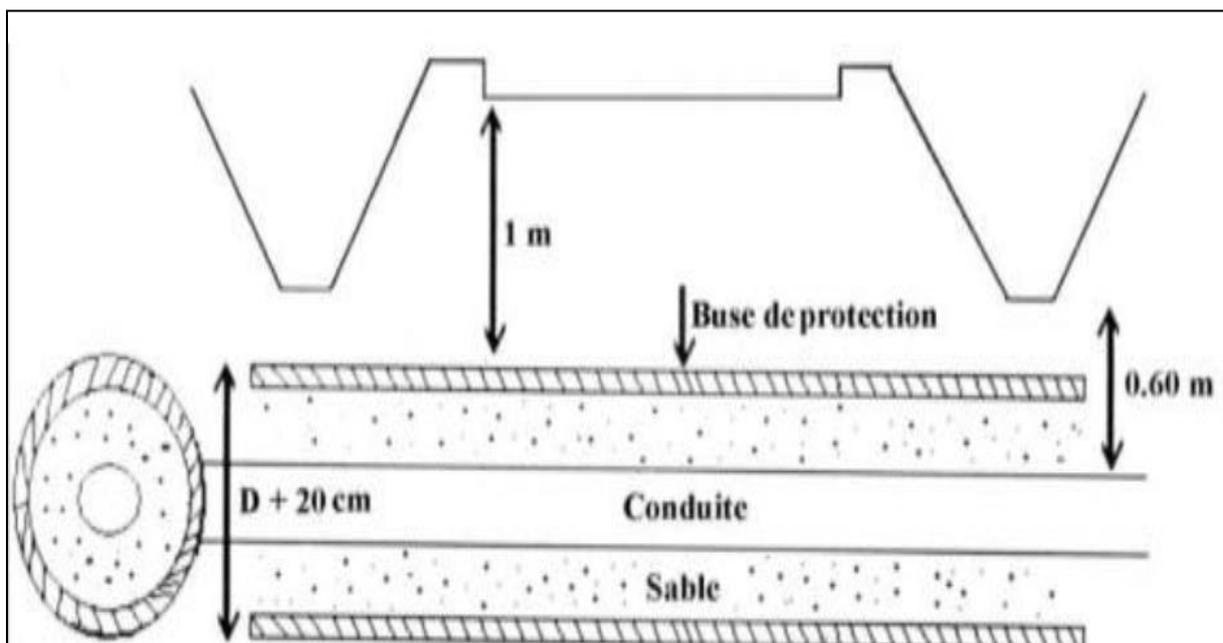


Figure (VIII.4) : Protection spéciale pour la traversée de route.

VIII.2.3.2. Traversée d'oueds

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvrement, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées :

- Approfondissement du lit par érosion.
- Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier. [26]

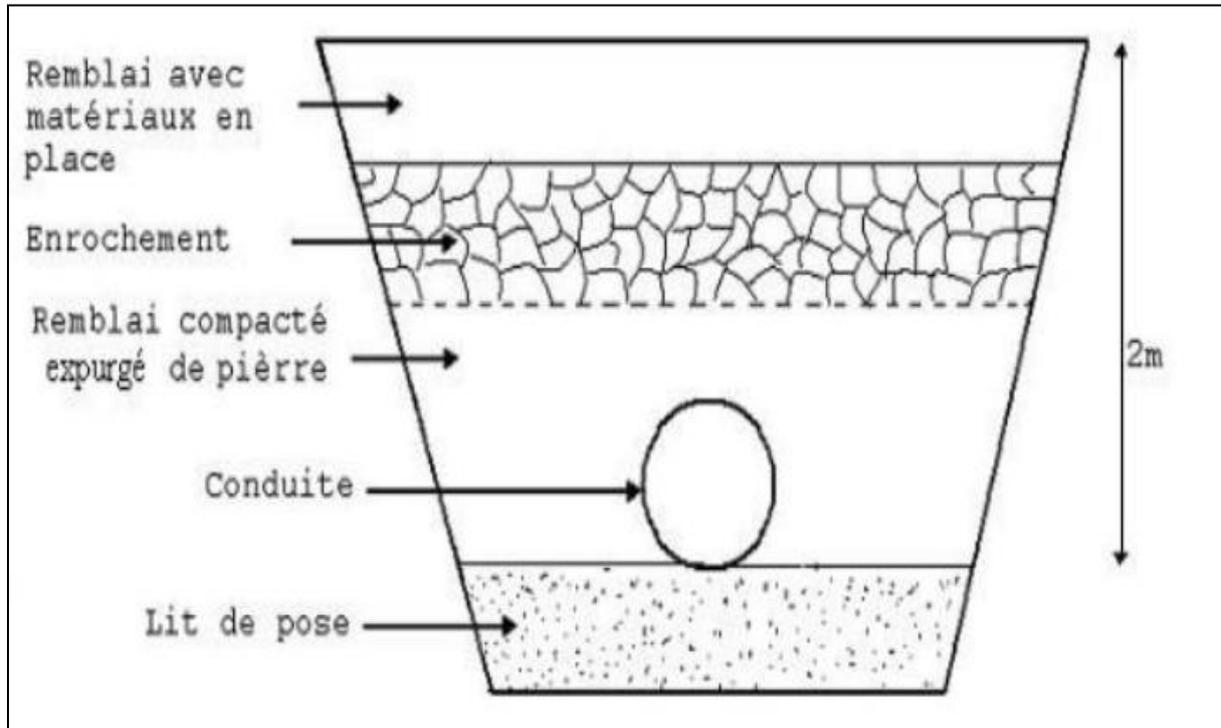


Figure (VIII.5) : Transvasé d'oued.

VIII.2.3.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un. [26]

VII.2.3.4. Mise en eau et épreuve

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa. La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la « Pression Maximale de fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs ».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 Mpa à l'aide d'une vanne de purge. L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur. [26]

WIII.2.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

CONCLUSION

Dans ce présent chapitre, nous avons présenté les normes, les techniques et les ouvrages concernant la pose de la conduite et les moyens de sa protection afin qu'elle puisse résister pour longtemps. Toute fois nous devons passer aussi par des étapes purement hydrauliques qui sont les essais de pressions avant le remblaiement de la tranché.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Au cours de ce travail, nous avons proposé une étude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de village Beni Metrane commune de Taher, willaya de Jijel.

Le projet de fin d'étude concernant l'AEP de village Beni Metrane est réalisé à l'horizon 2050 où la population atteindra habitants.

Après estimation des besoins futurs, nous avons constaté que la consommation moyenne journalière : $Q_{moy j} = 1963.8 \text{ m}^3/\text{j}$ Soit 22.72 l/s. Vu le nombre de la population 9100 habitants à l'horizon de 2050.

La consommation maximale journalière : $Q_{max j} = 2827.9 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 32.73 l/s.

La consommation moyenne horaire : $Q_{moy h} = 117.8291 \text{ m}^3/\text{h}$.

La consommation maximale horaire : $Q_{max h} = 197.953 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 54,98 l/s.

Les calculs nous a conduits à projeter un réservoir de volume de 500m^3 .

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi le diamètre le plus économique $D= 200 \text{ mm}$ avec une vitesse acceptable. La nature de la conduite est en PEHD.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du catalogue CAPRARI on a opté une pompe émergée de type E9S50-6/4A + MCH635.

Dans le but de protéger la conduite de refoulement du phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos, les résultats de calcul ont montré que notre installation n'a pas besoin d'un anti-bélier.

Lors de l'étude du réseau de distribution, le réseau mixte est pris comme mode de distribution avec des conduites en PEHD. Il est simulé à l'aide du logiciel EPANET.

Nous avons achevé notre travail par un chapitre englobant les moyens de pose et de protection de la conduite.

Ce travail nous a permis de contribuer à l'étude des projets d'adduction et de distribution d'eau potable; ce travail servira aussi comme guide aux futurs étudiants de la même spécialité.

Bibliographie

- [1] Service technique de l'APC de Taher Wilaya de Jijel, données sur la situation géographique de la région de Beni Matrane.
- [2] https://planificateur.a-contresens.net/afrique/algerie/wilaya_de_jijel/taher/2501547.html
- [3] : **BOUGASSA .ABDELHAFID** : Le foncier urbain dans la petite région de Taher ; Disponibilité, Mobilisation et Contentieux
- [4]: <https://fr-fr.topographic-map.com/maps/dw01/Taher/>.
- [5] **AHSENE L.** : Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2015.
- [6] **BENARIBA M.** : Alimentation en eau potable de la ville de CHEbli (W. Blida), Mémoire de Fin d'Etude, Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, 2012-2013.
- [7] **OULBANI Kh., GHERBI H.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ouled Sidi Brahim (W. Bordj Bou Arreridj), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2018.
- [8] **ALILECHE D., DERDAR N.** : Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ait Bouaddou (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2016.
- [9] **BENDAHMANE.I et OUBELGHA.N** : <<Renforcement de l'AEP de Ouadhais et Taguemount EL Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi Ouzou) >> Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia 2007.
- [10]-**H.AYA, Alimentation en eau potable, 2009.** <http://www.scribd.com/doc/35885451/Aliment-at-Ion-en-Eau-Potable>
- [11]-**cours en ligne hydraulique urbaine** <http://www.scribd.com/doc/40106751/cours-hydraulique-hurbain>
- [12] <https://docplayer.fr/14227721-Differents-types-de-pompes.html>
- [13] **KACET, A. et NAIT OUSLIMANE, S.** : Etude de renforcement du réseau d'AEP de centre Bourached et ses environs, Wilaya d'Ain Defla. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.
- [14] **BENRADOUANE, N. et BEZAID,Y.** : Mémoire de fin d'étude. Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), master université Abderrahmane Mira, Algérie 72 page juin 2015.
- [15] Google Earth

Bibliographie

- [16] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N. :** "Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, wilaya de Tizi Ouzou". Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2007.
- [17] **HAMDAOUI, H. et MERZOUGUI, K. :** " Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Sedouk à partir du transfert Akbou—Bejaia à partir du barrage Tchi-Haf ". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2010.
- [18] **REMINE HAYAT. :** "Renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de la daïra de chemini (bejaia)". Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2015.
- [19] **DUPONT, A. :**"Hydraulique urbaine", Tome II : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris 216, 1979. Chapitre des pompes : docplayer France. Types différents des pompes
- [20] **LEZOUL, B. et CHEKAOU, L. :** Etude d'ape des six communes sud de la wilaya de Bejaïa et distribution du chef-lieu de Tazmalt, Wilaya Bejaïa, Mémoire de Fin d'Etude, Master ; Université A-Mira Béjaia. 102 pages, 2015.
- [21] **Manuel d'utilisation du logiciel Epanet**, fournit avec le CD d'installation.
- [22]-**Cherfawi Ismail**, MFE, coup de bélier, ENSH, 2003
- [23]-**M. ESCAND. L** " Hydraulique générale", Tome II Edition, paris 1971.
- [24]-**M. MEUNIER** "Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau, Paris 1980.
- [25]-**Mahmoud Moussa**, Alimentation en eau potable, Tunisie, 2002
<http://www.lmhe-enit.com/assets/Poly-Alimentation-en-Eau%20Potable%20-Moussa%20-%202002.pdf?PHPSESSID=f9842f9cc68528dc9c95f37049ba9b38>
- [26] : **Catalogue PAM Adduction d'eau** : « canalisation pour l'eau potable et l'irrigation, tuyaux et raccordement ». Saint-Gobain 2010.

Annexe

Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($k_{\max h}$)											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5
0 - 1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
2 - 3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2
3 - 4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	2
4 - 5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5
5 - 6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,5
6 - 7	4	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5
7 - 8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,1	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2
8 - 9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8
9 - 10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5
10 - 11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,1
11 - 12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1
12 - 13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	3,5
13 - 14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,5
14 - 15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7
15 - 16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2
16 - 17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4
17 - 18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4
18 - 19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,85	5	6,5	6,3	6,2	6	7,3
19 - 20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6
20 - 21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6
21 - 22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1
22 - 23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6
23 - 24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6

Annexe

Annexe (II) : Prix des conduites de PEHD

mob:0561,72,03,14		gamme de prix			2017/2018	
TUBE	DN	EP	RESINE	PRESSION	PRIX R HT	
PEHD	20	2	PE80	10 Bars	36,074	
PEHD	25	2	PE80	10 Bars	46,682	
PEHD	32	2	PE100	10 Bars	53,448	
PEHD	40	2,4	PE100	10 Bars	79,186	
PEHD	50	3	PE100	10 Bars	122,2215	
PEHD	63	3,8	PE100	10 Bars	187,8755	
PEHD	75	4,5	PE100	10 Bars	264,7495	
PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	350,4592	
PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	518,8828	
PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	655,5589	
PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1090,397	
PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1704,1565	
PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2586,992	
PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4165,969	
PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6654,1995	
PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10503,161	
PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	16981,0776	
PEHD	710	42,1	PE 100	10 Bars	21590,2245	
PEHD	800	47,4	PE 100	10 Bars	27412,3167	
PEHD	20	2	PE80	16 Bars	31,484	
PEHD	25	2,3	PE100	16 Bars	44,948	
PEHD	32	3	PE100	16 Bars	74,2475	
PEHD	40	3,7	PE100	16 Bars	114,7755	
PEHD	50	4,6	PE100	16 Bars	174,0715	
PEHD	63	5,8	PE100	16 Bars	273,411	
PEHD	75	6,8	PE100	16 Bars	385,1945	
PEHD	90	8,2	PE100	16 Bars	519,078	
PEHD	110	10	PE100	16 Bars	760,6565	
PEHD	125	11,4	PE100	16 Bars	988,856	
PEHD	160	14,6	PE100	16 Bars	1586,2728	
PEHD	200	18,2	PE100	16 Bars	2438,1831	
PEHD	250	22,7	PE100	16 Bars	3755,026	
PEHD	315	28,6	PE100	16 Bars	6023,4048	
PEHD	400	36,3	PE100	16 Bars	9606,5172	
PEHD	500	45,4	PE100	16 Bars	15169,9183	
PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	24618,1675	
PEHD	710		PE100	16 Bars	34833,517	
PEHD	800		PE100	16 Bars	44237,244	
PEHD	20	2,3	PE100	20 Bars	34,544	
PEHD	25	3	PE100	20 Bars	55,063	
PEHD	32	3,6	PE100	20 Bars	85,187	
PEHD	40	4,5	PE100	20 Bars	132,9825	
PEHD	50	5,6	PE100	20 Bars	205,9635	
PEHD	63	7,1	PE100	20 Bars	328,814	
PEHD	75	8,4	PE100	20 Bars	462,3235	
PEHD	90	10,1	PE100	20 Bars	634,3295	
PEHD	110	12,3	PE100	20 Bars	906,141	
PEHD	125	14	PE100	20 Bars	1150,6978	
PEHD	160	17,9	PE100	20 Bars	1871,3384	
PEHD	200	22,4	PE100	20 Bars	2929,0564	
PEHD	250	27,9	PE100	20 Bars	4683,1008	
PEHD	315	35,2	PE100	20 Bars	7393,6548	
PEHD	400	44,7	PE100	20 Bars	11617,9582	
PEHD	500	55,8	PE100	20 Bars	18121,2406	
PEHD	630	70,3	PE100	20 Bars	29 200,00	

↗
 ↘
 ↗
 ↘
 ↗
 ↘

+10%

Annexe

Annexe (III) : Les caractéristiques de la pompe E9S50-6/4A + MCH635.

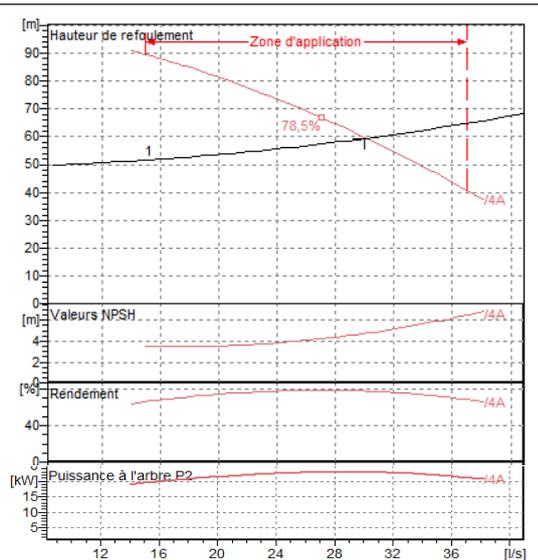
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E9S50-6/4A + MCH635	
Caractéristiques requises	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	59,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	30,1 l/s
Hauteur de refoulement	59,4 m
Puissance absorbée	23 kW
Rendement	77,6%
Hauteur manométrique H(C=0)	104 m
Onf. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	55 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	190 kg

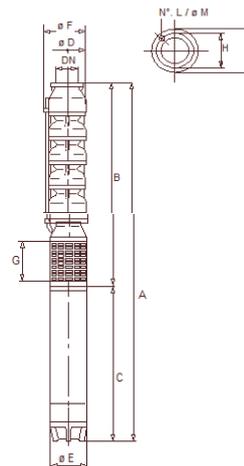
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2243
B = 968
C = 1275
D = 188
DN = 125
E = 143
F = 202
G = 160
H = 167
I = 190
L = 6
M = 13,5



Annexe

Annexe (IV) : Les résultats des débits au nœud.

Nœud	Tronçon	Longueur	Diamètre	S _{spécifique}	Q _{en route}	Q Nœud
0	0-1	280.98	500	0.00273432	0.76828923	0.384144615
1	1-55	179.3	110	0.00273432	0.49026358	0.720192545
	1-2	66.5	500	0.00273432	0.18183228	
	0-1	280.98	500	0.00273432	0.76828923	
2	1-2	66.5	500	0.00273432	0.18183228	0.3452079
	2-147	74.3	400	0.00273432	0.20315998	
	2-13	111.7	200	0.00273432	0.30542354	
3	147-3	82.8	400	0.00273432	0.2264017	0.37994744
	03-151	79	315	0.00273432	0.21601128	
	03-04	116.11	400	0.00273432	0.3174819	
4	03-04	116.11	400	0.00273432	0.3174819	0.299066255
	04-05	55.08	400	0.00273432	0.15060635	
	04-15	47.56	75	0.00273432	0.13004426	
5	04-05	55.08	400	0.00273432	0.15060635	0.32032559
	05-61	49.29	125	0.00273432	0.13477463	
	5-50	30.32	50	0.00273432	0.08290458	
	05-06	99.61	315	0.00273432	0.27236562	
6	05-06	99.61	315	0.00273432	0.27236562	0.399101345
	06-63	154.17	160	0.00273432	0.42155011	
	06-07	38.14	250	0.00273432	0.10428696	
7	06-07	38.14	250	0.00273432	0.10428696	0.213823825
	07-47	85.36	40	0.00273432	0.23340156	
	07-08	32.9	250	0.00273432	0.08995913	
8	07-08	32.9	250	0.00273432	0.08995913	0.148774355
	08-87	60.09	75	0.00273432	0.16430529	
	08-09	15.83	250	0.00273432	0.04328429	
9	08-09	15.83	250	0.00273432	0.04328429	0.571801
	09-90	136.49	75	0.00273432	0.37320734	
	09-10	265.92	250	0.00273432	0.72711037	
10	09-10	265.92	250	0.00273432	0.72711037	0.569053
	10-78	74.42	160	0.00273432	0.20348809	
	10-11	75.89	200	0.00273432	0.20750754	
11	10-11	75.89	200	0.00273432	0.20750754	0.42897379
	11-144	24.67	90	0.00273432	0.06745567	
	11-12	213.21	160	0.00273432	0.58298437	
12	145-12	169.23	90	0.00273432	0.46272897	1.10682539
	11-12	213.21	160	0.00273432	0.58298437	
	12-105	259.01	200	0.00273432	0.70821622	
	12-226	168.13	90	0.00273432	0.45972122	
13	2-13	111.7	200	0.00273432	0.30542354	0.242534185
	13-45	28.4	40	0.00273432	0.07765469	
	13-14	37.3	200	0.00273432	0.10199014	
14	13-14	37.3	200	0.00273432	0.10199014	0.20991375
	14-154	108.8	50	0.00273432	0.29749402	

Annexe

	14-143	7.44	200	0.00273432	0.02034334	
15	04-15	47.56	75	0.00273432	0.13004426	0.5253449
	15-153	102.29	40	0.00273432	0.27969359	
	15-46	234.41	63	0.00273432	0.64095195	
16	143-16	22.5	200	0.00273432	0.0615222	0.205374775
	16-43	109.3	50	0.00273432	0.29886118	
	16-17	18.42	200	0.00273432	0.05036617	
17	16-17	18.42	200	0.00273432	0.05036617	0.14221198
	17-42	47.1	40	0.00273432	0.12878647	
	17-18	38.5	200	0.00273432	0.10527132	
18	17-18	38.5	200	0.00273432	0.10527132	0.41996421
	18-41	70	40	0.00273432	0.1914024	
	18-155	115.68	50	0.00273432	0.31630614	
	18-19	83	160	0.00273432	0.22694856	
19	18-19	83	160	0.00273432	0.22694856	0.224515015
	19-40	43.8	40	0.00273432	0.11976322	
	19-20	37.42	160	0.00273432	0.10231825	
20	19-20	37.42	160	0.00273432	0.10231825	0.43431939
	20-39	33.58	40	0.00273432	0.09181847	
	20-21	246.68	160	0.00273432	0.67450206	
21	20-21	246.68	160	0.00273432	0.67450206	0.540930525
	21-38	110.2	50	0.00273432	0.30132206	
	21-22	38.78	160	0.00273432	0.10603693	
22	21-22	38.78	160	0.00273432	0.10603693	0.499902055
	22-37	73.98	40	0.00273432	0.20228499	
	22-36	162.09	63	0.00273432	0.44320593	
	22-23	90.8	160	0.00273432	0.24827626	
23	22-23	90.8	160	0.00273432	0.24827626	0.47335181
	23-35	200.4	63	0.00273432	0.54795773	
	23-24	42.1	125	0.00273432	0.11511487	
24	23-24	42.1	125	0.00273432	0.11511487	0.24079789
	24-34	79	40	0.00273432	0.21601128	
	24-25	55.03	110	0.00273432	0.15046963	
25	24-25	55.03	110	0.00273432	0.15046963	0.435795925
	25-33	158.11	63	0.00273432	0.43232334	
	25-26	105.62	90	0.00273432	0.28879888	
26	25-26	105.62	90	0.00273432	0.28879888	0.318179145
	26-32	85.73	40	0.00273432	0.23441325	
	26-132	41.38	90	0.00273432	0.11314616	
27	132-27	142.13	75	0.00273432	0.3886289	0.322212265
	27-31	60.6	40	0.00273432	0.16569979	
	27-28	32.95	50	0.00273432	0.09009584	
28	27-28	32.95	50	0.00273432	0.09009584	0.2018475
	28-30	52.59	40	0.00273432	0.14379789	
	28-29	62.1	40	0.00273432	0.16980127	
29	28-29	62.1	40	0.00273432	0.16980127	0.084900635

Annexe

30	28-30	52.59	40	0.00273432	0.14379789	0.071898945
31	27-31	60.6	40	0.00273432	0.16569979	0.082849895
32	26-32	85.73	40	0.00273432	0.23441325	0.117206625
33	25-33	158.11	63	0.00273432	0.43232334	0.21616167
34	24-34	79	40	0.00273432	0.21601128	0.10800564
35	23-35	200.4	63	0.00273432	0.54795773	0.273978865
36	22-36	162.09	63	0.00273432	0.44320593	0.221602965
37	22-37	73.98	40	0.00273432	0.20228499	0.101142495
38	21-38	110.2	50	0.00273432	0.30132206	0.15066103
39	20-39	33.58	40	0.00273432	0.09181847	0.045909235
40	19-40	43.8	40	0.00273432	0.11976322	0.05988161
41	18-41	70	40	0.00273432	0.1914024	0.0957012
42	17-42	47.1	40	0.00273432	0.12878647	0.064393235
43	16-43	109.3	50	0.00273432	0.29886118	0.14943059
44	143-44	92.9	40	0.00273432	0.25401833	0.127009165
45	13-45	28.4	40	0.00273432	0.07765469	0.038827345
46	15-46	234.41	63	0.00273432	0.64095195	0.428823405
	46-49	36.65	40	0.00273432	0.10021283	
	46-47	42.6	40	0.00273432	0.11648203	
47	46-47	42.6	40	0.00273432	0.11648203	0.211581685
	07-47	85.36	40	0.00273432	0.23340156	
	47-48	26.8	40	0.00273432	0.07327978	
48	47-48	26.8	40	0.00273432	0.07327978	0.03663989
49	46-49	36.65	40	0.00273432	0.10021283	0.050106415
50	5-50	30.32	50	0.00273432	0.08290458	0.22388612
	50-54	73.21	40	0.00273432	0.20017957	
	50-51	60.23	50	0.00273432	0.16468809	
51	50-51	60.23	50	0.00273432	0.16468809	0.30591572
	51-52	110.77	40	0.00273432	0.30288063	
	51-53	52.76	40	0.00273432	0.14426272	
52	51-52	110.77	40	0.00273432	0.30288063	0.151440315
53	51-53	52.76	40	0.00273432	0.14426272	0.07213136
54	50-54	73.21	40	0.00273432	0.20017957	0.100089785
55	1-55	179.3	110	0.00273432	0.49026358	0.62670614
	55-59	92.4	50	0.00273432	0.25265117	
	55-58	186.7	63	0.00273432	0.51049754	
58	55-58	186.7	63	0.00273432	0.51049754	0.25524877
59	55-59	92.4	50	0.00273432	0.25265117	0.12632558
60	61-60	51.6	110	0.00273432	0.14109091	0.32569852
	60-62	95.22	315	0.00273432	0.26036195	
	62-65	91.41	63	0.00273432	0.24994419	
61	05-61	49.29	125	0.00273432	0.13477463	0.20735715
	61-64	50.78	40	0.00273432	0.13884877	
	61-60	51.6	110	0.00273432	0.14109091	
62	60-62	95.22	315	0.00273432	0.26036195	0.36664497
	62-65	91.41	63	0.00273432	0.24994419	
	62-63	81.55	315	0.00273432	0.2229838	
	62-63	81.55	315	0.00273432	0.2229838	

Annexe

63	63-66	36.62	110	0.00273432	0.1001308	0.29774011
	05-06	99.61	315	0.00273432	0.27236562	
	06-63	154.17	160	0.00273432	0.42155011	
64	61-64	50.78	40	0.00273432	0.13884877	0.06942438
65	62-65	91.41	63	0.00273432	0.24994419	0.12497209
66	63-66	36.62	110	0.00273432	0.1001308	0.33413390
	66-70	137.41	75	0.00273432	0.37572291	
	66-67	70.37	75	0.00273432	0.1924141	
67	66-67	70.37	75	0.00273432	0.1924141	0.0962070
	67-69	42.72	40	0.00273432	0.11681015	
	67-68	91.34	63	0.00273432	0.24975279	
68	67-68	91.34	63	0.00273432	0.24975279	0.12487939
69	67-69	42.72	40	0.00273432	0.11681015	0.05840507
70	66-70	137.41	75	0.00273432	0.37572291	0.18786145
71	63-71	113.77	315	0.00273432	0.31108359	0.33651276
	71-86	59.18	50	0.00273432	0.16181706	
	71-72	73.19	315	0.00273432	0.20012488	
72	71-72	73.19	315	0.00273432	0.20012488	0.28264666
	72-83	48.9	63	0.00273432	0.13370825	
	72-73	84.65	315	0.00273432	0.23146019	
73	72-73	84.65	315	0.00273432	0.23146019	0.30446653
	73-82	97.8	63	0.00273432	0.2674165	
	73-74	40.25	315	0.00273432	0.11005638	
74	73-74	40.25	315	0.00273432	0.11005638	0.28231854
	74-75	32.2	90	0.00273432	0.0880451	
	74-92	134.05	250	0.00273432	0.3665356	
75	74-75	32.2	90	0.00273432	0.0880451	0.40076928
	75-81	143.01	75	0.00273432	0.3910351	
	75-76	117.93	40	0.00273432	0.32245836	
76	75-76	117.93	40	0.00273432	0.32245836	0.55607866
	77-76	70.11	125	0.00273432	0.19170318	
	76-145	218.7	125	0.00273432	0.59799578	
77	77-76	70.11	125	0.00273432	0.19170318	0.29233982
	78-77	66.9	160	0.00273432	0.18292601	
	77-80	76.82	50	0.00273432	0.21005046	
78	78-77	66.9	160	0.00273432	0.18292601	0.39271671
	78-79	145.93	75	0.00273432	0.39901932	
	10-78	74.42	160	0.00273432	0.20348809	
79	78-79	145.93	75	0.00273432	0.39901932	0.19950966
80	77-80	76.82	50	0.00273432	0.21005046	0.10502523
81	75-81	143.01	75	0.00273432	0.3910351	0.19551755
82	73-82	97.8	63	0.00273432	0.2674165	0.13370825
83	72-83	48.9	63	0.00273432	0.13370825	0.23301875
	83-85	54.5	40	0.00273432	0.14902044	
	83-84	67.04	50	0.00273432	0.18330881	
84	83-84	67.04	50	0.00273432	0.18330881	0.09165440

Annexe

85	83-85	54.5	40	0.00273432	0.14902044	0.07451022
86	71-86	59.18	50	0.00273432	0.16181706	0.08090853
87	08-87	60.09	75	0.00273432	0.16430529	0.26804539
	87-88	75.13	50	0.00273432	0.20542946	
	87-89	60.84	40	0.00273432	0.16635603	
88	87-88	75.13	50	0.00273432	0.20542946	0.10271473
89	87-89	60.84	40	0.00273432	0.16635603	0.08317801
90	09-90	136.49	75	0.00273432	0.37320734	0.18660367
92	74-92	134.05	250	0.00273432	0.3665356	0.71125131
	92-153	121.67	63	0.00273432	0.33268471	
	92-125	142.85	250	0.00273432	0.39059761	
93	125-93	52.12	250	0.00273432	0.14251276	0.43734081
	93-106	133.58	90	0.00273432	0.36525047	
	93-94	134.19	250	0.00273432	0.3669184	
94	93-94	134.19	250	0.00273432	0.3669184	0.28678915
	94-109	37.14	40	0.00273432	0.10155264	
	94-95	38.44	250	0.00273432	0.10510726	
95	94-95	38.44	250	0.00273432	0.10510726	0.18068251
	95-112	23.81	40	0.00273432	0.06510416	
	95-96	69.91	250	0.00273432	0.19115631	
96	95-96	69.91	250	0.00273432	0.19115631	0.42932925
	96-113	169.01	50	0.00273432	0.46212742	
	96-97	75.11	200	0.00273432	0.20537478	
97	96-97	75.11	200	0.00273432	0.20537478	0.33793461
	97-116	111.15	40	0.00273432	0.30391967	
	97-98	60.92	200	0.00273432	0.16657477	
98	97-98	60.92	200	0.00273432	0.16657477	0.37680286
	98-117	77.88	40	0.00273432	0.21294884	
	98-99	136.81	200	0.00273432	0.37408232	
99	98-99	136.81	200	0.00273432	0.37408232	0.60286287
	99-131	197.85	50	0.00273432	0.54098521	
	99-100	106.3	200	0.00273432	0.29065822	
100	99-100	106.3	200	0.00273432	0.29065822	0.41460494
	100-118	22	160	0.00273432	0.06015504	
	100-119	25.93	160	0.00273432	0.07090092	
	100-101	149.03	40	0.00273432	0.40749571	
101	100-101	149.03	40	0.00273432	0.40749571	0.43008119
	101-120	98.42	75	0.00273432	0.26911177	
	101-102	67.13	75	0.00273432	0.1835549	
102	101-102	67.13	75	0.00273432	0.1835549	0.93058479
	102-103	357.2	125	0.00273432	0.9766991	
	102-127	94.09	40	0.00273432	0.25727217	
	102-201	162.25	125	0.00273432	0.44364342	
103	102-103	357.2	125	0.00273432	0.9766991	0.66115857
	103-128	75.7	40	0.00273432	0.20698802	
	103-104	50.7	125	0.00273432	0.13863002	

Annexe

104	103-104	50.7	125	0.00273432	0.13863002	0.64997520
	104-124	155.06	50	0.00273432	0.42398366	
	104-129	180.84	40	0.00273432	0.49447443	
	104-105	88.82	200	0.00273432	0.2428623	
105	104-105	88.82	200	0.00273432	0.2428623	0.55220959
	12-105	259.01	200	0.00273432	0.70821622	
	105-130	56.08	40	0.00273432	0.15334067	
106	93-106	133.58	90	0.00273432	0.36525047	0.33856350
	106-107	57.96	50	0.00273432	0.15848119	
	106-108	56.1	50	0.00273432	0.15339535	
107	106-107	57.96	50	0.00273432	0.15848119	0.07924059
108	106-108	56.1	50	0.00273432	0.15339535	0.07669767
109	94-109	37.14	40	0.00273432	0.10155264	0.15273911
	109-110	19	40	0.00273432	0.05195208	
	109-111	55.58	40	0.00273432	0.15197351	
110	109-110	19	40	0.00273432	0.05195208	0.02597604
111	109-111	55.58	40	0.00273432	0.15197351	0.07598675
112	95-112	23.81	40	0.00273432	0.06510416	0.03255208
113	96-113	169.01	50	0.00273432	0.46212742	0.53380762
	113-115	47.45	40	0.00273432	0.12974348	
	113-114	173.99	40	0.00273432	0.47574434	
114	113-114	173.99	40	0.00273432	0.47574434	0.23787217
115	113-115	47.45	40	0.00273432	0.12974348	0.06487174
116	97-116	111.15	40	0.00273432	0.30391967	0.15195983
117	98-117	77.88	40	0.00273432	0.21294884	0.10647442
118	100-118	22	160	0.00273432	0.06015504	0.03007752
119	100-119	25.93	160	0.00273432	0.07090092	0.03545046
120	120-101	98.42	75	0.00273432	0.26911177	0.87869205
	120-122	40.95	40	0.00273432	0.1119704	
	120-121	71.19	75	0.00273432	0.19465624	
121	120-121	71.19	75	0.00273432	0.19465624	0.39511700
	121-123	77.89	40	0.00273432	0.21297618	
	121-124	139.96	90	0.00273432	0.38269543	
122	120-122	40.95	40	0.00273432	0.1119704	0.05598520
123	121-123	77.89	40	0.00273432	0.21297618	0.10648809
124	121-124	139.96	90	0.00273432	0.38269543	0.98518917
	104-124	155.06	50	0.00273432	0.42398366	
	125-124	425.59	90	0.00273432	1.16369925	
125	125-124	425.59	90	0.00273432	1.16369925	0.84840481
	92-125	142.85	250	0.00273432	0.39059761	
	125-93	52.12	250	0.00273432	0.14251276	
127	102-127	94.09	40	0.00273432	0.25727217	0.12863608
128	103-128	75.7	40	0.00273432	0.20698802	0.10349401
129	104-129	180.84	40	0.00273432	0.49447443	0.24723721
130	105-130	56.08	40	0.00273432	0.15334067	0.07667033
131	99-131	197.85	75	0.00273432	0.54098521	0.27049260
132	26-132	41.38	90	0.00273432	0.11314616	0.32352474
	132-27	142.13	75	0.00273432	0.3886289	

Annexe

	132-133	171.45	50	0.00273432	0.46879916	
133	132-133	171.45	50	0.00273432	0.46879916	0.30568330
	133-134	52.14	50	0.00273432	0.14256744	
134	133-134	52.14	50	0.00273432	0.14256744	0.28245525
	134-135	154.46	50	0.00273432	0.42234307	
135	134-135	154.46	50	0.00273432	0.42234307	0.81871009
	135-136	444.38	50	0.00273432	1.21507712	
136	135-136	444.38	50	0.00273432	1.21507712	0.88422440
	136-137	202.38	50	0.00273432	0.55337168	
137	136-137	202.38	50	0.00273432	0.55337168	0.38463679
	137-138	78.96	50	0.00273432	0.21590191	
138	137-138	78.96	50	0.00273432	0.21590191	0.24632122
	138-139	101.21	50	0.00273432	0.27674053	
139	138-139	101.21	50	0.00273432	0.27674053	0.19339545
	139-140	40.25	50	0.00273432	0.11005638	
140	139-140	40.25	50	0.00273432	0.11005638	0.25561661
	140-141	112.76	40	0.00273432	0.30832192	
	140-142	33.96	40	0.00273432	0.09285751	
141	140-141	112.76	40	0.00273432	0.30832192	0.15416096
142	140-142	33.96	40	0.00273432	0.09285751	0.04642875
143	14-143	7.44	200	0.00273432	0.02034334	0.16794193
	143-44	92.9	40	0.00273432	0.25401833	
	143-16	22.5	200	0.00273432	0.0615222	
144	11-144	24.67	90	0.00273432	0.06745567	0.03372783
145	76-145	218.7	125	0.00273432	0.59799578	0.54397929
	145-146	9.96	75	0.00273432	0.02723383	
	145-12	169.23	90	0.00273432	0.46272897	
146	145-146	9.96	75	0.00273432	0.02723383	0.01361691
147	2-147	74.3	400	0.00273432	0.20315998	0.23856942
	147-148	17.4	50	0.00273432	0.04757717	
	147-3	82.8	400	0.00273432	0.2264017	
148	147-148	17.4	50	0.00273432	0.04757717	0.16118816
	148-149	36.3	40	0.00273432	0.09925582	
	148-150	64.2	40	0.00273432	0.17554334	
149	148-149	36.3	40	0.00273432	0.09925582	0.04962781
150	148-150	64.2	40	0.00273432	0.17554334	0.08777167
151	03-151	79	315	0.00273432	0.21601128	0.55849853
	151-152	89	50	0.00273432	0.24335448	
	151-60	240.51	315	0.00273432	0.6576313	
152	151-152	89	50	0.00273432	0.24335448	0.12167724
153	15-153	102.29	40	0.00273432	0.27969359	0.13984679
154	14-154	108.8	50	0.00273432	0.29749402	0.14874701
155	18-155	115.68	50	0.00273432	0.31630614	0.15811530
156	92-156	121.67	63	0.00273432	0.33268471	0.16634235
190	222-190	205.6	50	0.00273432	0.56217619	0.28108809
201	102-201	162.25	125	0.00273432	0.44364342	0.82828938
	201-221	70.99	40	0.00273432	0.19410938	
	201-202	394.55	125	0.00273432	1.07882596	

Annexe

202	201-202	394.55	125	0.00273432	1.07882596	0.04826993
	202-204	135.23	110	0.00273432	0.36976209	
	202-203	236.97	90	0.00273432	0.64795181	
203	202-203	236.97	90	0.00273432	0.64795181	0.38318760
	203-232	34.17	40	0.00273432	0.09343171	
	203-210	9.14	90	0.00273432	0.02499168	
204	202-204	135.23	110	0.00273432	0.36976209	0.98897620
	204-205	336.53	75	0.00273432	0.92018071	
	204-222	251.62	63	0.00273432	0.6880096	
205	204-205	336.53	75	0.00273432	0.92018071	0.89580425
	205-207	17.95	40	0.00273432	0.04908104	
	205-206	300.75	50	0.00273432	0.82234674	
206	205-206	300.75	50	0.00273432	0.82234674	0.14167879
207	205-207	17.95	40	0.00273432	0.04908104	0.14161879
	207-208	45.8	40	0.00273432	0.12523186	
	207-209	39.88	40	0.00273432	0.10904468	
208	207-208	45.8	40	0.00273432	0.12523186	0.06261593
209	207-209	39.88	40	0.00273432	0.10904468	0.05452234
210	203-210	9.14	90	0.00273432	0.02499168	0.39196476
	210-215	34.85	63	0.00273432	0.09529105	
	210-211	198.72	63	0.00273432	0.54336407	
211	210-211	198.72	63	0.00273432	0.54336407	0.60837252
	211-212	149.35	50	0.00273432	0.40837069	
	211-214	96.92	40	0.00273432	0.26501029	
212	211-212	149.35	50	0.00273432	0.40837069	0.37359014
	212-213	87.89	40	0.00273432	0.24031938	
	212-220	36.02	40	0.00273432	0.09849021	
213	212-213	87.89	40	0.00273432	0.24031938	0.12015969
214	211-214	96.92	40	0.00273432	0.26501029	0.13250514
215	210-215	34.85	63	0.00273432	0.09529105	0.18813488
	215-216	47.34	63	0.00273432	0.12944271	
	215-219	55.42	40	0.00273432	0.15153601	
216	215-216	47.34	63	0.00273432	0.12944271	0.46235984
	216-217	195.87	50	0.00273432	0.53557126	
	216-218	94.98	40	0.00273432	0.25970571	
217	216-217	195.87	50	0.00273432	0.53557126	0.26778563
218	216-218	94.98	40	0.00273432	0.25970571	0.12985285
219	215-219	55.42	40	0.00273432	0.15153601	0.07576800
220	212-220	36.02	40	0.00273432	0.09849021	0.04924510
221	201-221	70.99	40	0.00273432	0.19410938	0.09705469
222	204-222	251.62	63	0.00273432	0.6880096	0.96246697
	222-190	205.6	50	0.00273432	0.56217619	
	222-223	246.77	50	0.00273432	0.67474815	
223	222-223	246.77	50	0.00273432	0.67474815	0.43291122
	223-224	38.8	40	0.00273432	0.10609162	
	223-225	31.08	40	0.00273432	0.08498267	

Annexe

224	223-224	38.8	40	0.00273432	0.10609162	0.05304581
225	223-225	31.08	40	0.00273432	0.08498267	0.04249133
226	12-226	168.13	90	0.00273432	0.45972122	0.7563676
	226-227	7.84	63	0.00273432	0.02143707	
	226-230	377.27	50	0.00273432	1.03157691	
227	226-227	7.84	63	0.00273432	0.02143707	0.25569993
	227-228	19.22	40	0.00273432	0.05255363	
	227-229	159.97	50	0.00273432	0.43740917	
228	227-228	19.22	40	0.00273432	0.05255363	0.26276815
229	227-229	159.97	50	0.00273432	0.43740917	0.21870458
230	226-230	377.27	50	0.00273432	1.03157691	1.01753617
	230-231	367	40	0.00273432	1.00349544	
231	230-231	367	40	0.00273432	1.00349544	0.50174772
232	203-232	34.17	40	0.00273432	0.09343171	0.04671735

Annexe

Annexe (V) : Les résultats des pertes de charges.

N° Tuyau	LONGEUR(m)	D_{int}	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge Unitaire (m/km)
Tuyau 1	92.95	16	0.13	0.63	39.61
Tuyau 2	47.1	16	0.06	0.32	12.25
Tuyau 3	69.97	16	0.1	0.48	24.47
Tuyau 4	30.32	35.2	0.85	0.88	26.05
Tuyau 5	36.65	16	0.05	0.25	8.03
Tuyau 6	66.9	35.2	0.37	0.38	5.99
Tuyau 7	92.45	16	0.13	0.63	39.07
Tuyau 8	28.41	16	0.04	0.19	4.02
Tuyau 9	158.1	16	0.22	1.07	99.65
Tuyau 10	79	16	0.11	0.54	29.95
Tuyau 11	200.4	16	0.27	1.36	151.15
Tuyau 12	110.2	16	0.15	0.75	53.44
Tuyau 13	162.1	16	0.22	1.1	104.54
Tuyau 14	73.98	16	0.1	0.5	26.69
Tuyau 15	33.58	16	0.05	0.23	6.56
Tuyau 16	43.81	16	0.06	0.3	10.98
Tuyau 17	110.77	16	0.15	0.75	53.44
Tuyau 18	91.41	16	0.12	0.62	38.53
Tuyau 19	137.4	16	0.19	0.94	78.21
Tuyau 20	91.34	16	0.12	0.62	38.53
Tuyau 21	67.04	16	0.09	0.46	22.74
Tuyau 22	59.18	16	0.08	0.4	18.29
Tuyau 23	75.13	16	0.1	0.51	27.61
Tuyau 24	50.81	16	0.07	0.34	13.92
Tuyau 25	136.4	16	0.19	0.93	77.49
Tuyau 26	97.8	16	0.13	0.67	43.45
Tuyau 27	76.82	16	0.1	0.52	28.54
Tuyau 28	56.06	16	0.08	0.38	16.78
Tuyau 29	143.1	16	0.2	0.97	84.11
Tuyau 30	121.67	16	0.17	0.83	62.99
Tuyau 31	23.81	16	0.03	0.16	2.52
Tuyau 32	47.45	16	0.06	0.32	12.57
Tuyau 33	111.15	16	0.15	0.76	54.05
Tuyau 34	77.88	16	0.11	0.53	29.48
Tuyau 35	180.84	16	0.25	1.23	126
Tuyau 36	56.08	16	0.08	0.38	16.78
Tuyau 37	75.77	16	0.1	0.52	28.07
Tuyau 38	155.06	16	0.2	0.97	83.69
Tuyau 39	77.89	16	0.11	0.53	29.48
Tuyau 40	40.95	16	0.06	0.28	9.77
Tuyau 41	31.08	16	0.04	0.21	5.41
Tuyau 42	70.99	16	0.1	0.48	24.9

Annexe

Tuyau 43	94.09	16	0.13	0.64	40.69
Tuyau 44	195.9	16	0.27	1.33	145.39
Tuyau 45	34.17	16	0.05	0.23	6.95
Tuyau 46	55.43	16	0.08	0.38	16.41
Tuyau 47	45.8	16	0.06	0.31	11.92
Tuyau 48	36.03	16	0.05	0.24	7.69
Tuyau 49	24.68	16	0.03	0.17	2.72
Tuyau 50	89	16	0.12	0.61	36.95
Tuyau 51	64.2	16	0.09	0.44	21.08
Tuyau 52	109.3	16	0.15	0.74	52.22
Tuyau 53	112.76	16	0.15	0.77	55.29
Tuyau 54	60.6	16	0.08	0.41	19.07
Tuyau 55	52.6	16	0.07	0.36	14.96
Tuyau 56	367	35.2	0.5	0.52	10.27
Tuyau 57	159.97	16	0.22	1.09	102.08
Tuyau 58	280.98	277.6	53.87	0.89	2.18
Tuyau 59	66.5	277.6	52.14	0.86	2.06
Tuyau 60	111.7	141	11.29	0.72	3.39
Tuyau 61	37.3	110.2	11.01	1.15	10.56
Tuyau 62	7.44	110.2	10.65	1.12	9.95
Tuyau 63	22.5	110.2	10.36	1.09	9.46
Tuyau 64	18.42	110.2	10	1.05	8.89
Tuyau 65	38.5	96.8	9.8	1.33	15.95
Tuyau 66	83	96.8	9.12	1.24	14.03
Tuyau 67	37.42	96.8	8.84	1.2	13.25
Tuyau 68	246.68	96.8	8.36	1.14	11.99
Tuyau 69	38.78	96.8	7.67	1.04	10.27
Tuyau 70	90.8	79.2	6.84	1.39	21.94
Tuyau 71	42.1	79.2	6.1	1.24	17.83
Tuyau 72	55.03	79.2	5.75	1.17	16.04
Tuyau 73	105.62	79.2	5.1	1.03	12.93
Tuyau 74	41.38	66	4.66	1.36	26.41
Tuyau 75	142.13	44	0.76	0.5	7.42
Tuyau 76	32.95	28	0.36	0.58	16.96
Tuyau 77	62.1	16	0.09	0.42	19.86
Tuyau 78	52.14	66	3.27	0.95	14
Tuyau 79	154.46	55.4	2.98	1.24	27.53
Tuyau 80	444.38	55.4	2.16	0.9	15.55
Tuyau 81	202.38	44	1.28	0.84	18.43
Tuyau 82	78.96	44	0.9	0.59	9.81
Tuyau 83	102.21	35.2	0.65	0.67	16.15
Tuyau 84	40.25	28	0.46	0.74	25.85
Tuyau 85	33.96	16	0.05	0.23	6.95
Tuyau 86	79	28	0.63	1.03	45.49
Tuyau 87	240.51	16	0.05	0.23	4.41

Annexe

Tuyau 88	82.8	220.4	39.97	1.05	3.86
Tuyau 89	116.11	220.4	38.95	1.02	3.68
Tuyau 90	47.56	44	0.83	0.55	8.57
Tuyau 91	102.29	16	0.14	0.7	46.87
Tuyau 92	55.08	176.2	37.82	1.55	10.26
Tuyau 93	234.41	16	0.16	0.82	62.12
Tuyau 94	52.76	16	0.07	0.36	14.96
Tuyau 95	73.21	16	0.1	0.5	26.24
Tuyau 96	99.61	176.2	35.37	1.45	9.09
Tuyau 97	49.29	44	1.28	0.84	18.56
Tuyau 98	51.6	44	1.01	0.66	12.12
Tuyau 99	81.55	16	0.06	0.3	10.99
Tuyau 100	42.72	16	0.06	0.29	10.37
Tuyau 101	70.37	16	0.28	1.39	156.03
Tuyau 102	154.17	176.2	20.11	0.82	3.28
Tuyau 103	36.62	44	0.8	0.53	8.06
Tuyau 104	113.77	176.2	18.95	0.78	2.94
Tuyau 105	48.9	28	0.4	0.65	20.48
Tuyau 106	54.5	16	0.08	0.37	16.04
Tuyau 107	38.14	141	14.86	0.95	5.54
Tuyau 108	26.8	16	0.04	0.18	3.43
Tuyau 109	32.9	141	14.08	0.9	5.03
Tuyau 110	15.83	141	13.48	0.86	4.65
Tuyau 111	265.92	110.2	12.72	1.33	13.69
Tuyau 112	60.09	28	0.45	0.74	25.56
Tuyau 113	60.84	16	0.08	0.41	19.07
Tuyau 114	74.42	35.2	0.96	0.99	32.17
Tuyau 115	75.89	110.2	11.19	1.17	10.87
Tuyau 116	73.19	176.2	18.53	0.76	2.83
Tuyau 117	84.65	141	17.85	1.14	7.71
Tuyau 118	40.25	141	17.41	1.11	7.37
Tuyau 119	169.23	28	0.3	0.49	12.58
Tuyau 120	9.96	16	0.01	0.07	0.91
Tuyau 121	213.21	110.2	10.73	1.12	10.08
Tuyau 122	7.84	35.2	0.74	0.76	20.18
Tuyau 123	19.22	16	0.26	1.31	140.66
Tuyau 124	259.01	79.2	6.3	1.28	18.93
Tuyau 125	88.82	79.2	5.7	1.16	15.83
Tuyau 126	133.58	28	0.49	0.8	29.74
Tuyau 127	57.96	16	0.08	0.39	17.53
Tuyau 128	52.12	141	12	0.77	3.77
Tuyau 129	38.44	110.2	10.29	1.08	9.35
Tuyau 130	69.91	110.2	10.08	1.06	9
Tuyau 131	75.11	110.2	8.81	0.92	7.07
Tuyau 132	60.92	96.8	8.32	1.13	11.89

Annexe

Tuyau 133	136.81	96.8	7.84	1.06	10.67
Tuyau 134	37.14	35.2	0.49	0.5	9.81
Tuyau 135	19	28	0.26	0.42	9.68
Tuyau 136	169.01	44	0.84	0.55	8.7
Tuyau 137	173.99	16	0.24	1.18	118.07
Tuyau 138	197.85	16	0.27	1.34	147.3
Tuyau 139	139.96	35.2	1.18	1.21	46.11
Tuyau 140	71.19	35.2	0.68	0.69	17.3
Tuyau 141	50.7	16	0.01	0.06	0.47
Tuyau 142	100	176.2	4.6	0.19	0.24
Tuyau 143	357.2	79.2	3.85	0.78	7.83
Tuyau 144	22	16	0.03	0.15	2.06
Tuyau 145	25.93	28	0.35	0.57	16.55
Tuyau 146	162.25	110.2	8.26	0.87	6.3
Tuyau 147	246.77	35.2	0.53	0.54	11.25
Tuyau 148	394.55	96.8	7.34	1	9.49
Tuyau 149	236.97	66	3.23	0.94	13.71
Tuyau 150	9.14	66	2.8	0.82	10.63
Tuyau 151	34.85	44	1.12	0.74	14.63
Tuyau 152	47.34	35.2	0.86	0.88	26.43
Tuyau 153	198.72	44	1.28	0.84	18.51
Tuyau 154	96.92	16	0.13	0.66	42.89
Tuyau 155	17.95	16	0.26	1.29	137.86
Tuyau 156	39.88	16	0.05	0.27	9.47
Tuyau 157	300.75	16	0.14	0.71	48.04
Tuyau 158	336.53	44	1.3	0.85	18.86
Tuyau 159	149.35	35.2	0.54	0.56	11.78
Tuyau 160	87.89	16	0.12	0.6	35.91
Tuyau 161	55.58	16	0.08	0.38	16.41
Tuyau 162	134.19	141	11.07	0.71	3.26
Tuyau 163	74.3	277.6	40.5	0.67	1.3
Tuyau 164	17.4	16	0.3	1.49	176.21
Tuyau 165	36.34	16	0.05	0.25	8.03
Tuyau 166	179.3	44	1.01	0.66	14.79
Tuyau 167	186.7	16	0.25	1.27	188.26
Tuyau 168	94.98	16	0.13	0.65	52.97
Tuyau 169	145.93	16	0.2	0.99	118.73
Tuyau 170	115.68	16	0.16	0.79	76.21
Tuyau 171	85.73	16	0.12	0.58	43.57
Tuyau 172	108.8	16	0.15	0.74	68.29
Tuyau 173	171.45	79.2	3.57	0.73	8.31
Tuyau 174	60.23	35.2	0.53	0.54	13.64
Tuyau 175	25.92	28	0.43	0.7	29.55
Tuyau 176	85.36	35.2	0.56	0.58	15.34
Tuyau 177	70.11	16	0.03	0.14	1.92

Annexe

Tuyau 178	117.93	35.2	0.84	0.86	32.43
Tuyau 179	32.2	44	1.44	0.95	28.91
Tuyau 180	142.85	141	14.81	0.95	6.73
Tuyau 181	134.05	141	15.69	1	7.51
Tuyau 182	218.7	28	0.26	0.41	11.16
Tuyau 183	377.27	44	1.52	1	32.16
Tuyau 184	168.13	66	3.01	0.88	15.11
Tuyau 185	425.59	44	1.97	1.29	52.6
Tuyau 186	98.42	16	0.26	1.29	194.01
Tuyau 187	67.13	79.2	5.48	1.11	18.68
Tuyau 188	149.03	79.2	6.16	1.25	23.43
Tuyau 189	106.3	79.2	6.96	1.41	29.61
Tuyau 190	205.6	16	0.28	1.4	226.59
Tuyau 191	135.23	96.8	4.06	0.55	3.86
Tuyau 192	38.8	16	0.05	0.26	10.36
Tuyau 193	42.6	16	0.31	1.56	281.16
Tuyau 194	251.62	44	1.77	1.17	43.06

Annexe

Annexe (VI) : Les pressions et des charges au niveau des nœuds.

N° Nœud	Altitude(m)	Demande base (l/s)	Charge (m)	Pression(m)
Nœud 2	95.87	0.72	110.41	14.54
Nœud 3	85.1	0.21	109.5	24.4
Nœud 4	83.58	0.168	109.42	25.84
Nœud 5	87.11	0.127	105.74	18.63
Nœud 6	80.14	0.142	109.05	28.91
Nœud 7	82	0.064	108.47	26.47
Nœud 8	72.06	0.42	108.43	36.37
Nœud 9	78.81	0.096	106.72	27.91
Nœud 10	96.83	0.345	110.27	13.44
Nœud 11	82.21	0.149	102.07	19.86
Nœud 12	80.93	0.14	104.22	23.29
Nœud 13	82.47	0.3	109.43	26.96
Nœud 14	72.82	0.4	107.96	35.14
Nœud 15	79.22	0.298	107.45	28.23
Nœud 16	88.12	0.529	107.32	19.2
Nœud 17	78.6	0.32	108.86	30.26
Nœud 18	83.39	0.334	107.16	23.77
Nœud 19	77.51	0.224	108.07	30.56
Nœud 20	76.95	0.337	107.12	30.17
Nœud 21	78.98	0.1	106.15	27.17
Nœud 22	70.36	0.072	106.46	36.1
Nœud 23	72.7	0.05	94.16	21.46
Nœud 25	70.27	0.429	94.46	24.19
Nœud 26	83.89	0.525	109.02	25.13
Nœud 27	70.03	0.212	106.43	36.4
Nœud 28	69.53	0.037	106.34	36.81
Nœud 29	55.4	0.429	103.04	47.64
Nœud 30	59.2	0.569	103.86	44.66
Nœud 31	63.3	0.393	101.47	38.17
Nœud 32	65.15	0.292	101.07	35.92
Nœud 33	90.09	0.38	109.85	19.76
Nœud 34	57.15	0.255	72.61	15.46
Nœud 35	91.8	0.626	107.75	15.95
Nœud 36	92.83	0.126	104.14	11.31
Nœud 37	89.53	0.243	109.89	20.36
Nœud 38	91.86	0.039	109.78	17.92
Nœud 39	75.4	0.158	99.62	24.22
Nœud 40	45.55	0.436	99.79	54.24
Nœud 41	44.14	0.216	84.04	39.9
Nœud 42	50.32	0.241	100.67	50.35
Nœud 43	50.44	0.108	98.31	47.87
Nœud 44	52.43	0.473	101.42	48.99

Annexe

Nœud 45	54.89	0.274	71.13	16.24
Nœud 46	57.05	0.541	103.81	46.76
Nœud 47	57.89	0.151	97.93	40.04
Nœud 48	54.75	0.5	103.42	48.67
Nœud 49	59.9	0.222	86.47	26.57
Nœud 50	60.36	0.101	101.44	41.08
Nœud 51	58.38	0.434	106.77	48.39
Nœud 52	60.55	0.046	106.55	46
Nœud 53	62.7	0.225	107.27	44.57
Nœud 54	65.32	0.06	106.79	41.47
Nœud 55	70.65	0.214	107.74	37.09
Nœud 56	74.37	0.306	107.25	32.88
Nœud 57	74.51	0.151	101.33	26.82
Nœud 58	86.92	0.367	106.55	19.63
Nœud 59	91.88	0.125	103.03	11.15
Nœud 60	83.28	0.058	95.73	12.45
Nœud 61	80.67	0.188	96.41	15.74
Nœud 62	82.97	0.096	96.18	13.21
Nœud 63	80.23	0.125	92.66	12.43
Nœud 64	71.5	0.283	106.91	35.41
Nœud 65	75.19	0.075	105.03	29.84
Nœud 66	72.99	0.233	105.91	32.92
Nœud 67	63.39	0.092	104.38	40.99
Nœud 68	80.31	0.081	106.03	25.72
Nœud 69	68.75	0.149	107.58	38.83
Nœud 70	69.73	0.083	104.88	35.15
Nœud 71	68.23	0.268	106.04	37.81
Nœud 72	72.95	0.103	103.97	31.02
Nœud 73	81.84	0.207	107.95	26.11
Nœud 74	77.63	0.069	107.24	29.61
Nœud 75	68.24	0.572	107.5	39.26
Nœud 76	66.68	0.187	96.94	30.26
Nœud 77	68.68	0.304	106.26	37.58
Nœud 78	66.35	0.134	102.01	35.66
Nœud 80	67.1	0.105	98.88	31.78
Nœud 81	60.88	0.556	101.2	40.32
Nœud 82	60.81	0.2	84.14	23.33
Nœud 83	66.8	0.282	105.96	39.16
Nœud 84	68.78	0.437	103.8	35.02
Nœud 85	61.01	0.079	98.81	37.8
Nœud 86	64.26	0.339	99.82	35.56
Nœud 87	56.78	0.077	98.88	42.1
Nœud 88	67.36	0.401	105.03	37.67
Nœud 89	64.74	0.196	92.99	28.25
Nœud 90	69.52	0.711	104.95	35.43

Annexe

Nøud 91	61.06	0.166	97.29	36.23
Nøud 92	51.66	1.107	100.89	49.23
Nøud 93	53.21	0.65	94.58	41.37
Nøud 94	62.21	0.287	103.36	41.15
Nøud 95	65.21	0.26	102.81	37.6
Nøud 96	57.78	0.153	102.99	45.21
Nøud 97	57.5	0.076	102.08	44.58
Nøud 98	59.88	0.181	103	43.12
Nøud 99	58.21	0.033	102.94	44.73
Nøud 100	55.6	0.429	102.37	46.77
Nøud 101	44.23	0.238	80.35	36.12
Nøud 102	48.57	0.534	100.9	52.33
Nøud 103	45.17	0.065	100.3	55.13
Nøud 104	61.73	0.338	101.84	40.11
Nøud 105	57.47	0.152	95.83	38.36
Nøud 106	60.44	0.377	101.11	40.67
Nøud 107	57.02	0.107	98.82	41.8
Nøud 108	61.91	0.603	99.65	37.74
Nøud 109	43.21	0.247	71.79	28.58
Nøud 110	54.86	0.522	95.99	41.13
Nøud 111	52.37	0.077	95.05	42.68
Nøud 112	54.11	0.661	94.56	40.45
Nøud 113	52.34	0.104	92.43	40.09
Nøud 114	60.91	0.985	81.6	20.69
Nøud 115	56.76	0.395	75.15	18.39
Nøud 116	57.92	0.107	72.85	14.93
Nøud 117	54.52	0.879	73.92	19.4
Nøud 118	53.7	0.056	73.52	19.82
Nøud 119	48.43	0.931	91.76	43.33
Nøud 120	44.84	0.828	90.74	45.9
Nøud 121	24.97	0.281	29.05	4.08
Nøud 122	32.41	0.962	75.64	43.23
Nøud 123	43.22	0.053	72.46	29.24
Nøud 124	43.9	0.433	72.86	28.96
Nøud 125	44.86	0.043	72.69	27.83
Nøud 126	45.11	0.097	88.97	43.86
Nøud 127	43.88	0.129	87.93	44.05
Nøud 128	44.96	0.048	86.99	42.03
Nøud 129	31.12	0.462	81.89	50.77
Nøud 130	25.73	0.268	53.4	27.67
Nøud 131	37.16	0.383	83.74	46.58
Nøud 132	38.73	0.047	83.51	44.78
Nøud 133	37.23	0.392	83.65	46.42
Nøud 134	33.8	0.188	83.14	49.34
Nøud 135	33.25	0.076	82.23	48.98

Annexe

Nøud 136	28.7	0.13	76.85	48.15
Nøud 138	37.22	0.989	86.47	49.25
Nøud 139	23.34	0.142	65.67	42.33
Nøud 140	32.17	0.133	75.81	43.64
Nøud 141	32.33	0.896	80.12	47.79
Nøud 142	34.53	0.055	77.27	42.74
Nøud 143	31.69	0.142	77.65	45.96
Nøud 144	33.81	0.063	77.1	43.29
Nøud 145	33.3	0.608	79.97	46.67
Nøud 146	33.1	0.12	75.05	41.95
Nøud 147	31.75	0.374	78.21	46.46
Nøud 148	34.8	0.049	77.93	43.13
Nøud 149	55.12	0.034	102.97	47.85
Nøud 150	57.88	0.415	96.51	38.63
Nøud 151	57.88	0.03	96.46	38.58
Nøud 152	57.88	0.354	96.08	38.2
Nøud 153	55.7	0.014	98.75	43.05
Nøud 154	69.69	0.848	103.99	34.3
Nøud 155	95.93	0.558	106.26	10.33
Nøud 156	86.29	0.122	102.97	16.68
Nøud 157	93.6	0.239	110.17	16.57
Nøud 158	87.16	0.05	106.82	19.66
Nøud 159	89.7	0.161	107.11	17.41
Nøud 160	92.35	0.088	105.75	13.4
Nøud 161	80.52	0.205	109.21	28.69
Nøud 162	76.82	0.149	103.5	26.68
Nøud 163	54.23	0.544	98.76	44.53
Nøud 164	44.49	0.324	97.33	52.84
Nøud 165	44.23	0.047	76.59	32.36
Nøud 166	46.34	0.256	76.82	30.48
Nøud 167	42.24	0.154	70.59	28.35
Nøud 168	40.7	0.117	94.69	53.99
Nøud 169	46.11	0.318	98.43	52.32
Nøud 170	45.43	0.085	94.49	49.06
Nøud 171	48.3	0.322	96.28	47.98
Nøud 172	42.2	0.083	95.12	52.92
Nøud 173	50.29	0.202	95.72	45.43
Nøud 174	45.63	0.072	94.93	49.3
Nøud 175	25.11	1.018	86.22	61.11
Nøud 176	24.17	0.502	82.45	58.28
Nøud 177	48.33	0.756	98.35	50.02
Nøud 178	47.61	0.263	95.49	47.88
Nøud 179	49.87	0.256	98.19	48.32
Nøud 180	46.8	0.219	81.86	35.06
Nøud 181	51.08	0.43	93.01	41.93

Annexe

Nœud 182	41.96	0.27	70.51	28.55
Nœud 183	45.42	0.306	95.91	50.49
Nœud 184	40.6	0.283	95.18	54.58
Nœud 186	41.72	0.819	90.93	49.21
Nœud 187	33.16	0.884	84.02	50.86
Nœud 188	45.73	0.193	77.86	32.13
Nœud 189	42.33	0.246	79.51	37.18
Nœud 190	33.46	0.385	80.29	46.83
Réservoir 1	109.02		111.02	2

Résumé

المخلص

أدى النمو الديموغرافي المعتبر لقرية بني متران المتواجدة على مستوى بلدية الطاهير ولاية جيجل إلى ضرورة عمل مشروع شبكات تزويد بالمياه الشروب لأجل تلبية حاجيات السكان الحالية والمستقبلية بالمياه. و من اجل تحقيق اهداف هذا المشروع قمنا بجمع القدر الممكن من المعلومات لتقييم الاحتياجات من المياه التي يجب تلبيتها على المدى الطويل و خلصنا الى انشاء خزان مياه بسعة 500 متر مكعب يتم امداده انطلاقا من البئر الارتوازي رقم 36 المتواجد على ضفة واد النيل بواسطة مضخة. و في الأخير قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع باستخدام برنامج ايبانات مع احترام الضغوطات و السرعات حسب المعايير.

Résumé

La croissance démographique du village de Beni Metrane, situé au niveau de la commune de Taher, wilaya de Jijel, a conduit à la nécessité d'un projet de réseau d'adduction d'eau potable afin de répondre aux besoins en eau actuels et futurs de la population.

Afin d'atteindre les objectifs de ce projet, nous avons collecté un maximum d'informations pour évaluer les besoins en eau qui doivent être satisfaits à long terme, et nous avons conclu la mise en place d'un réservoir d'eau d'une capacité de 500 mètres cubes alimenté du forage de oued Nil n°36 par une pompe émergée. Enfin, nous avons fait la distribution à l'aide de programme Epanet et on a réglé les pressions et les vitesses selon les normes.

Abstract

The significant demographic growth of the village of Beni Metrane, located in the commune of Taher, wilaya of Jijel, has led to the need for a drinking water supply network project in order to meet current water needs and future of the population.

In order to achieve the objectives of this project, we have collected as much information as possible to assess the water needs that must be satisfied in the long term, and we have concluded the establishment of a water reservoir of capacity of 500 cubic meters to supply the borehole of oued Nile n ° 36 using an emerged pump. Finally, we did the distribution using the Epanet program and we adjusted the pressures and speeds according to the standards.
