

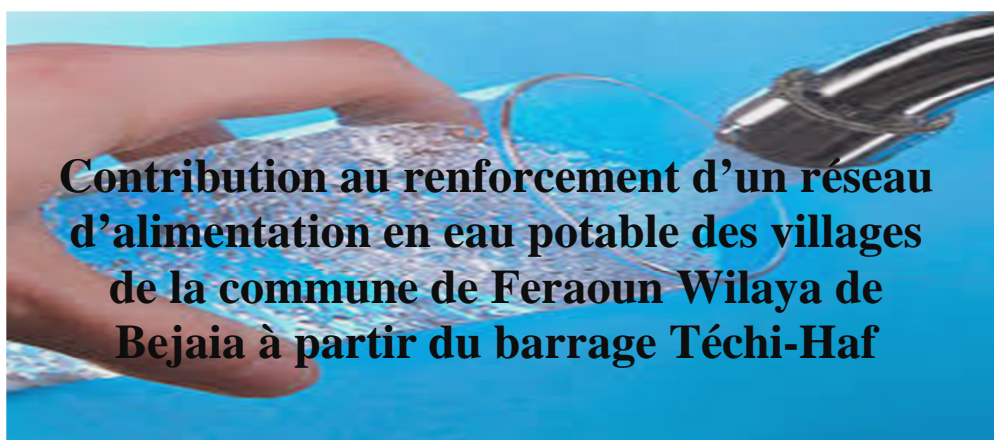


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en
Génie Civil
Option : Constructions Hydrauliques et
Aménagements

THEME



**Contribution au renforcement d'un réseau
d'alimentation en eau potable des villages
de la commune de Feraoun Wilaya de
Bejaia à partir du barrage Téchi-Haf**

Encadré par :

M^{me} : BOUZELHA.K

Mr : AMOUR .A

Présenté par :

LAMINE Hanane

MAKOUDI Naima

PROMOTION : 2016/2017



Remerciements

Avant d'aller plus Loin, nous aimerions mettre à profit la présente occasion pour exprimer particulièrement, notre profonde gratitude à notre promotrice Mme Bouzelha.K, professeur à la faculté de génie de construction de l'Université de Mouloud Mammeri, pour son apport inconditionnel sur tous les plans tout au long du processus ayant mené au stade final de notre mémoire. Ses qualités de confiance, d'orientation, d'écoute et d'encouragement ont été plus que favorables pour la réussite de ce projet. Mais aussi son suivi et sa disponibilité.

Nous tenons également à exprimer nos profondes gratitude et nos vives reconnaissances à Mr Amou.A, de nous avoir fait bénéficier de ses compétences.

Que Mr Hamoum.H, trouve ici notre plus profond remerciement pour ses conseils avisés et son aide précieuse, sa rigueur scientifique.

Nous tenons également à exprimer nos sincères remerciements à Mr Bouzida.R qui nous a réservé un accueil plus que chaleureux, et pour le temps qu'il a consacré pendant tout le duré de stage à ses conseils et l'orientation.

Nous tenons à remercier tous les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Leurs disponibilités et leurs suggestions sont énormément appréciées.

Nous saluons la peine et l'effort fournis par l'ensemble de nos enseignants afin d'assurer notre formation tout au long de notre cursus universitaire et leur dire de ce fait, merci.

Nous remercions vivement l'ensemble du personnel de ma faculté et a tous ceux qui ont contribué a ce travaille de prés ou de loin mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercie tous chaleureusement.

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste
travail, en signe de respect et de remerciement envers
Ma mère et mon père.*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel
dont ils ont fait preuve pour que je réussisse durant
toutes mes années d'études.*

Je le dédie également à :

*Mes frères et mes sœurs mes amis
À Ma deuxième famille, les C.H.A. Pour tous les
merveilleux souvenirs que nous avons partagés*

Merci à vous tous.

Naima

Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail

A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction.

Mes frères et mes sœurs. Votre soutien et vos encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuves. Que Dieu garde notre fraternité pour toujours.

Ames amis sans exception. Ma binôme et a toute la promotion d'Hydraulique.

*Merci à vous tous
Hanane*

LISTE DES ABREVIATION

A : L'amortissement annuel (Annuité).

a : vitesse de propagation de l'onde de choc

a: La célérité de l'onde (m/s).

APC : Assemblée Populaire Communale.

AS : Agglomération secondaire.

B : La valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan en (DA).

BR : Bâche de reprise.

C : Coefficient de perte de charge de la tuyère.

C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme.

CEM : Collège d'enseignement moyen.

CFPA : Centre de formation professionnelle et d'apprentissage.

Chw : coefficient de Hazen -William

Con. Moy.j : Consommation Moyen Journalière.

CP : Côte Piézométrique.

Cpi : Côte piézométrique au point (i).

CR : Côte Radier.

CTN : Côte Terrain Naturel en (m).

CTP : Côte Trop Plein en (m).

CW: Chemin de Wilaya.

D : Diamètre de la conduite en (m).

D: Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons).

DA : Dinar Algérien.

Dext : Diamètre extérieur.

DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

Dint : Diamètre intérieur.

Dmax : diamètre maximal de la conduite (m).

Dmin : diamètre minimal de la conduite (m).

DN : Diamètre Nominal.

LISTE DES ABREVIATION

DREW : Direction des ressources en eau de la wilaya.

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

E : module de young de la paroi

e: Epaisseur de la conduite (mm).

F : Forage.

FD-k9 : Fonte ductile de type k9.

Fam : Frais d'amortissements.

Fex : Frais d'exploitation.

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

GTCF : Germes totaux de contamination fécale.

H : Hauteur.

h : hauteur de la lame d'eau

H0 : Pression absolue de la conduite (m).

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Hab : Habitants

Hg : Hauteur géométrique en (m).

Hinc : Réserve d'incendie.

Hmt: La hauteur manométrique totale (m).

i : Taux d'annuité (%).

j : Pertes de charge unitaire (m/ml).

Jasp : Perte de charge a l'aspiration en (m).

JL : Pertes de charge linéaires.

Jref : Perte de charge au refoulement en (m).

Js : Pertes de Charge singulières.

Jt : Pertes de charge totales.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

K : coefficients de la nature du matériau de la conduite égal 0,66

Kmax.h : Coefficients de variation de consommation maximum horaire.

LISTE DES ABREVIATION

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomérations.

Kmin.h : Coefficients de variation de consommation minimum horaire.

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.

KWh : kilowatt heures.

L : Longueur de la conduite en (m).

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

m: Coefficient de rognage.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

ml : Mètre linéaire.

Moy : Moyenne.

MPa : Méga pascal

MV : Méga volt

n : Le nombre d'année séparant les horizons considérés

N : Le nombre d'habitants

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

N.D: Niveau Dynamique.

N.S : Niveau Statistique.

NGA : Niveau Géodésique Algérien.

NPSH d : Charge nette minimale disponible a l'aspiration (m).

NPSH r : la charge nette minimale requise a l'aspiration (m);

NTU: Néphélobimétrie Turbidité Unit.

OMS : Organisation mondiale de la sante.

ONM : Office national météorologique.

ONS : Organisme national des statistiques.

P n : La population à l'horizon d'étude

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

P0 : Population de l'horizon de référence.

LISTE DES ABREVIATION

- Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- PDAU**: Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.
- Pe** : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
- PEBD** : Polyéthylène à Basse Densité.
- PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.
- PEMD** : Polyéthylène à Moyenne Densité.
- PF** : Pression de flotteur.
- PN** : Pression nominale.
- PU** : le prix unitaire de la conduite (DA/ml).
- PVC** : Chlorure de Polyvinyle.
- Q** : débit refoulé dans la conduite en (m^3/s).
- Q max j** : débit maximum journalier en m^3/j
- Q min j** : débit minimum journalier en m^3/j
- Q moy** : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)
- Q moy j** : débit moyen journalier en m^3/j
- Q moy, h** : débit moyen horaire en m^3/h
- Q** : débit transitant par la conduite ;(m^3/s)
- Qi** : Débit au nœud i (l/s).
- Qmax.h** : Débit entrant dans la station (m^3/h).
- Qmax.j** : Consommation maximale journalière (m^3/j).
- Qr** : Débit en route (l/s).
- Qsp** : Débit spécifique en (l/s/m).
- Qx** : Quintaux.
- R** : Réservoirs.
- Re** : Nombre de Reynolds.
- RGPH** : Recensement Géographique Populaire de l'habitat.
- S** : Section de la conduite.
- SAU** : Surface Agricole Utile.
- SP** : Station de pompage.

LISTE DES ABREVIATION

SR : Station de reprise.

T : temps de pompage (h).

T °C : Température.

t: Taux d'accroissement.

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

U0 : Volume d'air initial.

Umax : Volume max de l'air dans la cloche.

Umin : Volume min de l'air dans la cloche

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

Vf : Vitesse finale choisie.

Vinc : volume d'incendie dans le réservoir

Vmax : Volume maximal de stockage (m3).

Vr : volume du réservoir projeté

Vsr : Volume de la station de reprise (m3).

Vtot : Volume total du réservoir d'air (m3).

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z0 : Pression absolue.

α : Coefficient de vieillissement ($\alpha = 3.10^{-5}$ m/an) ;

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

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

δ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ε : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau en (mm)

ε_0 : Rugosité à l'état neuf (10^{-4} m pour l'acier) ;

η : Rendement de la pompe en % .

λ : Coefficient de pertes de charge.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%).

ρ : Masse volumique de l'eau.

Chapitre 01 : présentation de la région d'étude

Figure 1.1 : La situation géographique de la commune de Feraoun

Figure 1.2 : Situation géographique de la zone d'étude des villages IADNANEN, AIT OUNIR ET ICHEKABEN. (Google earth)

Figure 1.3: Aperçu sur le relief dans la commune de Feraoun (extrait de l'annexe d'une carte topographique au 1/50000 de la fouille d'Amizour INCT, version 1922)

Figure 1.4 : Courbes des températures moyennes mensuelles (2000-2016) (Source : ANRH de Bejaia)

Figure 1.5 : Courbes des précipitations moyennes mensuelles (2000-2016)

Figure 1.6 : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen

Chapitre 3 : Dimensionnement de réseau d'adduction

Figure 3.1 : Les tuyaux en PEHD

schéma synoptique

nouveau schéma synoptique

Chapitre 4 : Etude de réservoir

Figure 4.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

Figure 4.2: Emplacement du réservoir en altitude

Figure 4.3 : Equipements hydraulique de réservoir

Figure 4.4 : la courbe d'apport et consommation journalière

Figure 4.5 : capacité de réservoir R2

Figure 4.6 : Capacité de réservoir R3 graphiquement

Figure 4.7 : capacité de réservoir R4

Chapitre 5 : Etude de coup de bélier

Figure 5.1 : conséquences de coup de Bélier

Figure 5.2 : Représentation de la phase 1 du phénomène ($0 < t < T$)

Figure 5.3 : Représentation de la phase 2 du phénomène ($T < t < 2T$)

Figure 5.4 : Représentation de la phase 3 du phénomène ($2T < t < 3T$)

Liste des figures

Figure 5.5 : Représentation de la phase 4 du phénomène ($3T < t < 4T$)

Figure 5.7 : Les différentes cheminées d'équilibres

Figure 5.8 : Les différentes cheminées d'équilibres

Figure 5.9 : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti béliet

Figure 5.10 : Remplissage du réservoir anti-béliet

Figure 5.11 : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite

Figure 5.12 : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

Figure 5.13 : graphe Puech Meunier pour la conduite reliant le réservoir de Boughrara avec se lui Projeté.

Figure 5.14 : la perte de charge à la montée d'eau dans la conduite

Figure 5.15 : perte de charge à la descente d'eau dans la conduite

Figure 5.16 : épure de Bergeron

Chapitre 6 : Le chois de pompe

Figure 6.1: Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

Figure 6.2: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe

Figure 6.3 : Graphe des courbes NPSH.

Figure 6 .4 : courbe caractéristique de la pompe PM100 /3B

Figure 6.5 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type PM100/3B)

Chapitre 7 : Pose et protection

Figure 7.1 : Pose des conduites en terre

Figure 7.2 : Pose en mauvais terrains

Figure 7.3 : Traversée d'une route

Figure 7.4 : Dimension de la tranche

Figure 7.5 : La profondeur de la feuille

Figure 7.6 : Lit de pose de la conduite

Figure 7.7 : Remblaiement de la tranchée

Figure 7.8 : Relief du profile de la conduite sur Surfer.

Figure7.9 : Chargement de semi de points.

Figure7.10 : Le semi de points généré

Figure7.11 : MNT-

Figure 7.12 : Résultats de chargement des points

Figure 7.13 : Triangular Irregular Network

Figure 7.14 : Propriétés des courbes de niveaux.

Figure 7.15 : Courbes de niveaux

Figure 7.16 : ligne de la conduite avec des sections de 50 m

Figure 7.17 : Choix de calque pour le calcul des altitudes

Figure 7.18 : Paramètres de profil.

Figure 7.19 : profil de terrain naturel

Figure 7.20 : profil de la conduite

Figure 7.21 : caractéristiques de profil en travers

Figure 7.22 : Les accessoires de la conduite.

Figure 7.23 : profil en long de la conduite

Chapitre 8 : la distribution

Figure 8.1 : Réseau ramifié

Figure 8.2 : Réseau maillé

Figure 8.3 : le plan distribution de village ICHEKABEN

Figure 8.4: Schéma de répartition de la distribution

Figure 8.5: Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet

Figure 8.6 : rubrique hydraulique de la boîte de dialogue.

Figure 8.7 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage)

Figure 8.8 : Boîte de dialogue option du schéma (Symboles).

Figure 8.9 : Boîte de dialogue Dimensions du schéma.

Figure 8.10 : Editeur de propriétés pour les nœuds

Figure 8.11 : Editeur de propriétés pour les réservoirs

Figure 8.12 : Editeur de propriétés pour les conduites.

Figure 8.13 : Schéma général après simulation

Figure 8.14 : schéma du réseau après la modulation pour l'incendie.

Chapitre 01 : présentation de la zone d'étude.

Tableau 1.1: Températures moyenne mensuelles en °C (2000-2016).(ANRH de Bejaia)

Tableau1.2: Précipitation moyennes mensuelles en (mm) de (2000-2016) (ANRH de Bejaia)

Tableau 1.3 Les moyennes de températures et précipitation de 2000 à 2016

Chapitre 2 : les besoins

Tableau 2.1.Evolution de la population selon les RGPH de l'année 2008.

Tableau 2.2. Estimation de la population aux différents horizons

Tableau 2.3: Evaluation les besoins domestiques.

Tableau 2.4. Evaluation les besoins scolaires.

Tableau 2.5 Evaluation les besoins de secteur de la santé.

Tableau 2.6 : Evaluation les Secteur socioculturel

Tableau 2.7: récapitulatif des besoins .

Tableau 2.8: Récapitulatif de la consommation en eau moyenne journalière.

Tableau 2.9 : valeurs du coefficient β en fonction du nombre d'habitants

Tableau 2.10: Les coefficients d'irrégularité maximale horaire $K_{max,h}$.

Tableau 2.11: Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte les pertes.

Tableau 2.12.La consommation maximales journalière.

Tableau 2.13: Récapitulatif de la variation de la consommation horaire

Chapitre 3 : L'adduction.

Tableau 3.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

Tableau 3.2: Adduction par refoulement de réservoir Boughrara SR vers le réservoir proje R_2

Tableau 3.3 : Adduction gravitaire de réservoir projeté R_2 vers le réservoir et Iaadnanen R_4

Tableau 3.4 : Adduction gravitaire de réservoir projeté R_2 vers le réservoir d'Ichkaben R_3

Chapitre 4 : Etude de réservoir

Tableau 4.1: Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

Tableau 4.2. Calcul de la capacité du réservoir de transit à l'horizon 2047

Tableau4.3: Récapitulatif de la capacité du réservoir de transit à projeté à l'horizon 2047

Tableau 4.4 : Les caractéristiques de réservoir projetée

Tableau 4.5 : les coefficients de distribution (Rapport APC Feraoun).

Tableau 4.6 : Calcul de capacité de réservoir d'Ichekaben R_1

Liste des tableaux

Tableau 4.7 : Calcul de la capacité de réservoir d'Iaadnanen R₂

Chapitre 5 : Le coup de bélier

Tableau 5.1 : Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite

Tableau 5.2 : le profil en long de la conduite de premier tronçon

Tableau 5.3 : calcul du réservoir d'air par la méthode de Bergeron.1

Tableau 5.4 : interprétation des résultats

Chapitre 6 : Le choix de pompe

Tableau 6.1: Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

Tableau 6.2. Courbe caractéristique de la pompe

Tableau 6.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR-R₂)

Tableau 6.4 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type PM100/3B)

Tableau 6.5 : Récapitulatif des frais

Tableau 6.6 : Les critères de choix

Chapitre 7 : Pose et protection

Tableau 7.1 : Levé topographique d'une partie de la commune d'Ichekaben

Chapitre 8 : la distribution

Tableau 8.1 : fonctions des raccords.

Tableau 8.2 : Les débits aux nœuds et altitudes

Tableau 8.3 : Avantages de conduite PEHD

Tableau 8.4 : les diamètres PEHD eau potable PN10 (CHIALI TUBES)

Tableau 8.5 : les longueurs des conduites

Tableau 8.6 : L'état des arcs à l'heure de pointe

Tableau 8.7 : L'état des nœuds de demande à l'heure de pointe

Tableau 8.8 : L'état des arcs à l'heure de la pointe plus l'incendie.

Tableau 8.9 : L'état des nœuds à l'heure de la pointe plus l'incendie

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude.

Introduction	1
1.1 : Situation géographique.....	1
1.2 : Situation topographique	2
1.3 : Situation climatique.....	2
3.1 : La température	4
3.2 : La pluviométrie	5
3.3 : Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$	6
1.4 : Situation hydraulique actuelle.....	7
4.1 : Les eaux superficielles.....	7
4.2 : Les eaux souterraines	8
Conclusion.....	8

Chapitre 2 : Les besoins

Introduction	9
2.1. Situation démographique et son évolution	9
2.2 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude	9
2.3 : Evolution des besoins en eau de la population.....	10
3.1 : La dotation "D".....	10
3.2 : Consommation moyenne journalière	10
2.4 : Différents types de besoins.....	10
4.1 : Les besoins domestiques	10
4.2 : Les Besoin Publics	11
4.2.1 : Les besoins scolaires	11
4.2.2 : Secteur de la santé	11

Sommaire

4.2.3 : Secteur socioculturel	12
2.5 : Récapitulation des besoins des équipements publics	12
2.6 : Estimation des besoins en eau tenant compte les pertes	12
2.7 : Etude des variations des débits.....	13
2.7.1 : Coefficient d'irrégularité.....	13
2.8 : La consommation maximale journalière $Q_{\max,j}$	15
2.9 : Variation de la consommation horaire	15
9.1 : Débit moyen horaire.....	15
9.2 : Débit maximale horaire.....	15
Conclusion.....	16

Chapitra 3 : L'adduction

Introduction	17
3.1. Types d'adduction	17
3.2. Choix du tracé des conduites d'adduction.....	17
3.3 Choix du type de matériaux des conduites d'adduction	18
3.3.1 : Tuyaux en fonte ductile.....	18
3.4 : Etude technico-économique des diamètres de conduites de refoulement	20
3.4.1 : Choix de la gamme de diamètre.....	20
3.4.2 : Evaluation des frais d'amortissement	21
3.4.3 : Evaluation des frais d'exploitation.....	21
3.5 : Etude technico –économique de l'adduction gravitaire	30
3.5.1 : Hauteur géométrique.....	30
3.5.2 : Diamètre économique	30
3.5.3 : Vitesse d'écoulement	30
3.5.4 : Pertes de charges total.....	30

Sommaire

3.5.5 : Pression au sol.....	30
3.5.6 : Etude de l'adduction gravitaire	32
Conclusion.....	34

Chapitre 4 : Etude de réservoir

Introduction	36
4.1 : Rôle et fonction des réservoirs.....	36
4.2 : Implantation des réservoirs.....	36
4.3 : Classification des réservoirs	37
4.4 : Construction des réservoirs	38
4.4.1 : Forme.....	38
4.4.2 : Hauteur d'eau	38
4.5 : Equipements hydrauliques des réservoirs	38
4.5.1 : Conduite d'adduction (ou d'arrivée)	38
4.5.2 : Conduite de distribution (départ)	49
4.5.3 : Conduite du trop-plein	49
4.5.4 : Conduite de vidange	49
4.5.5 : Conduite by-pass.....	49
4.5.6 : Matérialisation de la réserve d'incendie	49
4.6 : Exigences techniques à satisfaire	40
4.7 : Entretien des réservoirs.....	40
4.8 : Hygiène et sécurité	41
4.9 : Calcul de la capacité des réservoirs.....	41
4.9.1 : Méthode forfaitaire	42
4.9.2 : Méthode graphique	42

Sommaire

4.9.3 : Méthode analytique	42
4.9.4 : Calcul de la capacité de réservoir de transit R2	42
4.9.5 : Dimensionnement du réservoir	45
4.9.6 : Réservoir de distribution d'ichekaben.....	47
Conclusion	49

Chapitre 5 : Coup de bilier

Introduction	50
5.1 : Définition de coup de bélier	50
5.1.1 : Les principales causes du phénomène.....	50
5.1.2 : Les risques dus aux coups de bélier.....	52
5.2 : Analyse physique du phénomène du coup de bélier	52
5.3 : Célérité des ondes	53
5.4 : Calcul de la valeur du coup de bélier	54
5.4.1 : Cas de fermeture lente.....	54
5.4.2 : Cas de la fermeture brusque : $t \leq 2L/a$	54
5.5: Moyens de protection contre le coup de bélier	54
5.6.1 : Volants d'inertie.....	56
5.6: Principe de fonctionnement	57
5.7: Calcul des réservoirs d'air	57
5.8 : Méthodologie de Bergeron	58
5.9 : Protection des conduites	60
5.9.1 : Protection de la conduite de refoulement reliant le réservoir de Boughrara et le réservoir Projeté	61
a : Caractéristiques de la conduite	62
b: Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de Puech et Meunier	70

Sommaire

Conclusion	71
------------------	----

Chapitre 6 : Choix de pompe

Introduction	72
6.1 : Définition de la pompe.....	72
6.2 : Différents types de pompe.....	772
6.3 : Caractéristiques des pompes	73
6.3.1 : Vitesse de rotation	73
6.3.2 : Débit « Q » d'une pompe.....	73
6.3.3 : Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt.....	73
6.3.4 Puissance (utile et absorbée)	73
6.4 : Choix du type de pompe	74
6.4.1 : Courbes caractéristiques des pompes	74
6.4.2 : Point de fonctionnement d'une pompe	74
6.5 : ETUDE DE LA CAVITATION	74
6.6 : Choix des pompes pour la station de repris :.....	78
CONCLUSION	87

Chapitre 7 : Pose et protection

Introduction	88
7.1 : Différents types de pose des conduites.....	88
1.1 : Pose en terre	88
1.2 : Pose en mauvais terrains (cas spécial)	89
1.3 : Traversée des routes.....	89
7.2 : Différentes étapes de mise en place des canalisations	90

Sommaire

7.2.1 : Réalisation des fouilles.....	90
7.2.2 : Remblaiement de la tranchée.....	91
7.3 : Equipement de conduite l'adduction.....	81
7.4 : Tracé du profil en long de la conduite d'adduction.....	92
7.1.1 : tracé du profil en long	96
7.4.2 : Accessoires	103
Conclusion.....	103

Chapitre 8 : La distribution

Introduction	104
8.1 : Classification des réseaux.....	104
8.3 : Choix du réseau à adopter.....	104
8.4 : Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	107
8.5 : Modélisation des réseaux d'AEP de village ICHEKABEN.....	111
8.6 Présentation du logiciel EPANET 2.0.....	111
8.7 : Etapes de modélisation.....	112
8.8. Exécution d'une Simulation d'Écoulement Permanent	117
8.9 : Résultats et discussion.....	117
8.10 : Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie.....	122
Conclusion.....	127

INTRODUCTION GENERALE

Depuis la nuit des temps, l'eau a toujours constitué un enjeu social, géopolitique, économique et écologique important pour la vie humaine. Elle constitue un facteur limitant du développement ainsi qu'une source de tensions sociales. Sa rareté est due à deux facteurs susceptibles de s'accroître avec le changement climatique : le stress hydrique et l'irrégularité de la ressource.

Les pays en voie de développement, dont fait partie d'Algérie, n'ont pas des ressources en eau considérables. Ces pays souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- une pluviométrie annuelle faible selon les périodes ;
- risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années ;
- une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet, qui consiste au renforcement de l'alimentation en eau potable des villages Ichekaben Tabarkoukt Iaadnanen et Ait Ounir qui font partie de la commune de Feraoun, pour être à même de répondre convenablement à la demande projetée à l'horizon (2047).

La reconnaissance de terrain a montré que le village d'Ichekaben et Tabarkoukt étaient alimentés à partir de la station de reprise de la chaîne de Feraoun. Quant aux villages Iaâdnanen et Ait Ounir, ils sont approvisionnés en eau à partir de la source amtk azeguagh par l'intermédiaire d'une station de reprise. Cependant, la capacité de la ressource existante estimée à 4 l/s n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins en eau potable de toute la région, notamment en période d'été. Ainsi, les services de l'APC de Feraoun ayant entrepris le projet d'alimentation en eau potable ont proposé la mobilisation d'autres ressources, en vue de renforcer la zone d'étude et mettre fin aux souffrances de ces populations en matière d'eau potable. Et cette Ressource est le barrage de Tichi-haf. ce projet nous a été confié en vue de proposer un nouveau schéma synoptique et le dimensionnement des ouvrages à projeter.

Dans le cadre de cette étude, nous avons décomposé le travail en huit chapitres.

Dans le premier chapitre, nous procédons à la présentation de la région d'étude qui est une étape préliminaire de reconnaissance de la zone d'étude et localisation du projet.

Au deuxième chapitre, nous estimons les besoins actuels et futurs de la région, en se basant sur le nombre d'habitants et les équipements existants, afin d'établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme.

Le troisième chapitre est consacré au le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Au quatrième chapitre, afin d'assurer une bonne alimentation en eau, une étude des réservoirs, à savoir leurs types, et leur dimensionnements est effectuée.

Au cinquième chapitre, pour assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction, nous proposons un calcul du coup de bélier suivant la Méthode de Bergeron, Puech et Manin afin d'éviter les conséquences extrêmes. Ainsi, nous adoptons une protection adéquate avec le dimensionnement nécessaire.

le sixième chapitre est dédié au choix des pompes pour l'acheminement de l'eau de réservoir de Boughrara vers le réservoir projeté et ce par l'intermédiaire d'une station de reprise.

Dans le chapitre sept, nous utilisons le logiciel Covadis pour tracer le profil en long de conduite d'adduction par refoulement ainsi le choix des accessoires nécessaires.

Le huitième chapitre, nous le consacré à la modalisation du réseau de distribution avec le logiciel Epanet . Nous considérons, dans notre application, le village Ichekaben qui alimente graviterment à partie de réservoir projeté .

L'étude sera couronnée par une conclusion dans laquelle les principaux résultats et recommandation sont rappelés.

Chapitre 1

Présentation de la région d'étude

Introduction

Le présent chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude, à savoir les villages Ichekaben, Tabarkoukt, Iaadnanen et Air Ounir, faisant partie de la commune de Feraoun, d'un point de vue géographique, topographique, climatique et enfin hydraulique.

1.1 : Situation géographique

La commune de Feraoun, fait partie de la daïra d'Amizour, wilaya de Bejaia. C'est une commune à vocation urbain qui s'étend sur une superficie totale de 41,91 Km². Sa population s'éleva à 15482 habitants d'après le dernier recensement RGPH de l'année 2008. La densité de la population est de 369 habitant/ Km².

La commun de Feraoun est délimitée par (figure 1.1) :

- les communes de Semaoun et d'Oued Amizour au Nord ;
- la commune de Beni Djellil à l'ouest ;
- la commune de Barbacha à l'Est ;
- la commune de Beni Mouhli (wilaya de Sétif) au Sud.

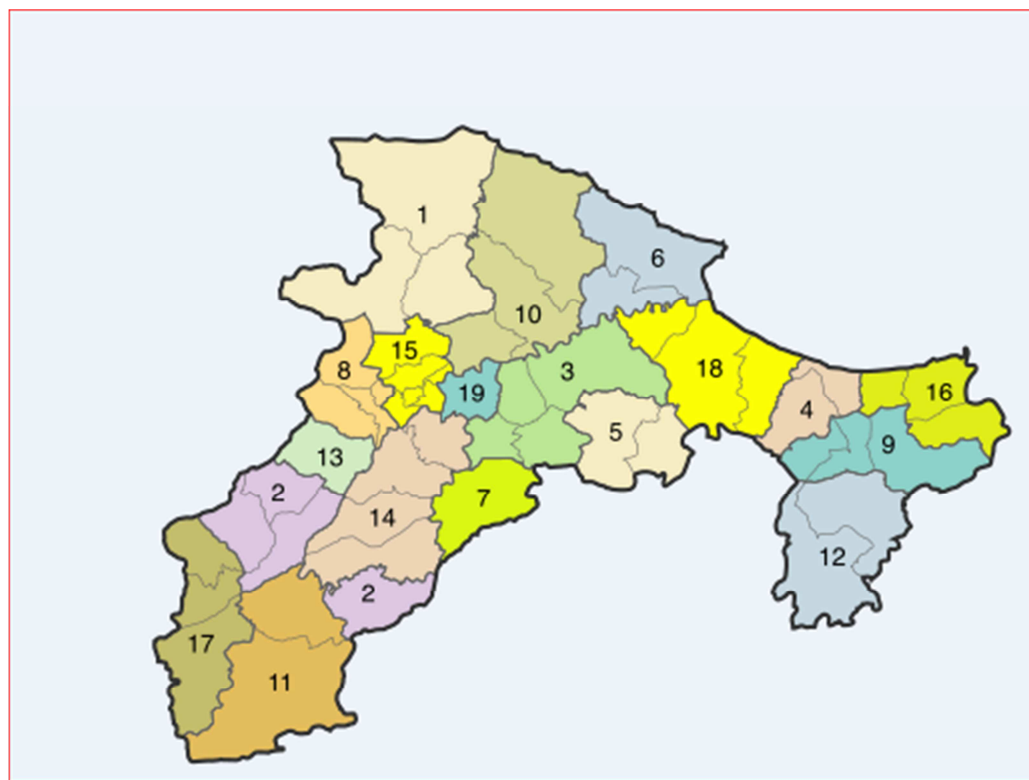


Figure 1.1 : La situation géographique de la commune de Feraoun.

La délimitation de notre région d'étude est montrée en figure (1.2) :

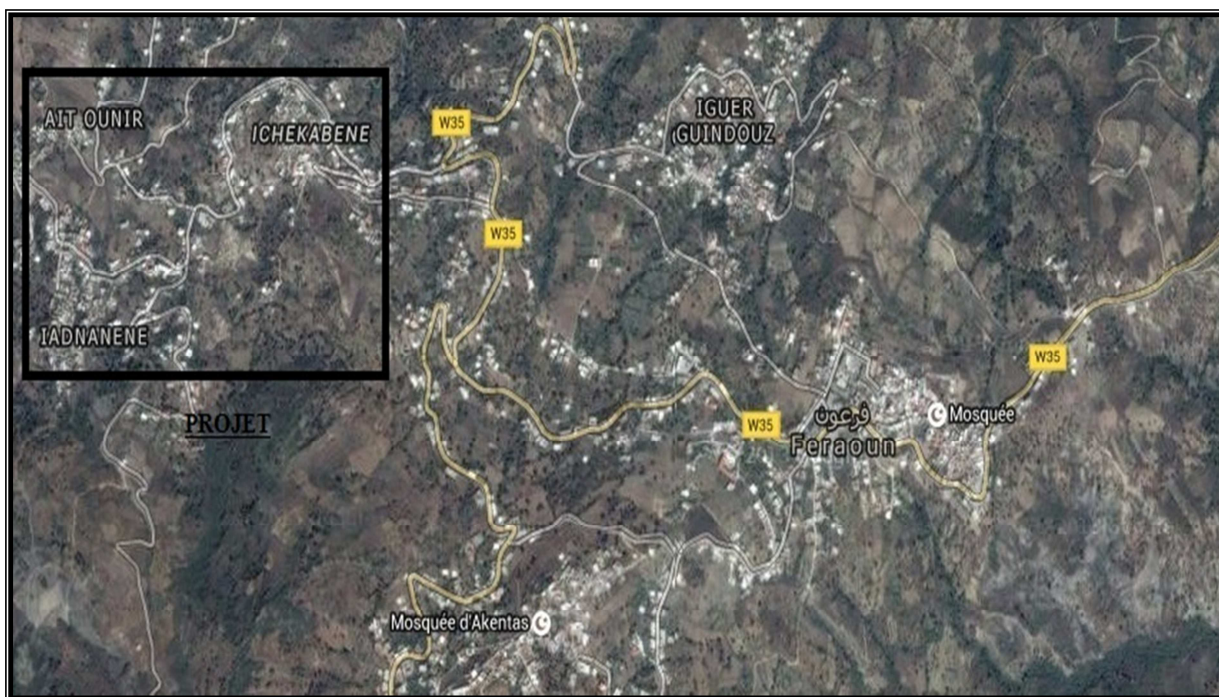


Figure 1.2 : Situation géographique de la zone d'étude des villages IADNANEN, AIT OUNIR ET ICHEKABEN. (Google earth)

1.2 : Situation topographique

Notre région d'étude qui concerne les villages (d'Ichekaben, Iaadnanen, Ait ounir et Tabarkoukt) se situe majoritairement en plain cœur de la chaîne des BABORS, allant sur les altitudes de 150 à 1050 m (figure1, 3).

Donc, elle hérite d'un relief tourmenté fait essentiellement de crêtes (montagnes), de creux, de ravins et lits d'oueds, dont les versants présentent de fortes pentes avec une différence de niveau de l'ordre de 500 à 600m (**Rapport de l'APC de Feraoun**).

1.3 : Situation climatique

Les quantités de pluies que reçoit annuellement la commune de Feraoun sont de l'ordre de 500mm à 600 mm. Par ailleurs, la commune connaît deux principales saisons :

- une saison chaude et sèche qui s'étale du mois de Mai à septembre;
- une saison froide s'échelonnant principalement d'octobre à mars.

Les variations climatiques sont dues à la présence des montagnes environnantes (Djurdjura et mer méditerranée au Nord).

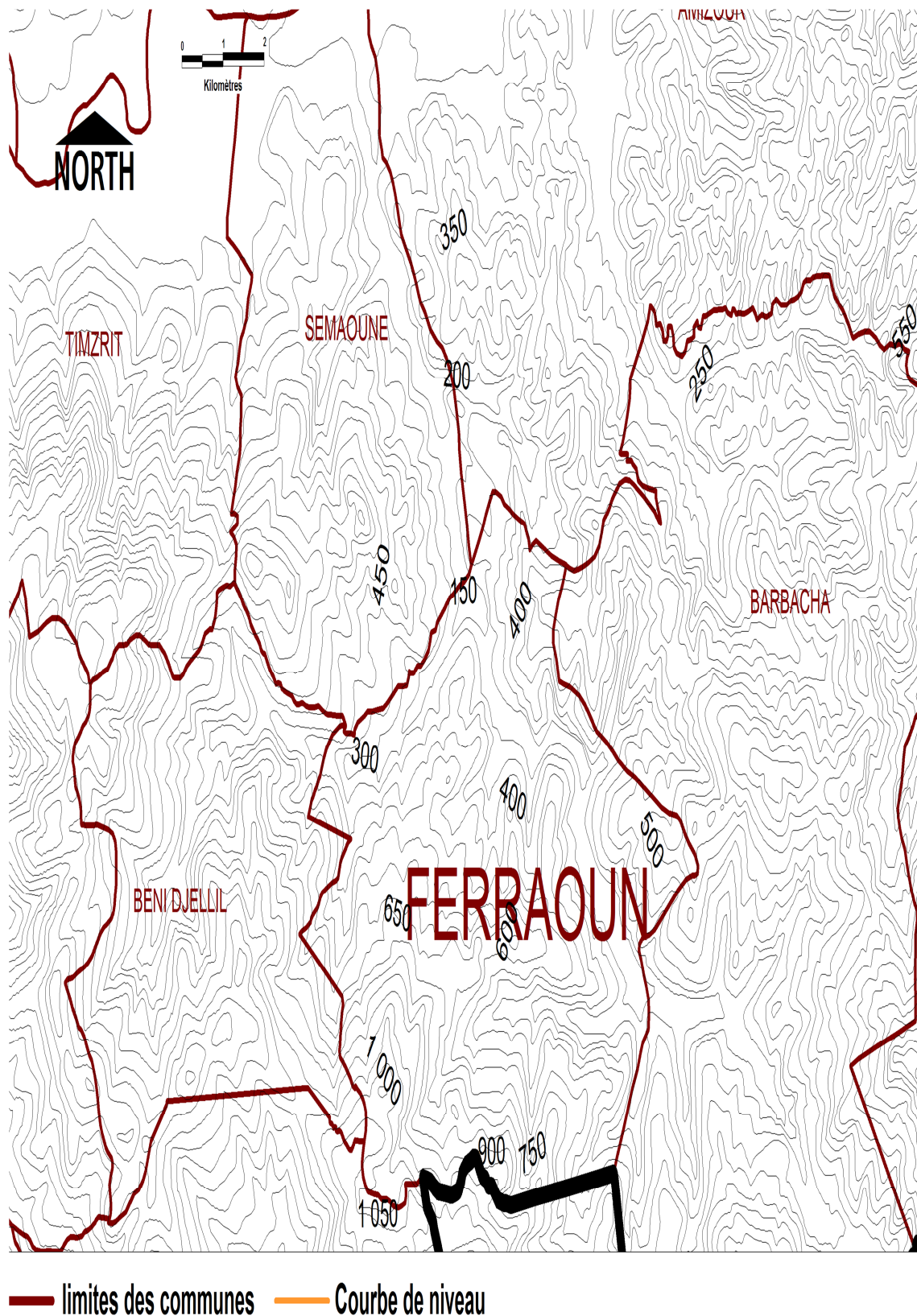


Figure 1.3: Aperçu sur le relief dans la commune de Ferraoun (extrait de l'annexe d'une carte topographique au 1/50000 de la fouille d'Amizour INCT, version 1922)

1.3.1 : La température

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude (2000-2016), recueillies auprès de l'O.N.M (Office National de la Météorologie) de la station de Feraoun, sont indiquées dans le tableau 1.1 suivant :

Tableau 1.1 : Températures moyenne mensuelles en °C (2000-2016).(ANRH de Bejaia)

Annes	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
2000	9,9	12,7	14,2	16,5	19,5	21,1	25,7	26,7	23,8	19,9	16,8	14,7
2002	11,9	12,1	14,3	15,5	18,2	21,8	24	24,8	23,3	20,6	16,7	14,8
2004	12,6	13,7	13,9	15,2	17,4	21,2	25,2	26,9	24,4	22,5	14,7	13,2
2006	11,3	11,8	15,8	17,5	20,9	22,8	25,4	25,5	23,7	22,9	18,7	12,5
2008	12,6	13,1	14,2	16,5	18,9	22,1	25,8	25,8	24	20,8	15,4	12,1
2010	12,9	14,2	14,8	16,5	17,8	21,2	24,8	25,4	23,4	20,8	16,2	14,1
2012	11,9	8,6	13,9	16,6	19,1	24,4	26,2	27,5	23,8	21,3	18	13,7
2014	14,2	14,1	13,1	17	18,2	22,5	24,3	25,8	26	22,1	18,9	13,4
2016	14,1	14,7	13,4	16,2	18,6	21,9	25	25,3	23,9	23,2	18	14,6
Moy	12,38	12,78	14,18	16,39	18,73	22,11	25,16	25,97	24,03	21,57	17,04	13,68

La région d'étude est caractérisée par des températures variables. Les mois les plus froids sont : décembre, janvier et février avec une température moyenne de **12,38°C**. Les mois les plus chauds sont : juillet, aout, quand la température moyenne maximale est de **25,97°C**.

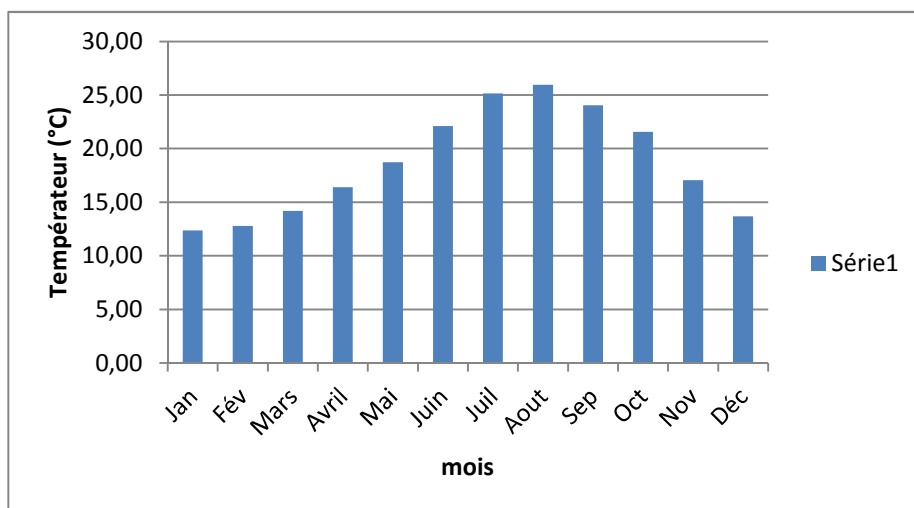


Figure 1.4 : Courbes des températures moyennes mensuelles (2000-2016)

(Source : ANRH de Bejaia)

1.3.2 : La pluviométrie

La précipitation est un facteur climatique essentiel qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides). Notre région d'étude est influencée beaucoup plus par le climat du Djurdjura (tableau 1.2)..

Tableau 1.2 : Précipitation moyennes mensuelles en (mm) de (2000-2016)

(ANRH de Bejaia)

annes	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
2000	72	22	14	26	31	5	1	0	13	63	31	55	333
2002	59	77	55	17	22	0	79	24	61	38	183	206	821
2004	144	55	87	108	73	26	0	4	17	30	176	136	856
2006	136	140	47	16	53	4	1	34	35	8	13	40	527
2008	7	19	114	37	63	7	2	6	156	58	128	72	669
2010	51	56	107	42	49	37	0	6	38	135	173	69	763
2012	89	323	75	196	10	3	1	87	64	83	0	0	931
2014	83	58	133	17	10	66	0	1	6	76	8	311	769
2016	101	113	196	48	61	13	0	0	39	20	45	45	681
Moy	82,44	95,89	92,00	56,33	41,33	17,89	9,33	18,00	47,67	56,78	84,11	103,78	705,56

La quantité interannuelle des précipitations atmosphériques de la région d'étude est donnée par la somme des moyennes mensuelles **Moy = 705,56 mm/an**. Pour la période (2000-2016).

Cette région est fortement arrosée en novembre, décembre, janvier et février avec un maximum de **103,78 mm** au mois de décembre. Les précipitations diminuent à partir du mois de février pour atteindre un minimum de **9,33 mm** au mois de juillet (figure1, 3).

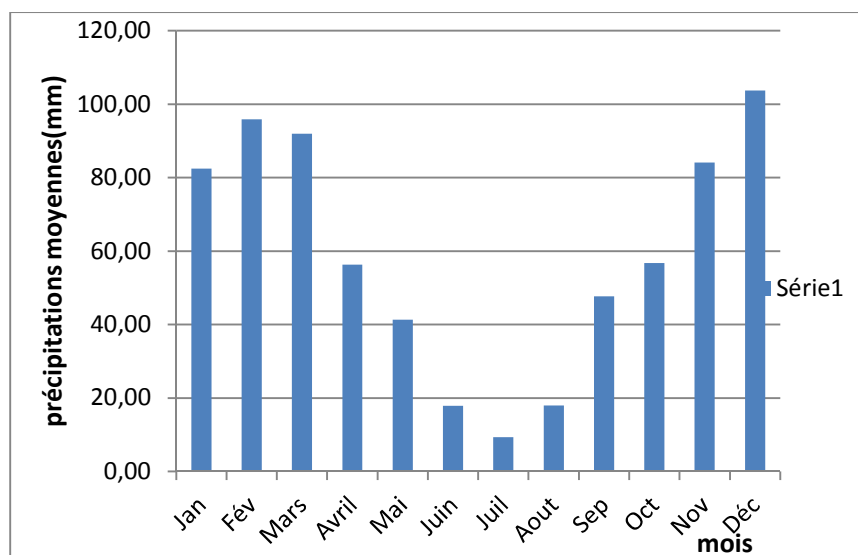


Figure 1.5 : Courbes des précipitations moyennes mensuelles (2000-2016)

Le tableau (1,3) représente une récapitulation des précipitations mensuelles et des températures entre les périodes (2000 ,2016).

Tableau 1.3 : Les moyennes de températures et précipitation de 2000 à 2016

	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	TOTAL
Tmoy	12,38	12,78	14,18	16,39	18,73	22,11	25,16	25,97	24,03	21,57	17,04	13,68	202,4
Pmoy	82,44	95,89	92,00	56,33	41,33	17,89	9,33	18,00	47,67	56,78	84,11	103,8	705,6

3.3 : Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$

Le diagramme Ombrothermique de BAGNOULS et GAUSSEN (1957) permet la détermination de la période sèche.

Sur le diagramme sont reportés :

- en abscisses les mois de l'année.
- en ordonnées les précipitations mensuelles d'un côté, et les températures moyennes mensuelles à une échelle double de celles des précipitations de l'autre.

Lorsque la courbe de précipitation passe au-dessous de la courbe des températures, la période qui s'étale entre les abscisses des points d'interactions des deux courbes correspond à la durée de la période sèche.

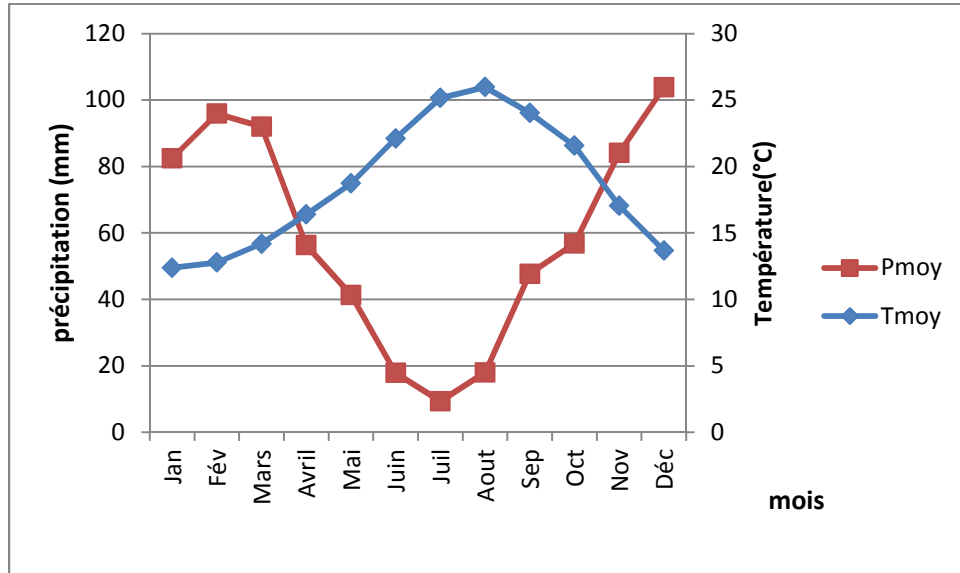


Figure 1.6 : Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen.

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois **Juin** jusqu' au mois **Aout**.

1.4 : Situation hydraulique actuelle

1.4.1 : Les eaux superficielles

Les réserves d'eaux existants à l'air libre sont constitués principalement par les apports provenant de :

- L'OUED AMACINE (l 'écoulement est sous forme de filets d'eau durant toute l 'année)
- IGHZER OUKHERROUB (marque sa présence par de fortes crues durant l 'hiver)
- IGHZER ASRAFIL (marque sa présence par de fortes crues durant l 'hiver)

1.4.2 : Les eaux souterraines

Lors des chutes de pluies et de neiges, l'infiltration de ces eaux engendre un emmagasinement formant des réserves d'eaux souterraines et dont le captage exige un équipement plus ou moins ordinaire (puits, captages de sources). Selon les caractéristiques du sol (porosité, perméabilité...etc.), ces eaux peuvent faire une résurgence sous forme de sources dont on dénombre plus d'une dizaine captées. Ces sources restent toute fois d'une faible capacité, car le débit total réuni n'est que de 4 l/s. Elles servent toutes à l'alimentation en eau potable des villages, soit par raccordement au réseau de distribution soit par installation de fontaines publiques.

Conclusion

Après avoir défini les données nécessaires de notre région d'étude concernant les situations géographique, topographique, climatique, et hydraulique, nous passons à l'évaluation des besoins en eau potable de cette région, afin de répondre à la demande.

Chapitre 2

Estimation des besoins

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les besoins en eau des villages Ichekaben, Tabarkoukt, Ait ounir et Iaadnanen, faisant partie de la commune de Feraoun. Nous notons que ces besoins sont liés au niveau de vie, aux normes d'hygiène et au développement démographique (l'évolution de la population). L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de fixer une norme pour chacune des catégories de consommateurs. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateurs.

L'aspect quantitatif des besoins en eau potable nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires pour l'alimentation de toute la région, ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement d'ouvrages d'adductions.

L'étude présente, se base sur le recensement (**RGPH, 2008**) de l'APC de Feraoun, et les orientations du plan d'urbanisation et des équipements (**PDAU**)

2.1. Situation démographique et son évolution

D'après les dernières données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de la wilaya de Bejaïa effectuée en 2008, la population de la région d'étude s'élève à 5000 habitants réparti sur les 4 villages Ichekaben, Tabarkoukt, Ait ounir, Iaadanenen. Comme le Tableau (2.1) les montre.

Le taux d'accroissement est de 1.8 %.

Tableau 2.1 : Evolution de la population selon les RGPH de l'année 2008.

Villages	Population 2008 (habitants)
Ichekaben, Tabarkoukt	2 000
Iaâdnanen et Ait Ounir	3 000
Total	5000

2.2 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude

L'évaluation de la population à différents horizons peut être déterminée en se référant à la formule des intérêts composés (**Moussa, 2002**)

$$P_n = P_0 (1+\alpha)^n \quad (2.1)$$

Les horizons de calcul considérés au rapport à l'année d'étude du projet 2017 sont :

- Court terme : 2027 (n=10),
- Moyen terme : 2037 (n=20),

- Long terme : 2047 (n=30).

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau (2.2) ci-dessous

Tableau 2.2 : Estimation de la population aux différents horizons

Villages	2008	2017	2027	2037	2047
Ichekaben et Tabarkouk	2000	2348	2807	3355	4010
Iaâdnanen et Ait Ounir	3000	3523	4210	5033	6016
Total	5000	5871	7017	8388	10026

2.3 : Evolution des besoins en eau de la population

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons.

2.3.1 : La dotation "D"

Appelée aussi la norme de consommation, elle est définie comme étant la quantité d'eau quotidienne que l'être humain doit utiliser dans ses différents besoins (le ménage cuisine, douche, etc) (Dupont,1979). Il est jugé par les responsables de DHW de la wilaya de Bejaia, qu'une dotation de 150 l/j/h sera suffisante pour satisfaire les besoins en eau de toute la population pour le court, le moyen et le long terme.

2.3.2 : Consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population, et par d'autres équipements pendant une journée et est exprimée par la relation (2,2) (Bonin, 1986) :

$$Q_{moy j} = \sum \frac{D*N}{1000} \quad [m^3/j] \quad (2.2)$$

2.4 : Différents types de besoins

L'estimation de ces besoins se fait par le moyen des normes effectuées aux différents types de besoins qui sont dans notre cas :

- les besoins domestiques ;
- les besoins public (santé, socioculturelles, scolaires).

2.4.1 : Les besoins domestiques

Les besoins domestiques aux différents horizons sont évalués par la relation (2.3)

$$Q_{moy j} = \frac{N*D}{24*3600} \quad (l/s) \quad (2.3)$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau(2,3) :

Tableau 2.3: Evaluation Les besoins domestiques.

villages	Nombre d'habitants				Dotation	Consommation moyenne j (m3/j)			
	2017	2027	2037	2047	(l/j/h)	2017	2027	2037	2047
Ichekaben et Tabarkou	2348	2807	3355	4010	150,00	352,2	421,05	503,28	601,57
Iaâdnanen et Ait Ounir	3523	4210	5033	6016		528,38	631,57	754,92	902,35
Total	5871	7017	8388	10026		880,63	1052,61	1258,19	1503,92

2.4.2 : Les Besoin Publics

4.2.1 : Les besoins scolaires

Selon les services de l'APC, la zone d'étude compte trois écoles primaires, situées respectivement à Ichekaben, Tabarkoukt, Iaâdnanen et ait Ounir le nombre d'élève, la dotation et les besoins scolaire sont illustres dans le tableau (2.4) :

Tableau 2.4 : Evaluation les besoins scolaires.

villages	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/h)	Besoins scolaire (m3/j)
Ichekaben et Tabarkoukt	181	15	2,71
Iaâdnanen et Ait Ounir	234		3,51
total	415		6,22

4.2.2 : Secteur de la santé

Selon les services de l'APC de Feraoun, la zone d'étude ne dispose que d'une seule unité de santé de petite importance située au village Ichekaben. Les besoins en eau de service sont représentés dans le tableau (2.5) :

Tableau 2.5: Evaluation du Secteur de la santé.

Village	Type équipements	Nombre d'ouvriers et patients	Dotation (l/j/h)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ichekaben	Centre de santé	27	15	0,405

4.2.3 : Secteur socioculturel

Trois mosquées sont situées respectivement à Ichekaben, Iaâdnanen et Ait Ounir, ils existent également dans la zone d'étude un centre culturel, une maison de jeune.

Les besoins journaliers moyens sont représentés dans le tableau (2.6)

Tableau 2.6 : Evaluation les Secteur socioculture

Villages	d'équipements	Nombre de fidèles	dotation	$Q_{movj}(m^3/j)$
Ichekaben e Tabarkoukt	trois mosquées	200	20	4,00
Iaadnanen était ounir	centre culturel	250	20	5,00
totale	maison de jeune	450		9,00

2.5 : Récapitulation des besoins

Après l'étude détaillée, nous présentons un récapitulatif des besoins pour les horizons d'étude dans de tableau (2.7).

Tableau 2.7: récapitulatif des besoins

Année	2017	2027	2037	2047
Total domestique (m^3/j)	880,63	1052,62	1258,19	1503,92
total équipement (m^3/j)	15,64	18,86	22,34	26,69
Total (m^3/j)	896,26	1071,48	1280,53	1530,61

Le tableau (2,8) ci-dessous, c'est un récapitulatif de la consommation moyenne journalière en eau pour les différents horizons d'étude.

Tableau 2.8: Récapitulatif de la consommation en eau moyenne journalière.

	Année	2017	2027	2037	2047
Ichekaben et Tabarkoukt	domestique (m^3/j)	352,2	421,1	503,3	601,6
	équipement (m^3/j)	7,1	8,5	10,2	12,2
Iaadnanen et Ait ounir	domestique (m^3/j)	528,4	631,6	754,9	902,4
	équipement (m^3/j)	8,5	10,2	12,2	14,5
Total	domestique (m^3/j)	880,6	1052,6	1258,2	1503,9
	équipement (m^3/j)	15,6	18,7	22,3	26,7

2.6 : Estimation des besoins en eau tenant compte les pertes

Un réseau d'alimentation en eau potable n'est jamais étanche même s'il est construit avec soins et correctement entretenu. Le volume des pertes est généralement compris entre 15 et 30% de la quantité d'eau consommé. Selon le service technique de la subdivision des ressource en eau de la commune de Feraoun, le taux de fuit à considérer est de 20%.

Ainsi, l'estimation totale des besoins journaliers, en tenant compte les pertes, est donnée par la relation (2,4) et les résultats sont illustrées dans le tableau (2,9)

$$P = \text{Consommation moyenne journalière} * 0.20 \quad (2.4)$$

Tableau 2.9 : Récapitulatif des besoins en eau de la commune en tenant compte les pertes.

Horizon	Q moy j	
	m ³ /j	l/s
2017	1075,51	12,44
2027	1281,90	14,83
2037	1528,60	17,70
2047	1823,50	21,10

2.7 : Etude des variations des débits

En raison de l'irrégularité dans la consommation qui est déjà prise en compte, le débit exigé pour la consommation sera déterminé en affectant le débit moyen journalier du coefficient d'irrégularité. Cette évaluation permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

Les débits exigés par la consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps:

- variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considéré;
- variations mensuelles saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville;
- variations journalières qui dépendent du jour de la semaine qu'en weekend;
- variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

2.7.1 : Coefficient d'irrégularité

a : Coefficients d'irrégularité maximale $K_{\max,j}$

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximale au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation suivante:

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (2.5)$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant de la consommation moyenne journalière de **10 à 30 %**. Donc, la valeur de K_{\max} varie entre 1,1 et 1,3. Nous considérerons, pour notre cas une valeur de

$K_{\max,j} = 1,2$. (Rapport de l'APC de Feraoun)

b : Coefficient d'irrégularité minimale $K_{\min,j}$

Celui-ci est défini comme étant le rapport de consommation minimale journalière et moyenne journalière tel que donnée par équations (2,6).

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (2.6)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation $K_{\min,j}$ varie de 0.7 et 0.9. Dans notre cas, nous considérons

$K_{\min,j} = 0.8$ (Rapport de l APC de Feraoun)

c: Coefficients d'irrégularité maximale horaire $K_{\max,h}$

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné par la relation (2,7)

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * B_{\max} \quad (2.7)$$

avec :

- **α** : coefficient tenant compte du confort et d'équipement de l'agglomération.
(Dans notre cas il s'agit d'un groupe de villages), **α** est compris entre **1,2** et **1,4** nous adoptons **$\alpha_{\max} = 1.3$** .

- **β** : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau (2,10) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants

Tableau 2.10: valeurs du coefficient β en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
B_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à **10026** habitants, compris entre **10000** et **20000** pour déterminer le β_{\max} nous procéderons par interpolation, nous obtenons **$\beta_{\max} = 1,299$**

Par procédé analogue, nous déterminons $K_{\max,h}$ pour les différents villages tableau (2,11)

Tableau 2.11 : Les coefficients d'irrégularité maximale horaire $K_{\max,h}$.

Villages	populations	β_{\max}	α	K_{\max}
Ichekaben et Tabarkoukt	4011	1,50	1,30	1,955
Iaâdnanen et Ait Ounir	6016	1,40		1,825

2.8 : La consommation maximale journalière $Q_{\max,j}$.

Cette consommation représente le débit de jour le plus chargé de l'année. Elle est donnée par la formule (2,8). Les résultats sont représentés dans le tableau (2.12) ci après.

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (2.8)$$

Tableau 2.12 : La consommation maximale journalière

	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},j} + \text{pertes}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},j}$ (l/s)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,j}$ (l/s)
Ichekaben et Tabarkoukt	613,660	736,392	8,523	883,670	10,228
Iaâdnanen et Ait Ounir	916,932	1100,318	12,735	1320,382	15,282
Total	1530,592	1836,710	21,258	2204,052	25,510

2.9 : Variation de la consommation horaire

2.9.1 : Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivant :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 \quad (2.9)$$

2.9.2 : Débit maximale horaire

Cette consommation est déterminée selon des coefficient d'irrégularité horaire $K_{\max,h}$. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (2.10) (Moussa, 2002) :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (2.10)$$

Les résultats de la consommation horaire est présentes dans le tableau (2,13)

Tableau 2.13 : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.

	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /j)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m ³ /j)
Ichekaben et Tabarkoukt	883,670	36,820	1,955	71,97
Iaâdnanen et Ait Ounir	1320,382	55,016	1,825	100,39
Total	2204,052	91,84	1,694	155,606

Conclusion.

Le but de notre projet étant le renforcement d'alimentation en eau potable de la commune de Feraoun. Ainsi, nous avons procédé à l'étude des différentes catégories des besoins en eau en utilisant les dotations qui sont fixées par le plan de développement et aménagement urbain (**PDAU, 2008**).

Le débit calculé à horizon 2047 à savoir $Q_{\max,j} = 25.51 \text{ l/s}$ est celui qui est retenue pour dimensionner le réseau d'adduction et la capacité de réservoir.

Chapitre 3

Dimensionnement du réseau d'adduction

Introduction

Après avoir évalué, au deuxième chapitre les besoins de la population, il ya lieu dans ce troisième chapitre de procéder à une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction. L'adduction de l'eau depuis le lieu de prélèvement (une source, un forage, un captage ou une retenue) jusqu'au lieu d'utilisation ou au réservoir de stockage par un ensemble d'installation. Les conduites d'adduction doivent véhiculer un débit maximal journalier satisfaisant les besoins de la population. Le projet contient deux types d'adduction, une adduction par refoulement et deux adductions gravitaires. (**Schéma synoptique 1**)

3.1. Types d'adduction

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

Adduction gravitaire

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

Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

3.2. Choix du tracé des conduites d'adduction

Le choix du tracé est une étape particulièrement importante, car il doit satisfaire quelques critères d'ordre technique et économique :

- Avoir un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe toujours dans le même sens, vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficile à évacuer. Une cavitation peut apparaître et une rupture de la veine liquide peut provoquer ainsi l'écrasement de la canalisation.

- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), on doit prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, oueds, les forêts...etc.), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

3.3 Choix du type de matériaux des conduites d'adduction.

La conduite constitue l'un des éléments de base de la chaîne d'adduction, son choix doit répondre à plusieurs critères hydrotechniques et économiques, à savoir :

- le diamètre et la pression de service ;
- facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien ;
- disponibilité sur le marché ;
- durée de vie ;

En fonction du matériau de base, les tuyaux sont classés comme suit :

- métallique : fonte, acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- en matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD).

3.3.1 : Tuyaux en fonte ductile.

La fonte est un alliage de fer et de carbone dont la proportion varie entre **2.2%** à **4%**. L'utilisation des tuyaux en fonte polyvalente, se fait en distribution, en assainissement et en irrigation. La fonte ductile est obtenue en additionnant, au moment de la coulée une très faible quantité de magnésium dont la présence, au sein de la fonte, provoque la cristallisation du graphite sous forme sphéroïdale au lieu de cristaux aplatis comme dans la fonte ordinaire. Les canalisations en fonte ductile sont destinées à transporter certains agents chimiques particulièrement agressifs (hydrocarbures, fluides à haute température, acides). Ces tuyaux sont réalisés dans des diamètres normalisés. Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de **6 m** pour les petits et moyens diamètres (Jusqu'à **800 mm**) et de **7 m** à partir de **800 mm**. (Thèse M^r. SADI et M^{lle}. HABICHI 2015-2016)

A : Avantage des tuyaux en fonte ductile

- Supportent des pressions de service atteignant **50 bars** pour des diamètres ne dépassant pas **600 mm**, et **40 bars** pour des diamètres supérieurs ;

- Très rigides et solides ;
- longue durée de vie.

B: Inconvénient

- très robustes ;
- lourds ;
- très chers ;
- fragiles ;
- nécessite des pièces spéciales.

3.3. 2 : Conduites en polyéthylène (PE).

Le **PE** est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules (Ethylène) selon une réaction de polymérisation qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée en présence de catalyseurs. La variation de l'un de ces paramètres peut changer la structure de la matière obtenue appelée polymère. Ce dernier peut être **PE** à basse densité (**PEBD**) ou à haute densité (**PEHD**) dont les points de fusion se situent respectivement à **115 °C** et **130 °C**.

A : Avantage des tuyaux

- petit poids ;
- grandes longueurs ;
- résistants à la corrosion ;
- flexibilité ;
- économiques ;
- pose facile ;
- non conducteurs d'électricité.

B : Inconvénient

- sensibles aux coups ;
- inflammables ;
- la résistance diminue avec l'âge ;
- sensibles à la température ;
- fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.

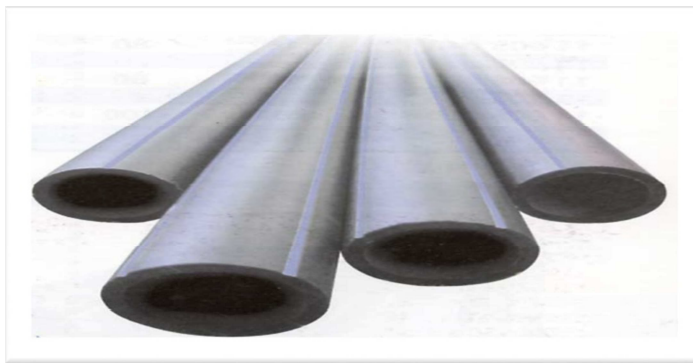


Figure 3.1 : Les tuyaux en PEHD.

3.4 : Etude technico-économique des diamètres de conduites de refoulement

Le dimensionnement des conduites d'adduction s'établit en recherchant le diamètre économique. La conciliation des deux tendances suivantes, nous permet de déterminer le diamètre économique des conduites de refoulement :

- ✓ les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.
- ✓ les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.

3.4.1 : Choix de la gamme de diamètre

Parmi les formules de détermination de diamètre économique, nous citons la formule de **Bonin** et celle de **Bresse**, qui permettent d'avoir une première approche du diamètre économique (**Moussa 2002**).

a. Expression générale $D = K\sqrt{Q}$ (3.1)

b. Formule de **Bonin** : $D = \sqrt{Q}$ $K=1$ (3.2)

c. Formule de **Bresse** : $D = 1,50\sqrt{Q}$ $K=1,50$ (3.3)

Les deux formules nous donnent des valeurs supérieure et inférieure du diamètre. On choisit alors les valeurs de diamètres normalisés aux alentours de ceux obtenus par les deux formules. Nous prenons le diamètre pour lequel la vitesse vérifie la condition d'écoulement :

$$0,50 \text{ m/s} \leq V \leq 1,50 \text{ m/s}$$

3.4.2 : Evaluation des frais d'amortissement.

Les frais d'amortissement (**Fa**) sont égaux au prix de revient total de la conduite (**P**) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement (**A**).

$$F_{am} = P_{ue} * L * A \text{ (DA)} \quad (3.4)$$

A : coefficient d'annuité est calculé d'après la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (3.5)$$

3.4.3 : Evaluation des frais d'exploitation.

Les frais d'exploitation sont les couts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes pour le refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir. Ces frais d'exploitation croissent quand le diamètre diminue et par suite de l'augmentation des pertes de charges. Pour estimer ces frais, nous devons évaluer par conséquent les pertes de charges, la hauteur géométriques, la hauteur manométrique totale, la puissance absorbée par la pompe et enfin l'énergie consommée par cette dernière

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation (3.6) :

$$F_{exp} = E * P_{ue} \quad \text{(DA)} \quad (3.6)$$

3.4.4 : Calcul de la vitesse de l'écoulement.

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne de l'écoulement et satisfaire la condition de continuité dans la conduite, donnée par la relation (3.7) :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (3.7)$$

3.4.5 : Perte de charge (J).

Il existe deux types de pertes de charge dans les conduites :

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

a : Pertes de charge linéaire j (régulières).

On appelle pertes de charge linéaire celles qui se produisent dans les tuyaux dépourvus de singularités. Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des

canalisations, et des molécules entre elles. Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de **Darcy-Weisbach**.

$$J = \lambda \frac{L}{D_h} \frac{V^2_{\text{moy}}}{2g} \quad (3.8)$$

❖ Détermination de (λ)

Pour le calcul de λ , trois cas peuvent se présenter :

- **Régime turbulent rugueux** : λ est donné par la formule de Nikuradze :

$$\lambda^{1/2} = \left[1.14 - 0.86 \log \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right] \quad (3.9)$$

- **Régime de transition**: λ est donné par la formule de Colebrook White -.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (3.10)$$

Dans ce régime « λ » est déterminé par approximations successives. En première approximation, « λ » est déterminé par la formule de Nikuradze. La valeur trouvée sera remplacée dans le second nombre de la relation de Colebrook White, d'où on aura une nouvelle valeur successive jusqu'à ce que les deux nombres de l'expression mathématique soient égaux

- **Régime laminaire** : λ est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, Il est donné par l'expression de Poiseuille.

$$\lambda = \frac{64}{\text{Re}} \quad \lambda = f(\text{Re}) \quad (3.11).$$

NB : λ peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Reynolds (**Re**) et la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$. (**Annexe 4 : diagramme de Moody**)

❖ Détermination du nombre de Reynolds

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité (3,12).

$$\text{Re} = \frac{V_m \cdot D_h}{\nu} \quad (3.12)$$

En fonction du nombre de *Reynolds* nous avons la classification suivante :

- $R_e < 2100$ le régime est laminaire stable ;
- $2100 < R_e < 4000$ le régime est transitoire ;
- $R_e > 4000$ le régime est turbulent.

❖ La rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative (ε / D) est le rapport de la rugosité absolue (ε) au diamètre de la conduite (D).

Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha * t \quad (3.13)$$

Dans le tableau (3.1) nous donnons les différents matériaux avec leur coefficient de rugosité.

Tableau 3.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

Matériau	Coefficient de Hazen-Williams
Fonte	130-140
Béton ou Revêt de Béton	120-140
Plastic	130-150
Acier	140-150

Dans le cas de notre étude les pertes de charge unitaires sont obtenues à partir de l'équation de **Hazen williams** (3,14)

$$j = 1,218 * 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{chw^{1,852} * D^{4,871}} \quad (3,14)$$

b: Pertes de charge singulières J_s .

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes d'une canalisation, il se produit des pertes de charges accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les

coudes, les élargissements et rétrécissements brusques ou progressifs, les branchements, dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notées (**J_s**), représentent **15%** des pertes de charges linéaires. Soit :

$$J_s = 0.15 * J \quad (3.15)$$

c : Les pertes de charge totales (J_t)

Les pertes de charge totales J_t le long de la conduite est la somme des pertes de charges linéaires et singulières.

Donc :

$$J_t = 1.15 * J \quad (3.16)$$

$$J_t = 1.15 * \lambda * \frac{L}{D_h} * \frac{V^2}{2g} \quad (3.17)$$

3.4.6 : Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}

La hauteur manométrique totale présente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et la perte de charge totale le long de la conduite. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (3.18)$$

$$H_g = C_a - C_d \quad (3.19)$$

3.4.7 : Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est définie comme étant le travail effectué par unité du temps, pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale.

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (3.20)$$

3.4.8. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

L'énergie consommée annuellement est donnée par la formule suivante :

$$E = P_{abs} * t * 365 \text{ (KWh /an)} \quad (3.21)$$

3.4.9 Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (F_{ex}) sont les coûts de revient de l'énergie électrique nécessaire aux pompes afin qu'il y ait refoulement de l'eau de la station de pompage jusqu'au réservoir, est donnée par la relation suivante :

$$F_{ex} = E \cdot P_{ue} \quad (3.22)$$

3.4.9 : Bilan des frais

Le bilan des frais F_t (DA) est calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. . Il est donné par la formule suivante :

$$F_t = F_{exp} + F_a \quad (3.23)$$

Le choix de diamètre est alors porté pour le diamètre ayant le bilan des frais moins élevés

3.4.10 : Calcul de la valeur maximal du béliet

La valeur maximale du coup de béliet est égal à :

$$B = \frac{a V}{g} \quad (3.24)$$

la célérité des ondes du béliet est donnée par la relation suivante (3.25)

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D}{E e} \right)}} \quad (m .s^{-1}) \quad (3.25)$$

Allievi a donné une valeur pratique pour la célérité des ondes a en (m/s)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K.D}{e}}} \quad (3.26)$$

K : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite est donnée par :

0,50 pour une conduite en acier ,

0,66 pour le PEHD,

1,00 pour une conduite en fonte,

4,40 pour une conduite en amiante ciment,

33,00 pour une conduite en PVC.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (3.27), (MOUSSA, 2002).

$$A = \frac{1240}{\sqrt{1 + K_e^D}} \quad (3.27)$$

3.4.11 : Calcul de la pression maximale et minimale

- **Cas de surpression :**

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation (3.28)

$$P_{\max} = H_g + B \quad (3.28)$$

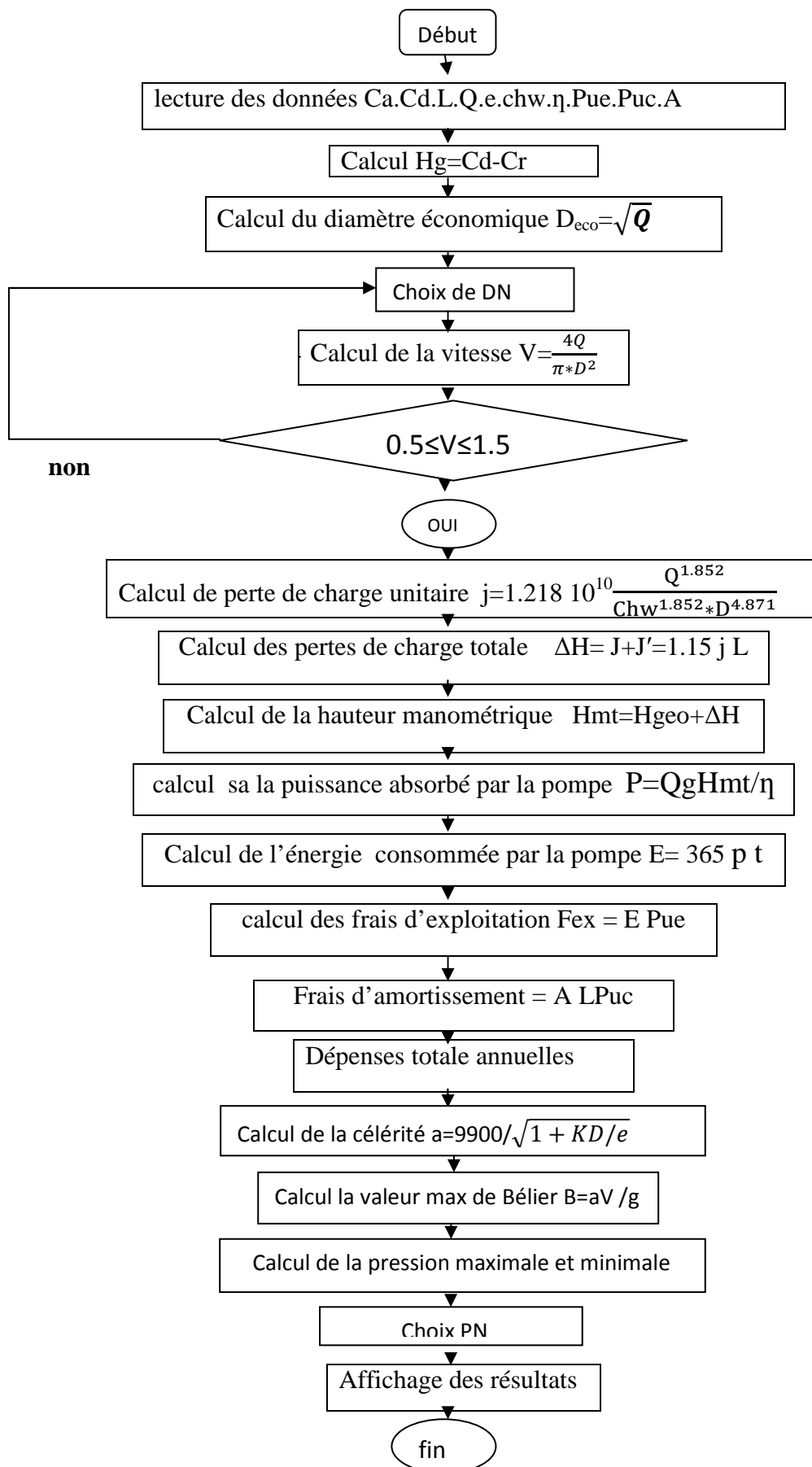
- **Cas de dépression**

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation (3.29)

$$P_{\min} = H_g - B \quad (3.29)$$

Un organigramme récapitulatif des étapes de calcul d'adduction par refoulement est présenté ci-après.

Organigramme de l'adduction par refoulement



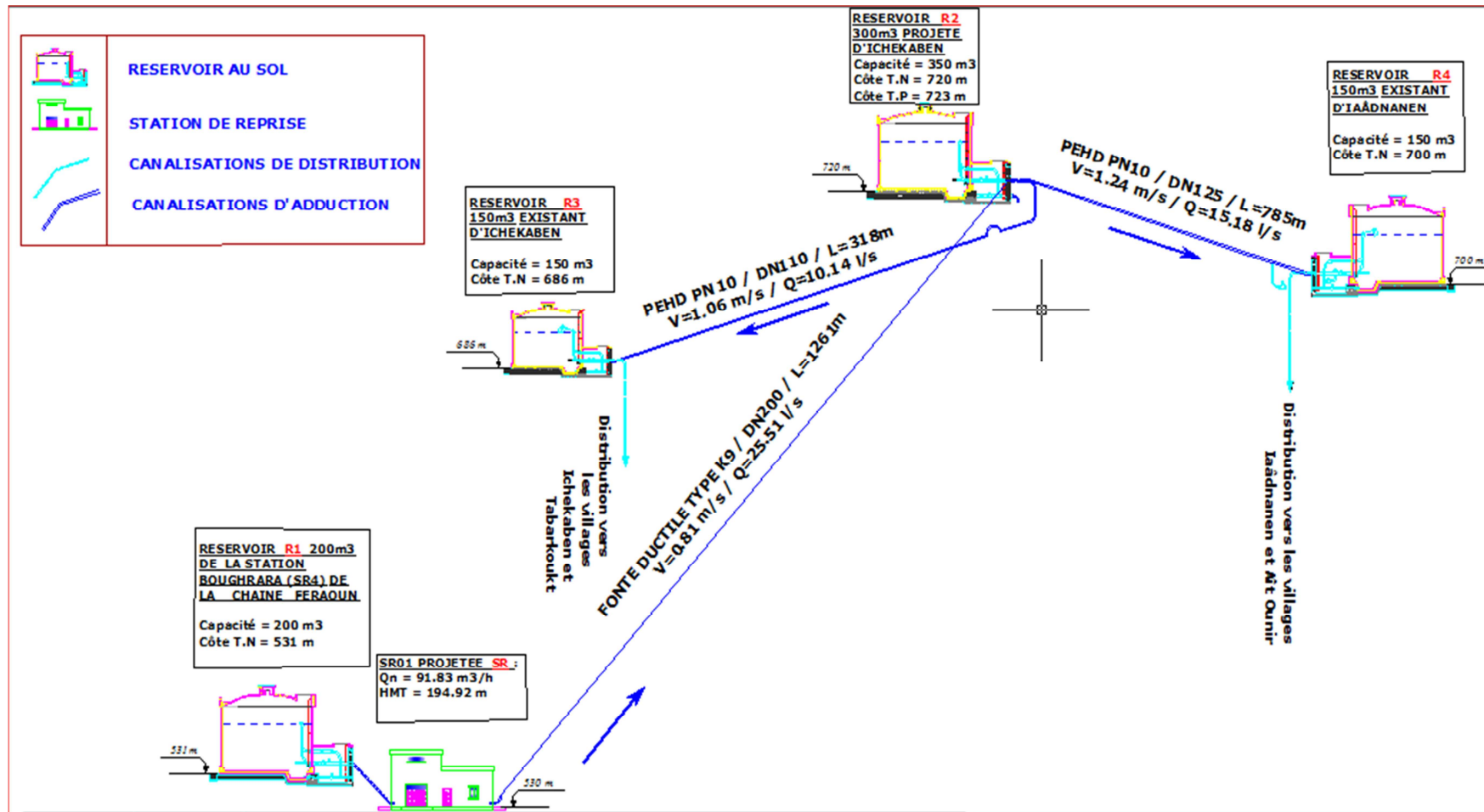


Schéma synoptique

3.4.12 : Etude de l'adduction par refoulement SR → R₂ (conformément au schéma synoptique)

L'étude est effectuée conformément aux étapes présentées dans l'organigramme. Notons que les conduites sont en fonte ductile. Les résultats de ces calculs sont résumés dans le tableau (3.2)

Tableau 3.2 : Application Adduction par refoulement de SR vers le réservoir R₂.

N°	Désignation de la variable	valeur			Unité
1	Données du problème				
2	Cote de départ Cd	530			m
3	Cote d'arrivée Ca	720			m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	25,51			l/s
5	Longueur de la conduite L	1261			m
6	Phase de calcul				
7	Hauteur géométrique H _{geo}	190			m
8	calcul de diamètre économique Déco	159,719			mm
9	Temps de pompage	20			h
10	Pris du Kilo-Watt- heure Pue	6			DA
11	Choix des diamètres	125	150	200	mm
12	Epaisseur de la conduite	6,2	6,3	6,4	mm
13	Pris du mètre linéaire de la conduite Puc	3025	3500	5157	DA
14	Introduire le coefficient K	1			
15	Vitesse d'écoulement de l'eau v	2,08	1,44	0,81	m/s
16	Test de la vitesse	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
17	Introduire l'annuité A	0,08			mm
18	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136			
19	Perte de charge unitaire j	0,033536	0,013798	0,003398	m/ml
20	Perte de charge linéaires J	42,289	17,39945	4,28508	m
21	Perte de charge singulières J'	42,439	2,609918	0,642762	m
22	Perte de charge totale Dh	84,728	20,00937	4,927842	m
23	Hauteur manométrique totale Hmt	274,728	210,0094	194,9278	m
	Célérité de l'onde de choc a	1191,291	1161,02	1105,817	m/s
	Valeur du coup de bélier B	252,5629	170,9341	91,57886	m
24	Puissance absorbée par la pompe P	98,21648	75,07928	69,68757	Kw
25	Energie consommée par la pompe E	716980,3	548078,7	508719,2	
26	Frais d'exploitation annuels Fex	4301882	3288472	3052315	DA
27	Frais d'amortissement annuels Fam	305162	353080	520238,2	DA
28	Dépenses totales annuelle	4607044	3641552	3572554	DA
29	Surpression maximale Pmax	44,25629	36,09341	28,15789	Bar
30	Dépression maximale Pmin	6,256294	-1,906586	-9,842114	Bar
31	Choix de la pression nominale PN	20	40	30	Bar

Les résultats des frais total annuelles d'après le tableau montre que le diamètre donnent le minimum de frais est DN 200 mm avec une pression de PN 30 qui nous donne un total de frais égal à 3572554 DA.

3.5 : Etude technico –économique de l'adduction gravitaire

Le calcul du diamètre de la conduite fait intervenir les paramètres qui suivent :

3.5.1 : Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_{geo} = C_a - C_d \quad (3.30)$$

3.5.2 : Diamètre économique

Celui-ci est obtenu à partir de la formule Bonin (3.2).

3.5.3 : Vitesse d'écoulement

Elle-ci est déterminée à partir de la relation (3.7).

3.5.4 : Pertes de charges total

Elles sont déterminées à partir de la relation (3.16).

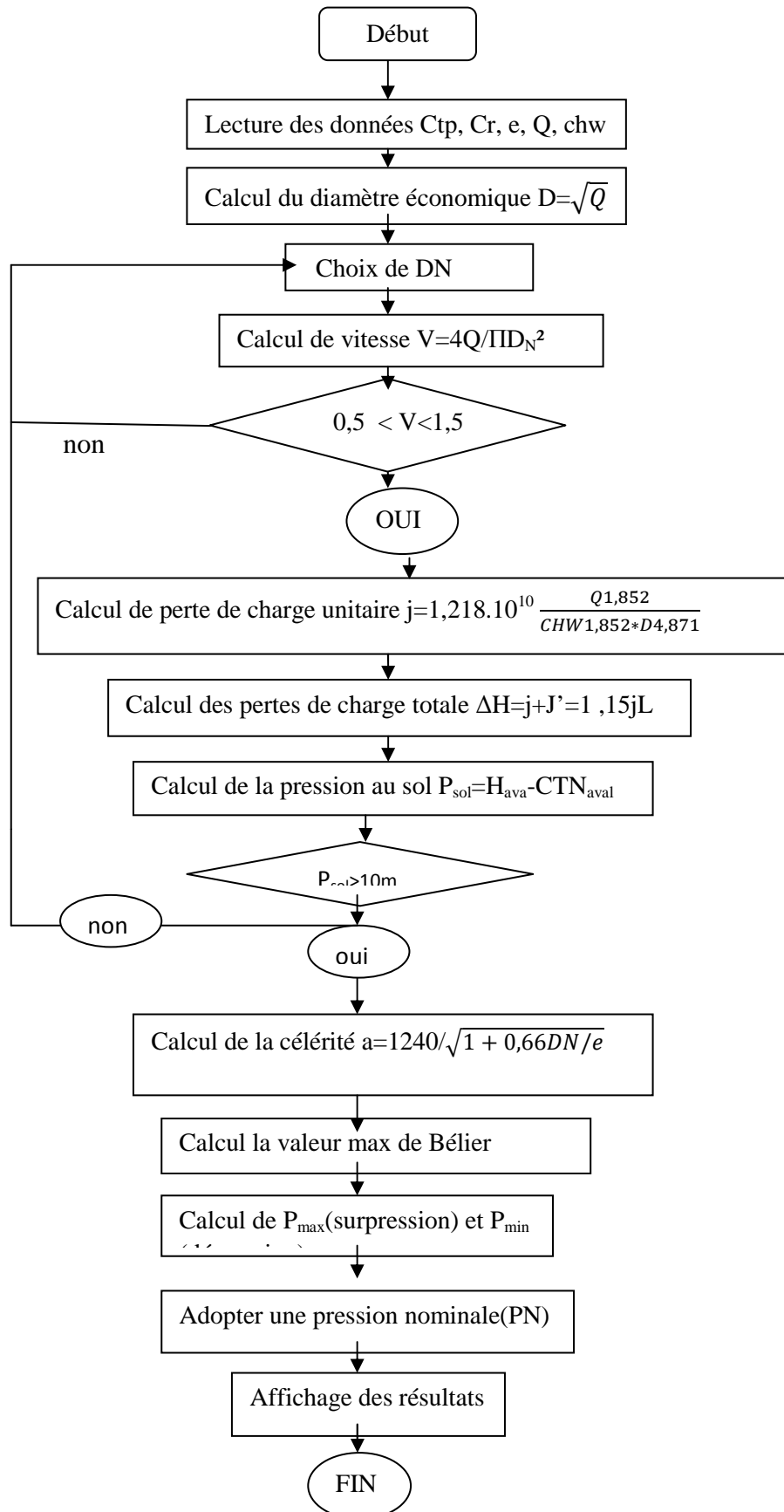
3.5.5 : Pression au sol

Pour que l'eau puisse rentrer dans le réservoir d'arrivée, la conduite doit assurer une pression minimale d'au moins 10 m.c.e. Cette pression au sol est donnée par l'expression suivante :

$$P_{sol} = H_g - J_t = \text{cote piézométrique} - \text{cote du terrain naturel} \quad (3.31)$$

Nous présentons ci-après un organigramme résumant toutes les étapes de calcul d'adduction gravitaire.

Organigramme de calcul des conduites d'adduction gravitaires.



3.5.6 : Etude de l'adduction gravitaire.

Pour l'adduction gravitaire on a choisi le PEHD comme matériau de canalisation.

L'étude est effectuée conformément au l'organigramme élaboré. Les étapes de calcul sont présentées dans les tableaux (3.3) et (3.4).

Tableau 3.3 : Adduction gravitaire de réservoir projeté R₂ vers le réservoir

Iaadnanen R₄.

N°	Désignation de la variable	valeur				Unité
1	Données du problème					
2	Cote de terrain naturel amont Cd	720				m
3	Cote de terrain naturel aval	700				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	15,18				l/s
5	Longueur de la conduite L	785				m
6	Phase de calcul					
7	Hauteur géométrique H _{geo}	20				m
8	calcul de diamètre économique Déco	123,207				mm
9	Choix du diamètre	110	125	160	200	mm
10	Epaisseur de la conduite	12,3	14	17,9	22,4	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau v	1,60	1,24	0,76	0,48	m/s
12	Test de la vitesse	La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse n'est pas correcte	
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136				
14	Perte de charge unitaire j		0,0128233	0,0038528		m/ml
15	Perte de charge linéaires J		10,0662922	3,0244734		m
16	Perte de charge singulières J'		1,50994384	0,453671		m
17	Perte de charge totale Dh		11,5762361	3,4781444		m
18	H amot		723	723		m
19	Haval		711,423764	719,52186		m
20	P sol		11,4237639	19,521856		m
21	Coefficient de k		0,66			
22	Célérité de l'onde de choc a		496,681631			m/s
23	Valeur du coup de bélier B		62,6601139			
24	Surpression maximale P _{max}		62,6601139			m
25	Dépression maximale P _{min}		-42,660114			m
26	Choix de la pression nominale PN		10			Bar

Pour la conduite d'adduction gravitaire, les résultats du tableau montrent que le diamètre normalisé DN 125 vérifier la vitesse moyenne et la pression qui de PN 10.

Tableau 3.4 : Adduction gravitaire de réservoir projeté R₂ vers le réservoir Ichekaben R₃

N°	Désignation de la variable	valeur				Unité
1	Données du problème					
2	Cote de terrain naturel amont Cd	720,00				m
3	Cote de terrain naturel aval	686,00				m
4	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	10,14				l/s
5	Longueur de la conduite L	318,00				m
6	Phase de calcul					
7	Hauteur géométrique Hgeo	34,00				m
8	calcul de diamètre économique Déco	100,70				mm
9	Choix de diamètre	90,00	110,00	125,00	160,00	mm
10	Epaisseur de conduite	10,10	12,30	14,00	17,90	mm
11	Vitesse d'écoulement de l'eau v	2,02	1,07	0,83	0,50	m/s
12	Test de la vitesse	La vitesse n'est pas correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	La vitesse est correcte	
13	Coefficient de rugosité équivalente Chw	136,00				
14	Perte de charge unitaire j		0,01	0,01	0,00	m/ml
15	Perte de charge linéaires J		3,60	1,93	0,58	m
16	Perte de charge singulières J'		0,54	0,29	0,09	m
17	Perte de charge totale Dh		4,14	2,22	0,67	m
18	H amot		723,00	723,00	723,00	m
19	H aval		718,86	720,78	722,33	m
20	P sol		32,86	34,78	36,33	m
21	Coefficient de k		0,66			
22	Célérité de l'onde de choc a		496,30			
23	Valeur du coup de bélier B		54,01			
24	Surpression maximale Pmax		88,01			m
25	Dépression maximale Pmin		-20,01			m
26	Choix de la pression nominale PN		10,00			Bar

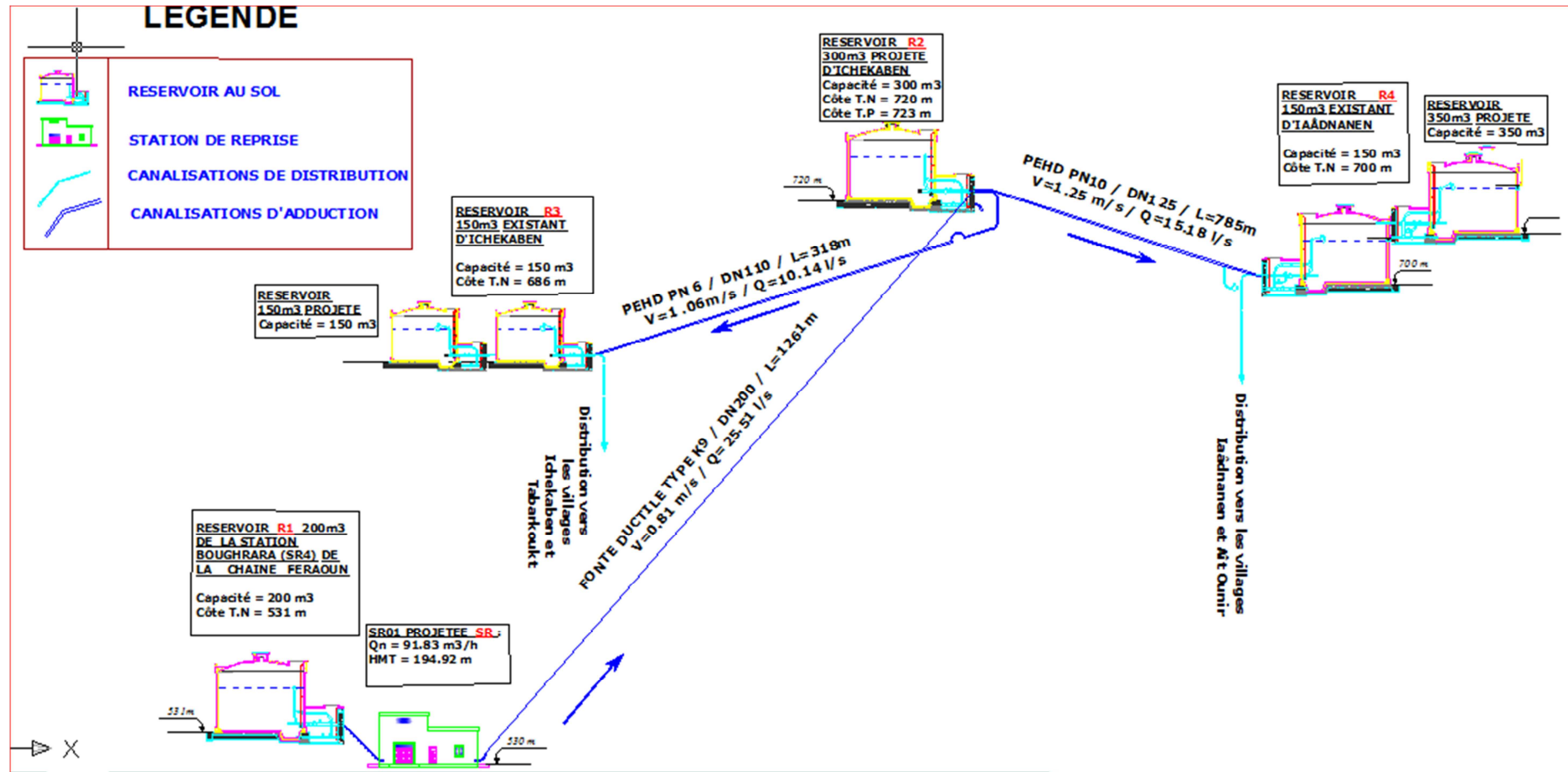
D'après le tableau du calcul, on tians le diamètre DN 110, la vitesse moyenne est vérifie, la pression est de PN 10.

Conclusion

L'étude technico-économique effectuée dans ce chapitre nous a permis de déterminer les diamètres des conduites d'adduction de notre projet.

La canalisation de refoulement reliant la SP à 531m CTN avec le R₂ à 700 m CTN est en fonte de diamètre **DN 200** avec **PN 30** qui donne des frais minimale.

Le diamètre économique reliant le réservoir projetée située à la cote 270 CTN au réservoir d'Ichekaben à la coté 686m CTN est de **DN 110** mm dont le matériau utilisé est le **PEHD PN 10**, et le diamètre économique reliant le réservoir projetée située à la cote 270 CTN au réservoir d'Iaadnanen à la coté 700 m CTN est de **DN 125** mm dont le matériau utilisé est le **PEHD PN 10**.



Nouveau schéma synoptique

Chapitre 4

Etude des réservoirs

Introduction

Après avoir étudié les besoins et le mode d'adduction des eaux de consommation dans les chapitres précédents, nous évoqueront le rôle que sont susceptible de jouer les réservoirs qui sont des ouvrages régulateurs. Aussi, nous intéressons à la détermination de la capacité des réservoirs projetés dans cas de notre projet.

4.1 : Rôle et fonction des réservoirs

Un réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau. Leurs nombreux rôles peuvent se résumer comme suit :

- les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- simplification de l'exploitation ;
- les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont classées en fonctions techniques et économiques.

4.2 : Implantation des réservoirs

Le choix du site d'implantation d'un réservoir est généralement effectué sur la base des considérations techniques, économiques et dépend aussi des conditions topographiques et de la nature du sol. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela nous sommes amenés à respecter les conditions suivantes :

- En plan, ils doivent généralement être au centre de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité figure (4.1).

- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité (figure 4.2) (Moussa, 2002)

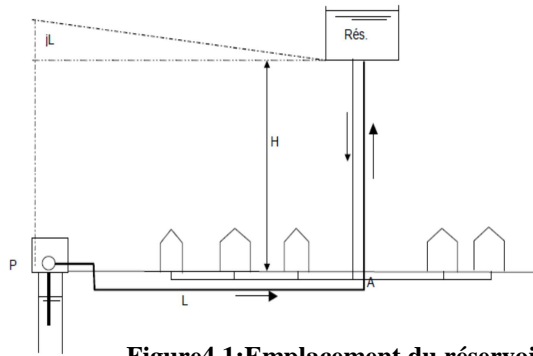


Figure 4.1: Emplacement du réservoir au milieu d'une agglomération

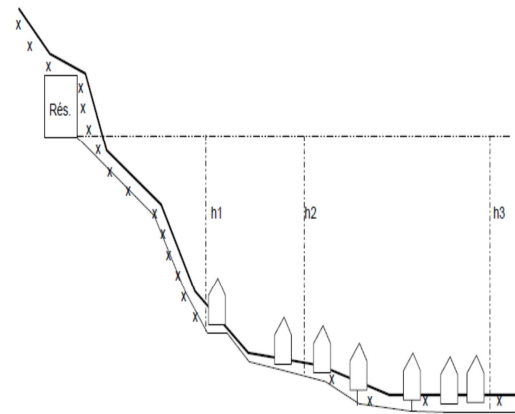


Figure 4.2: Emplacement du réservoir en altitude

4.3 : Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon :

- La nature des matériaux de construction, les réservoirs peuvent être des :
 - réservoirs métalliques ;
 - réservoirs en maçonnerie ;
 - réservoirs en béton armé ou précontrainte.
- La situation des lieux ou par rapport à la surface du sol, nous distinguons
 - des réservoirs enterrés ;
 - semi enterrés ;
 - surélevés ou sur tour (château d'eau).
- l'usage des réservoirs on peut les classer en :
 - réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
 - réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
 - réservoirs de traitement.
- leurs formes géométriques :
 - réservoirs cylindriques ;
 - réservoirs rectangulaires ;

- il y'a aussi des réservoirs de forme quelconque (sphérique, conique...).

Du point de vue esthétique, nous peut affirmer les fonctions d'un réservoir, comme on peut l'intégrer au paysage.

4.4 : Construction des réservoirs

4.4.1 : Forme

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontrainte.

4.4.2 : Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser **6m**. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens capacité. tableau (4.1)

Tableau 4.1: Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

Capacité utile (m3)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1 000	4 à 5
5 000	5 à 6

4.5 : Equipements hydrauliques des réservoirs

Les différents types de réservoirs sont représentés dans la figure (4.3)

4.5.1 : Conduite d'adduction (ou d'arrivée)

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

- obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire.
- dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

4.5.2 : Conduite de distribution (départ)

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre **0,10 à 0,20 m** au dessus de radier afin, d'éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir.

4.5.3 : Conduite du trop-plein

La conduite de trop- plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit **Q** arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

4.5.4 : Conduite de vidange

Elle est placée au plus bas point du radier afin d'évacuer les dépôts. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

La conduite de vidange fonctionne lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir. Elle est généralement raccordée à la canalisation du trop- plein

4.5.5 : Conduite by-pass

C'est un tronçon de la conduite qui assure la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de la distribution, la communication entre ces deux conduite s'effectue selon le schéma de la **figure (4.3)** en marche normale les vannes « **1** » et « **3** » sont ouvertes, la vanne « **2** » est fermée, en by-pass on ferme « **1** » et « **3** » et en ouvre « **2** »

4.5.6 : Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la **figure (4.3)** et qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne « **1** » est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ça, grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie, on ouvre la

vanne « 2 » pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne « 3 » supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir

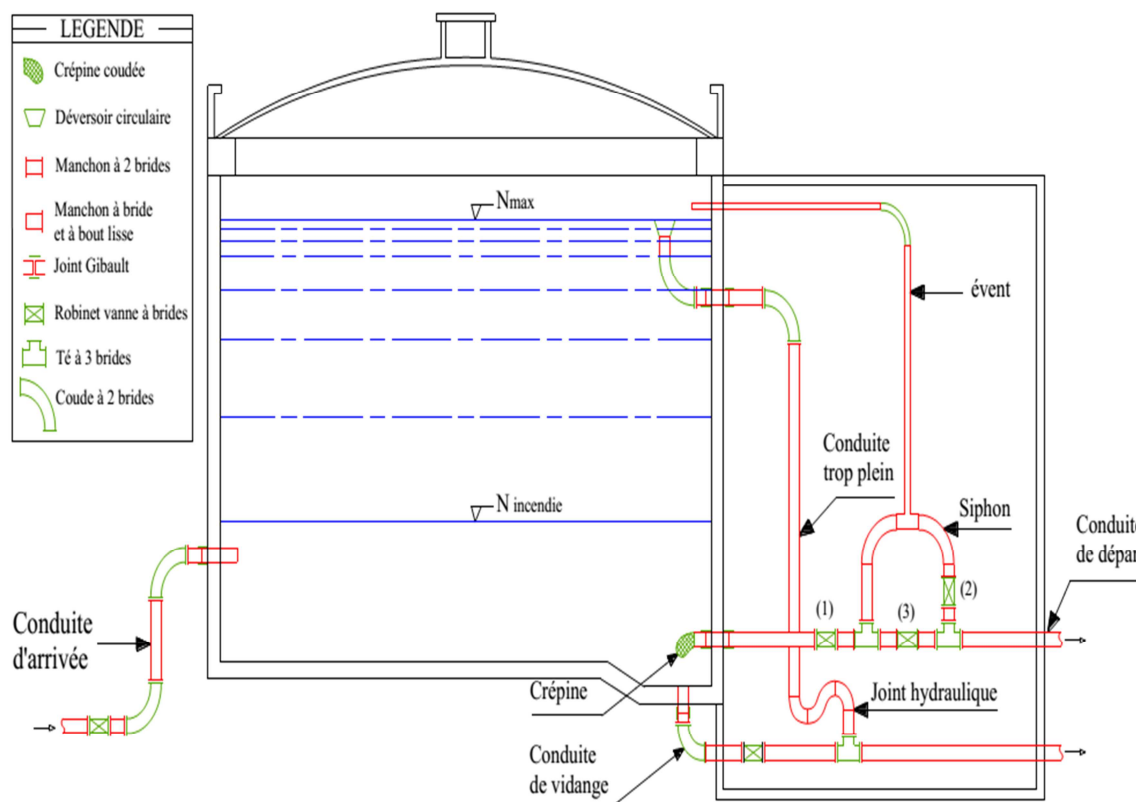


Figure 4.3 : Equipements hydraulique de réservoir

4.6 : Exigences techniques à satisfaire

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties.
- **Etanchéité** : Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.
- **Durabilité** : les matériaux constituant tous les éléments du réservoir doivent conserver leur propriété après un long contact avec le liquide qu'il est destiné à retenir.

4.7 : Entretien des réservoirs

Une surveillance régulière des réservoirs est de rigueur pour vérifier d'éventuelles fissures ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques. Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telles que :

- isolement et vidange de la cuve ;
- élimination des dépôts sur les parois ;
- examens des parois et réparation éventuelles ;
- désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- remise en service.

4.8 : Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur, par conséquent les réservoirs doivent :

- comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers,
- être éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre,
- avoir les robinets de puisage et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements nécessaires aux contrôles des eaux de consommation,
- avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel exploitant),
- être aérés par des orifices de grillage.

4.9 : Calcul de la capacité des réservoirs

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeants (demande de pointe). Pour calculer la capacité d'un réservoir nous devons tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Dans une chaîne d'adduction, on trouve trois (3) types de réservoirs :

- réservoir de stockage ;
- réservoir de transit ;
- réservoir de stockage et de transit.

Le calcul du volume du réservoir se fait par trois méthodes :

4.9.1 : Méthode forfaitaire

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- En alimentation rurale 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- En alimentation urbaine : au minimum 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération.
- Dans le cas d'une grand ville : au minimum 25% de la consommation journalière maximale de la agglomération (Bouslimie, 2004).

4.9.2 : Méthode graphique

Cette méthode est représenté par la courbe d'apport et de consommation journalière (figure 4.4)

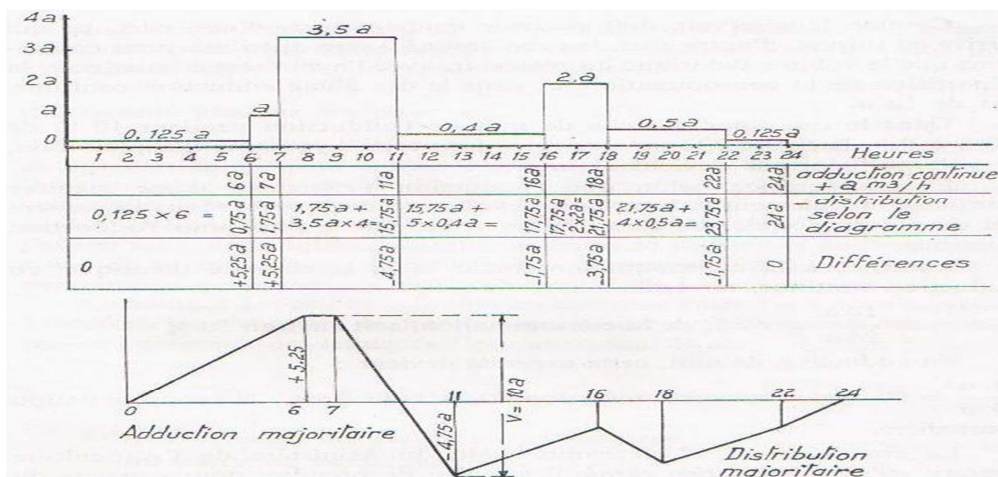


Figure 4.4 : la courbe d'apport et consommation journalière

4.9.3 : Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir le volume du réservoir est donnée par la relation

$$V_r = \Delta V_{\max}^+ + |\Delta V_{\max}^-| \quad (4.1)$$

Et le volume total sera donné par la relation (4.2) (Dupont 1979).

$$V_T = V_r + V_{ri} \quad (4.2)$$

V_{ri} : représente le volume de la réserve d'incendie. Réglementairement, on prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 17l/s pendant une durée de deux heures (Dupont1979).

4.9.4 : Calcul de la capacité de réservoir de transit R2

Pour calculer la capacité de réservoir de transit **R₂**, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique, les détails de calcul sont présentés dans le tableau (4.2) et illustré dans la figure (4.5).

Sachant que :

$$Q_{\max,j} = 2204,052 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit horaire "a" est donnée par :

$$a = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (4.3)$$

$$a = 91,84 \text{ m}^3$$

Sachant que le temps de pompage est de **20h**, la pompe se repose 4 heures et le débit horaire refoulé est de **1,2a**

Aussi le réservoir **R₂** dessert les deux réservoirs **R₃**, **R₄** par gravité c.-à-d. en continue (24 heures) avec des débits horaire représente respectivement par :

$$a_1 = \frac{Q_{\max,j1}}{24} = \frac{883.67}{24}$$

$$a_1 = 36,82 \text{ m}^3/\text{h}$$

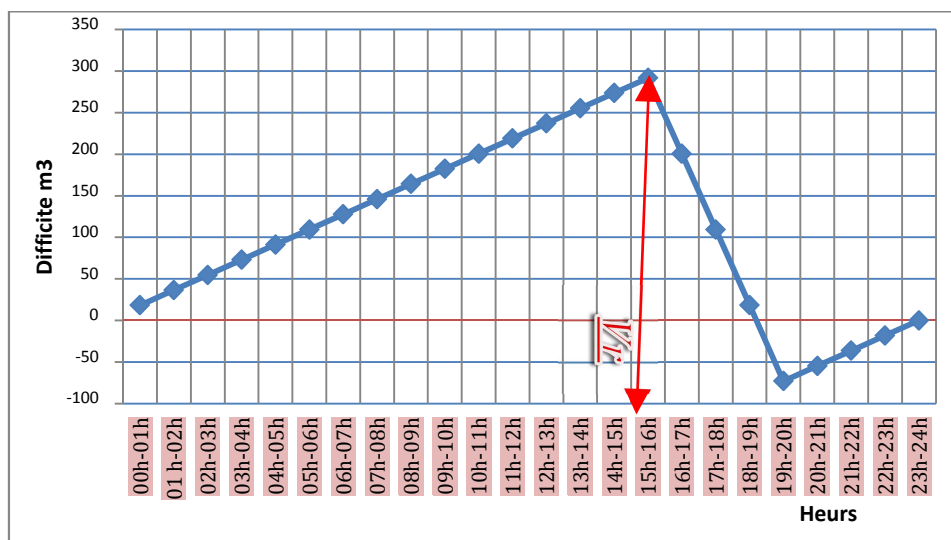
$$a_2 = \frac{Q_{\max,j2}}{24} = \frac{1320.38}{24}$$

$$a_2 = 55,02 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les débits horaire que doit le réservoir R1 desserte aux autre réservoirs **R₂** et **R₃** pour satisfaire les besoins est donne respectivement **a₁ = 36,82 m³/h**, **a₂ = 55,02 m³/h**.

Tableau 4.2 : Calcul de la capacité du réservoir de transit à l'horizon 2047

heurs	Arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m ³	sortie 1	sortie 1 en m ³	sortie cumulée 1	sortie 2	sortie 2 m3	sortie cumulé 2	sortie cumulé m3	déficit 1 (m3)	déficit 2 (m3)	déficit m3
	a			a 1			a 2						
00h-01h	1,2 a	109,404	109,404	a 1	36,82	36,82	a 2	55,02	55,02	91,84	72,584	54,384	17,564
01 h-02h	1,2 a	109,404	218,808	a 1	36,82	73,64	a 2	55,02	110,04	183,68	145,168	108,768	35,128
02h-03h	1,2 a	109,404	328,212	a 1	36,82	110,46	a 2	55,02	165,06	275,52	217,752	163,152	52,692
03h-04h	1,2 a	109,404	437,616	a 1	36,82	147,28	a 2	55,02	220,08	367,36	290,336	217,536	70,256
04h-05h	1,2 a	109,404	547,02	a 1	36,82	184,1	a 2	55,02	275,1	459,2	362,92	271,92	87,82
05h-06h	1,2 a	109,404	656,424	a 1	36,82	220,92	a 2	55,02	330,12	551,04	435,504	326,304	105,384
06h-07h	1,2 a	109,404	765,828	a 1	36,82	257,74	a 2	55,02	385,14	642,88	508,088	380,688	122,948
07h-08h	1,2 a	109,404	875,232	a 1	36,82	294,56	a 2	55,02	440,16	734,72	580,672	435,072	140,512
08h-09h	1,2 a	109,404	984,636	a 1	36,82	331,38	a 2	55,02	495,18	826,56	653,256	489,456	158,076
09h-10h	1,2 a	109,404	1094,04	a 1	36,82	368,2	a 2	55,02	550,2	918,4	725,84	543,84	175,64
10h-11h	1,2 a	109,404	1203,444	a 1	36,82	405,02	a 2	55,02	605,22	1010,24	798,424	598,224	193,204
11h-12h	1,2 a	109,404	1312,848	a 1	36,82	441,84	a 2	55,02	660,24	1102,08	871,008	652,608	210,768
12h-13h	1,2 a	109,404	1422,252	a 1	36,82	478,66	a 2	55,02	715,26	1193,92	943,592	706,992	228,332
13h-14h	1,2 a	109,404	1531,656	a 1	36,82	515,48	a 2	55,02	770,28	1285,76	1016,176	761,376	245,896
14h-15h	1,2 a	109,404	1641,06	a 1	36,82	552,3	a 2	55,02	825,3	1377,6	1088,76	815,76	263,46
15h-16h	1,2 a	109,404	1750,464	a 1	36,82	589,12	a 2	55,02	880,32	1469,44	1161,344	870,144	281,024
16h-17h	0	0	1750,464	a 1	36,82	625,94	a 2	55,02	935,34	1561,28	1124,524	815,124	189,184
17h-18h	0	0	1750,464	a 1	36,82	662,76	a 2	55,02	990,36	1653,12	1087,704	760,104	97,344
18h-19h	0	0	1750,464	a 1	36,82	699,58	a 2	55,02	1045,38	1744,96	1050,884	705,084	5,504
19h-20h	0	0	1750,464	a 1	36,82	736,4	a 2	55,02	1100,4	1836,8	1014,064	650,064	-86,336
20h-21h	1,2 a	109,404	1859,868	a 1	36,82	773,22	a 2	55,02	1155,42	1928,64	1086,648	704,448	-68,772
21h-22h	1,2 a	109,404	1969,272	a 1	36,82	810,04	a 2	55,02	1210,44	2020,48	1159,232	758,832	-51,208
22h-23h	1,2 a	109,404	2078,676	a 1	36,82	846,86	a 2	55,02	1265,46	2112,32	1231,816	813,216	-33,644
23h-24h	1,2 a	109,404	2188,08	a 1	36,82	883,68	a 2	55,02	1320,48	2204,16	1304,4	867,6	-16,08

Figure 4.5 :.capacité de réservoir R₂

Capacité de réservoir :

$$V_r = |281,02| + |-86,772|$$

$$V_r = 367,792 \text{ m}^3$$

Tableau (4.3) récapitule représente la capacité de réservoir de transit projeté R₂.

Tableau 4.3 : Récapitulatif de la capacité du réservoir de transit à projeté à l'horizon 2047

Désignation	Horizon 2047	Unité
Débit entrant	2188,158	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	281,02	m ³
Déficit	86,77	M ³
La capacité totale calculée	367,792	m ³
La capacité du réservoir projeté	350	m ³

4.9.5 : Dimensionnement du réservoir

Après avoir déterminée la capacité de réservoir, nous procédons à sa dimensionnement par déterminer la section et le diamètre.

a. Section de réservoir projeté :

Elle est déterminée par la formule (4.4) :

$$V_r = S \cdot h \quad (4.4)$$

$$S = \frac{V_r}{h} \quad (4.5)$$

b. Diamètre de réservoir

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (4.6) :

$$D = \sqrt{\frac{4.V_r}{\pi h}} \quad (4.6)$$

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (4.4) suivant :

Tableau 4.4 : Les caractéristiques de réservoir projetée

Caractéristiques de Réservoir	Volume m ³	Hauteur M	Diamètre th M	Diamètre m	Section m ²
	350	4	10,56	16	87,5

4.9.6 : Réservoir de distribution d'ichekaben (schéma synoptique)

Le tableau (4.5) illustre les étapes de calcul de la capacité du réservoir R₃ par la méthode analytique. Notons que l'arrivée est continue et la distribution obéit au mode de distribution du village donnée comme suit :

Tableau 4.5 : les coefficients de distribution (Rapport APC Feraoun).

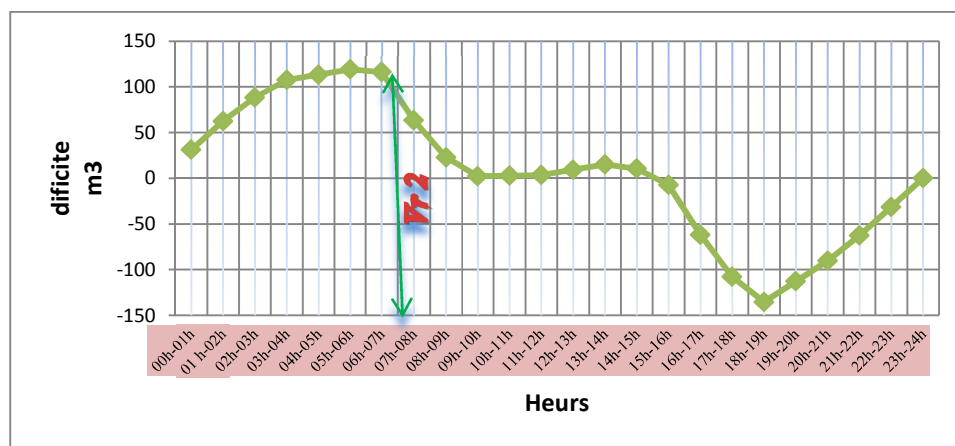
heurs	coefficient de distributio
22h-02h	0,144
02h-03h	0,288
03h-04h	0,48
04h-06h	0,84
06h-07h	1,08
07h-08h	2,448
08h-09h	2,112
09h-10h	1,56
10h-12h	0,984
12h-14h	0,84
14h-15h	1,128
15h-16h	1,488
16h-17h	2,496
17h-18h	2,256
18h-19h	1,752
19h-21h	0,384
21h-22h	0,24

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (4.6) :

Tableau 4.6 : Calcul de capacité de réservoir d'Ichekaben R₁

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulée en m3	sortie 1	sortie m3	sortie cumulée m3	déficit m3
00h-01h	a 1	36,82	36,82	0,144 a1	5,30208	5,30208	31,51792
01 h-02h	a 1	36,82	73,64	0,144 a1	5,30208	10,60416	63,03584
02h-03h	a 1	36,82	110,46	0,288 a1	10,60416	21,20832	89,25168
03h-04h	a 1	36,82	147,28	0,48 a1	17,6736	38,88192	108,39808
04h-05h	a 1	36,82	184,1	0,84 a1	30,9288	69,81072	114,28928
05h-06h	a 1	36,82	220,92	0,84 a1	30,9288	100,73952	120,18048
06h-07h	a 1	36,82	257,74	1,08 a1	39,7656	140,50512	117,23488
07h-08h	a 1	36,82	294,56	2,448 a1	90,13536	230,64048	63,91952
08h-09h	a 1	36,82	331,38	2,112 a1	77,76384	308,40432	22,97568
09h-10h	a 1	36,82	368,2	1,56 a1	57,4392	365,84352	2,35648
10h-11h	a 1	36,82	405,02	0,984 a1	36,23088	402,0744	2,9456
11h-12h	a 1	36,82	441,84	0,984 a1	36,23088	438,30528	3,53472
12h-13h	a 1	36,82	478,66	0,84 a1	30,9288	469,23408	9,42592
13h-14h	a 1	36,82	515,48	0,84 a1	30,9288	500,16288	15,31712
14h-15h	a 1	36,82	552,3	1,128 a1	41,53296	541,69584	10,60416
15h-16h	a 1	36,82	589,12	1,488 a1	54,78816	596,484	-7,364
16h-17h	a 1	36,82	625,94	2,496 a1	91,90272	688,38672	-62,44672
17h-18h	a 1	36,82	662,76	2,256 a1	83,06592	771,45264	-108,69264
18h-19h	a 1	36,82	699,58	1,752 a1	64,50864	835,96128	-136,38128
19h-20h	a 1	36,82	736,4	0,384 a1	14,13888	850,10016	-113,70016
20h-21h	a 1	36,82	773,22	0,384 a1	14,13888	864,23904	-91,01904
21h-22h	a 1	36,82	810,04	0,24 a1	8,8368	873,07584	-63,03584
22h-23h	a 1	36,82	846,86	0,144 a1	5,30208	878,37792	-31,51792
23h-24h	a 1	36,82	883,68	0,144 a1	5,30208	883,68	0

Le calcul de la capacité par la méthode graphique est illustré en figure (4.6).

Figure 4.6 : Capacité de réservoir R₃ graphiquement.

Le volume réel de réservoir R_3 est donne :

$$V_r = |120,180| + |-136,381|$$

$$V_r = 256.561 \text{ m}^3$$

Le volume final de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 256.561 + 120$$

$$V_{rf} = 376.561 \text{ m}^3$$

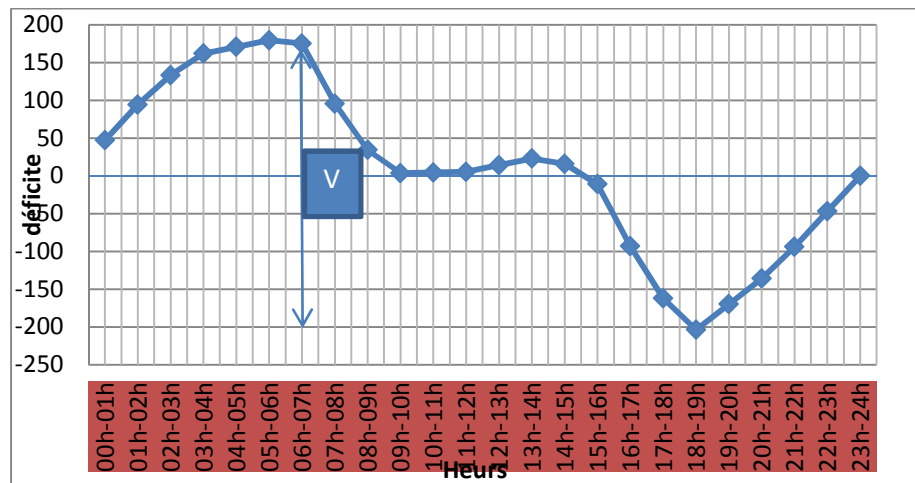
Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à 350 m^3

4.9.7: Réservoir de distribution d'Iaadnanen R4

Le détail de calcul est donne dans le tableau (4.7) et illustré dans la figure (4.7).

Tableau 4.7 : Calcul de la capacité de réservoir d'Iaadnanen R2

heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulé en m3	sortie 1	sortie m3	sortie cumule m3	déficit m3
00h-01h	a 2	55,02	55,02	0,144 a2	7,92288	7,92288	47,09712
01h-02h	a 2	55,02	110,04	0,144 a2	7,92288	15,84576	94,19424
02h-03h	a 2	55,02	165,06	0,288 a2	15,84576	31,69152	133,36848
03h-04h	a 2	55,02	220,08	0,48 a2	26,4096	58,10112	161,97888
04h-05h	a 2	55,02	275,1	0,84 a2	46,2168	104,31792	170,78208
05h-06h	a 2	55,02	330,12	0,84 a2	46,2168	150,53472	179,58528
06h-07h	a 2	55,02	385,14	1,08 a2	59,4216	209,95632	175,18368
07h-08h	a 2	55,02	440,16	2,448 a2	134,68896	344,64528	95,51472
08h-09h	a 2	55,02	495,18	2,112 a2	116,20224	460,84752	34,33248
09h-10h	a 2	55,02	550,2	1,56 a2	85,8312	546,67872	3,52128
10h-11h	a 2	55,02	605,22	0,984 a2	54,13968	600,8184	4,4016
11h-12h	a 2	55,02	660,24	0,984 a2	54,13968	654,95808	5,28192
12h-13h	a 2	55,02	715,26	0,84 a2	46,2168	701,17488	14,08512
13h-14h	a 2	55,02	770,28	0,84 a2	46,2168	747,39168	22,88832
14h-15h	a 2	55,02	825,3	1,128 a2	62,06256	809,45424	15,84576
15h-16h	a 2	55,02	880,32	1,488 a2	81,86976	891,324	-11,004
16h-17h	a 2	55,02	935,34	2,496 a2	137,32992	1028,65392	-93,31392
17h-18h	a 2	55,02	990,36	2,256 a2	124,12512	1152,77904	-162,41904
18h-19h	a 2	55,02	1045,38	1,752 a2	96,39504	1249,17408	-203,79408
19h-20h	a 2	55,02	1100,4	0,384 a2	21,12768	1270,30176	-169,90176
20h-21h	a 2	55,02	1155,42	0,384 a2	21,12768	1291,42944	-136,00944
21h-22h	a 2	55,02	1210,44	0,24 a2	13,2048	1304,63424	-94,19424
22h-23h	a 2	55,02	1265,46	0,144 a2	7,92288	1312,55712	-47,09712
23h-24h	a 2	55,02	1320,48	0,144 a2	7,92288	1320,48	0

Figure 4.7 : capacité de réservoir R₄.

Le volume réel de réservoir est donné :

$$V_r = |179,585| + |-203,79|$$

$$V_r = 383,375 \text{ m}^3$$

Le volume final de réservoir tenant compte d'incendie est égal :

$$V_{rf} = 383,375 + 120$$

$$V_{rf} = 503,375 \text{ m}^3$$

Ainsi, nous adoptons un réservoir de capacité égal à 500 m³

Conclusion

Le dimensionnement de réservoir de transit, que nous avons projeté à la cote 720m, a donné une capacité de 367,792 m³. Nous avons adopté un réservoir de capacité de 350 m³.

Le dimensionnement du réservoir R₃ de desserte des villages Ichekaben et Tabarkoukt, compte tenu de la réserve d'incendie a donné une de 376,561 m³. Étant donné qu'il existe déjà un réservoir de 150 m³, nous avons adopté un autre réservoir de capacité 150 m³ qui sera interconnecté à celui existant.

Le dimensionnement du réservoir R₄ de desserte des villages Iaadnanen et Ait unir, compte tenu de la réserve d'incendie a donné une capacité de 503,375 m³. En considérant le réservoir existant de 150 m³, nous avons adopté un autre réservoir de capacité 350 m³ et qui seront interconnectés.

Ceci nous amène à un nouveau schéma synoptique, présenté ci après (figure 4.3) chapitre 4

Chapitre 5

Etude de coup de bélier

Introduction

Dans les systèmes hydrauliques en charge en mouvement permanent, on appelle phénomène transitoire ou communément «coup de bélier », la création, la propagation et puis l'atténuation d'ondes de surpression et de dépression. Le déplacement de l'onde de pression dans un système hydraulique en charge (ligne d'adduction gravitaire ou par refoulement, réseau de distribution d'eau potable...) entraîne une variation de pression et de vitesse dans l'ensemble des sections de conduite parcourues par cette onde dans le temps. Ces variations à leurs valeurs extrêmes produisent des contraintes sur le matériel (Robinet-vanne, pompe) et la canalisation qui dépassent largement celles en écoulement permanent. Pour cela il, faut bien analyser le coup de bélier et choisir en fonction du système hydraulique à protéger, les équipements de protection qui assureraient la réversibilité des phénomènes de compressibilité et de déformation.

5.1 : Définition de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui apparait au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture instantanée des vannes ou une coupure brutale d'électricité, et qui entraîne des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoute algébriquement à la pression normale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions dangereuses pour la conduite et son équipement, soit des dépressions aussi dangereuses.

5.1.1 : Les principales causes du phénomène

- L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire
- L'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier
- La mauvaise utilisation des appareils de protection
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.

5.1.2 : Les risques dus aux coups de bélier

- clatement de la conduite par surpression
- crasement de la conduite dans le cas d'une dépression
- Dbotement de la conduite et rupture des joints ;
- Détérioration des accessoires (groupes, vannes, et robinet), figure (5.1)

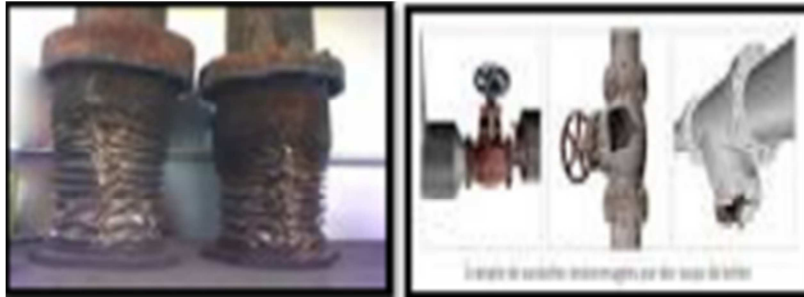


Figure 5.1 : conséquences de coup de Bélier

5.2 : Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment pour éviter la vidange de la conduite. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène de coup de bélier :

a. : Première phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est pas alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre.

L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse « a ». Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est L/a . Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression et l'eau est immobile.

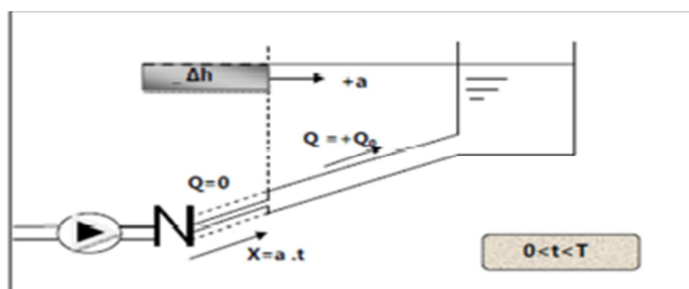


Figure 5.2 : Représentation de la phase 1 du phénomène ($0 < t < T$)

b : Deuxième phase

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives se dcontractent si bien que l'eau peut redescendre dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2 L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

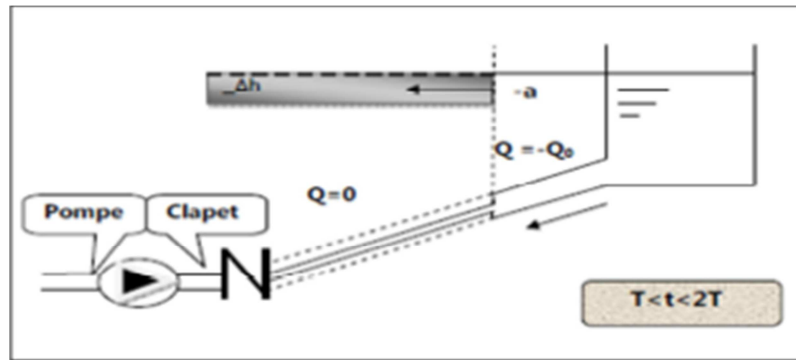


Figure 5.3 : Représentation de la phase 2 du phénomène ($T < t < 2T$)

c : Troisième phase

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe- réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3 L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

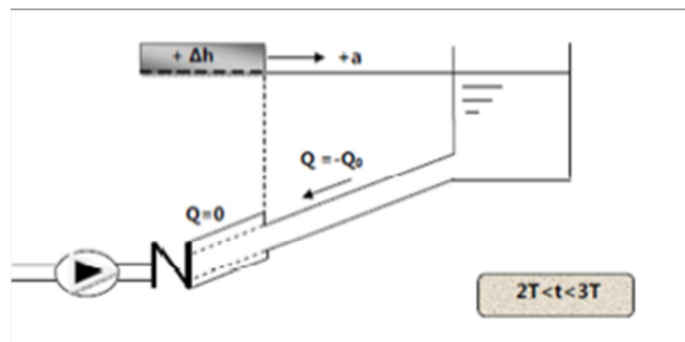


Figure 5.4 : Représentation de la phase 3 du phénomène ($2T < t < 3T$)

d : Quatrième phase

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $4 L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonc-

tion du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

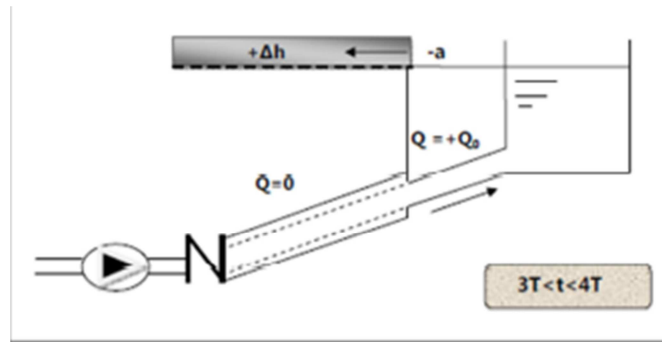


Figure 5.5 : Représentation de la phase 4 du phénomène ($3T < t < 4T$)

Remarque

L'analyse du phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression (3me phases). Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

5.3 : Célérité des ondes

La célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en PEHD est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K_e \frac{D}{e}}} \quad (5.1)$$

Et la célérité des ondes du coup de bélier dans une conduite en fonte ductile est donnée par l'expression d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_e \frac{D}{e}}} \quad (5.2)$$

K : coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite.

K = 0,5 pour l'acier ;

K = 4,4 pour l'amiant ciment ;

K = 1 pour la font ductile ;

K = 5 pour la conduite en béton ;

K = 0,66 pour le PEHD.

Tableau 5.1 : Célérité moyennes en fonction de la nature du matériau de la conduite.

Conduite	a
Polyéthylène BD	200
Polyéthylène HD	400
PVC	500
Fonte	1100 à 1200
Acier	1300

5.4 : Calcul de la valeur du coup de bélier

5.4.1 : Cas de fermeture lente

$$t > \frac{2L}{a} \quad (5.3)$$

Elle est caractérisée par un temps de fermeture $t > 2L/a$ c'est-à-dire supérieur à un aller et un retour d'onde. La valeur de coup de bélier est donnée par la formule Michaud (5.4)

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (5.4)$$

5.4.2 : Cas de la fermeture brusque : $t \leq 2L/a$

La valeur du coup de bélier est sera calculée par la formule de Jukowski :

$$b = \frac{aV_0}{g} \quad (5.4)$$

- ❖ En cas de surpression, la valeur maximale de la pression dans une conduite égale à

$$P = H_{geo} + \frac{aV_0}{g} \quad (5.5)$$

- ❖ En dépression, la valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$P = H_{geo} - \frac{aV_0}{g} \quad (5.6)$$

La pression absolue statique H_0 (avant l'apparition du coup de bélier)

$$H_0 = Hg + 10 \quad (5.7)$$

5.5: Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés, mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

5.6.1 : Volants d'inertie

On peut protéger une conduite contre l'arrêt interprétatif de la pompe, en munissant celle-ci d'un volant d'inertie, ce dernier va restituer en fonction de cette inertie, l'énergie qu'il avait accumulée, par conséquent il va allonger le temps d'arrêt. (il interviendra en dépression), il est utilisé pour les conduites dont la longueur inférieure à 1000 m.

- **Fonction** : Augmentation du temps d'annulation du débit.
- **Rôle anti-bélier** : écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.

5.6.2 : Soupape de décharge

C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

5.6.3 Cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé du refoulement quand celui-ci comporte des points hauts. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.

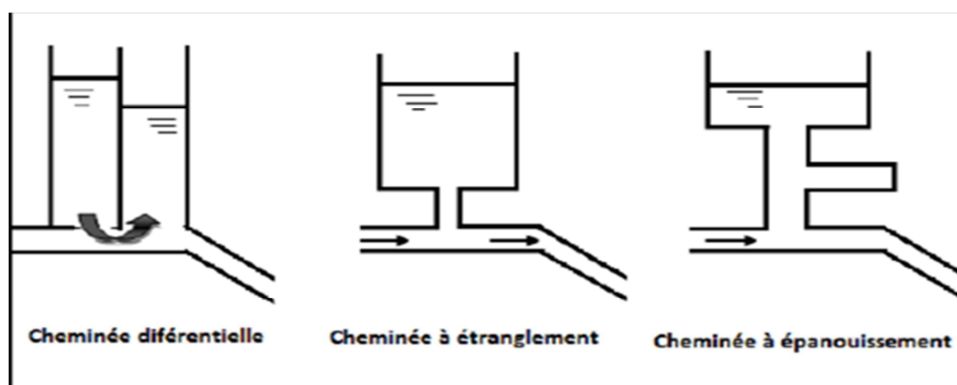


Figure 5.7 : Les différentes cheminées d'équilibres

5.6.4 : Le réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression, dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement à l'aval immédiat du clapet, sans tenir compte du relief.

Le réservoir d'air permet une alimentation en continue de la veine liquide après disjonction de groupe.

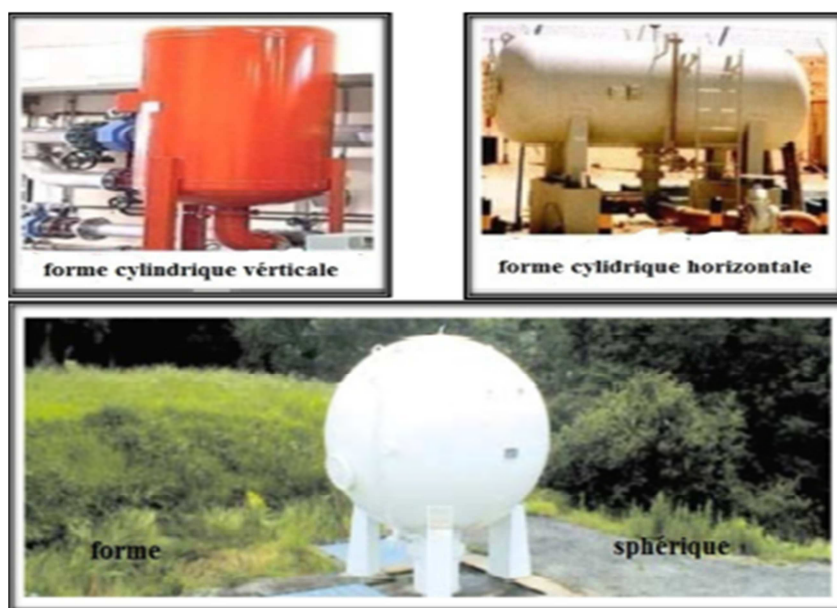


Figure 5.8 : Les différentes cheminées d'équilibres

5.6.5: Vannes à fermeture lente

Elles ne servent à protéger que des adductions gravitaires car elles ne remédient en aucun cas à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit davantage de limiter l'intensité du coup de bélier que de lui apporter remède.

5.6: Principe de fonctionnement

. Après disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression, le clapet se ferme, l'air contenu dans le réservoir, se détend en refoulant de l'eau dans la conduite.

La vitesse de l'eau dans la conduite diminue jusqu'à l'annulé ; par conséquent, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

-Dans notre cas, notre choix se portera sur ce dispositif pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression, il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer et facile à contrôler.

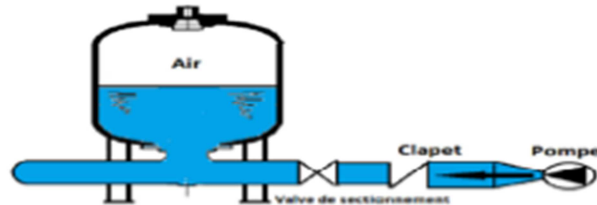


Figure 5.9 : Principe de disposition du réservoir d'air l'anti bélier

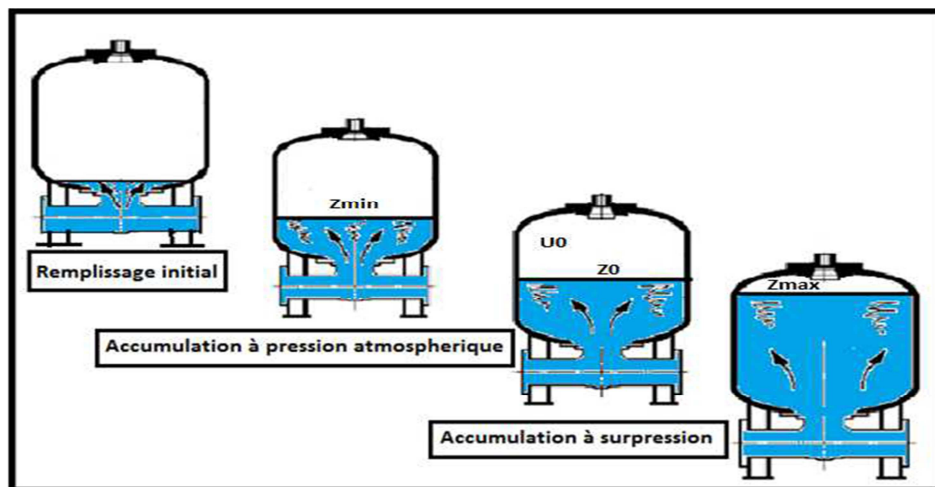


Figure 5.10 : Remplissage du réservoir anti-bélier

5.7: Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Comme méthode de calcul, on distingue :

A : Méthode de Puech et Meunier

Permet de déterminer le volume des ballons de protection ;et consiste trois nombre adimensionnels :

K : qui caractérise les pertes de charge

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes au profil en long. Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au dessus du point le plus défavorable du profil.

B : Méthode de Vuibert

Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations

C : Méthode de Bergeron

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

5.8 : Méthodologie de Bergeron :

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après avoir fixé, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et son dispositif d'étranglement. Cette méthode nécessite des tâtonnements qui restent très limités, pour une bonne précision de valeur. Supposant, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de U_0 et d'autre part que l'on dispose d'une tuyère (organe d'étranglement) de diamètre d'incorporée dans une tubulure de diamètre D_t .

1. Dans un intervalle $\theta = \frac{2L}{a}$ l'eau pour suit sa montée, est animée d'une vitesse V_{fn-1} et à la fin d'une vitesse $V_{fn} < V_{fn-1}$
2. Les sommets de l'épure 2p, 4p, 6p, ...etc. correspondent à des états finals, tel que pour chaque intervalle considéré c'est la V_f qui fixée au départ
3. La vitesse moyenne est calculée par une moyenne arithmétique des vitesses fixées au début et à la fin de l'intervalle t_r .

$$V_{moy} = \frac{(vf)_{i-1} + (vf)_i}{2} \quad (5.19)$$

4. La variation de volume d'air :

$$\Delta U = S \theta V_{moy} \quad (5.20)$$

5. Volume d'air :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U \quad (5.21)$$

6. Pression dans le réservoir d'air donnée par la loi de Poisson :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (5.22)$$

7. Vitesse dans l'organe d'étranglement (tuyère) :

✓ A la montée :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{(0,92.d)^2} = K \quad (5.23)$$

✓ A la descente :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{0.5d^2} = K' \quad (5.24)$$

8. Perte de charge dans l'organe d'étranglement :

a) à la montée de l'eau dans la conduite

La perte de charge à la l'aller, vers le réservoir d'eau, sont calculé par la formule suivante :

$$\Delta h_1 = C' \frac{v_1^2}{2g} \quad (5.25)$$

C et C' des coefficients déterminés en fonction des rapports m et m' des sections de la veine contractée (0,92 d, 0.5d) et de la tubulure (Dt)

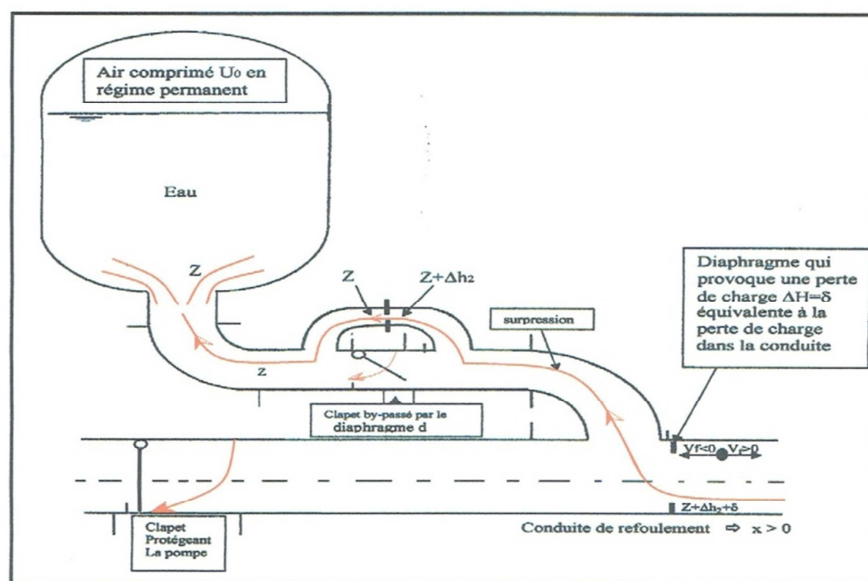


Figure 5.11 : Perte de charge à la montée de l'eau dans la conduite

b) à la descente de l'eau dans la conduite

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = C' \frac{v_2^2}{2g} \quad (5.26)$$

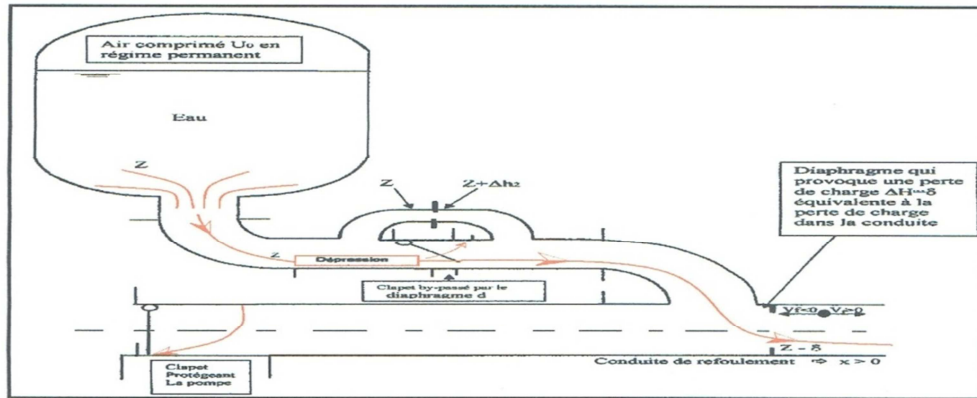


Figure 5.12 : Perte de charge à la descente de l'eau dans la conduite

b.1 : Perte de charge au refoulement :

$$\delta_r = \frac{1,5 \cdot \lambda \cdot L \cdot V_F^2}{2gD} \quad (5.27)$$

b.2 : La pression absolue dans la conduite sans les pertes de charge :

✓ A la montée :

$$Z - \Delta h_1 - \delta_r \quad (5.28)$$

✓ A la descente :

$$Z + \Delta h_2 + \delta_r \quad (5.29)$$

C'est finalement avec cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui doit couper la droite $\frac{a}{gS}$ en un point, tel que 2p, 4p,... sont verticales aux vitesses finales fixées au départ, sinon on recommence le calcul avec d'autres valeurs de vitesses choisies.

b.3 : La pression absolue dans la conduite avec les pertes de charge :

✓ A la montée :

$$Z - \Delta h_1 \quad (5.30)$$

✓ A la descente :

$$Z + \Delta h_2 \quad (5.31)$$

5.9 : Protection des conduites

5.9.1 : Protection de la conduite de refoulement reliant la station de pompage de Boughrara et le réservoir Projeté

Pour une meilleure protection, le dimensionnement de la conduite de refoulement contre le coup de bélier nous adoptons un réservoir d'air .Le calcul d'un ré-

servoir d'air se base sur les deux méthodes de Peuch et Meunier améliorée par Bergeron.

a : Caractéristiques de la conduite

- ✓ Longueur de la conduite : $L = 1261 \text{ m}$
- ✓ Diamètre de la conduite : $D_{\text{int}} = 189.2 \text{ mm}$, $D_{\text{ext}} = 200 \text{ mm}$
- ✓ Épaisseur de la paroi : $e = 6.4 \text{ mm}$
- ✓ Section de la conduite : $S = 0.0314 \text{ m}^2$
- ✓ La hauteur géométrique : $H_g = 190 \text{ m}$
- ✓ La hauteur manométrique totale : $H_{\text{mt}} = 194.92 \text{ m}$ $\Delta H = 4.92 \text{ m}$
- ✓ Vitesse : $V = 0.81 \text{ m/s}$.
- ✓ $\lambda = 0,017$ (diagramme de Moody annexe 3)

b: Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de Puech et Meunier

○ Dépression :

b 1 : Evaluation de la caractéristique de la conduite

$$A = \frac{aV_0}{gH_0}$$

La célérité égale à

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + K \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.9 + 1 * \frac{200}{6.4}}}$$

a = 1105.81 m/s

La hauteur géométrique d'élévation est donnée par :

$$H_0 = H_g + 10 = 190 + 10$$

$H_0 = 200 \text{ m}$.

Donc : $A = \frac{1105.81 \times 0.81}{9.81 \times 200}$

A = 0.45

b 2 : Evaluation de la caractéristique K de la perte de charge

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} \quad (5.33)$$

hauteur manométrique totale absolue et donnée par :

$$H_{\text{abs}} = H_{\text{mt}} + 10 = 194.92 + 10$$

$H_{\text{abs}} = 204.92 \text{ m}$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{204.92 - 200}{200}$$

$$K = 0,03$$

b 3 : Evaluation de la caractéristique B du réservoir

Pour déterminé B, nous superposie la famille des courbes de B du graphe de Puech et Meunir avec le profil de la conduite définie, qui nous montre les zones à risque et nous pouvons considérer un point.

Nous devons considérer la famille de courbe B au $A = 0,45$ et $K = 0,03$, mais nous ne disposons de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » aux familles des courbes $K = 0,1$; $A = 0,5$.

Tableau 5.2 : le profil en long de la conduite de premier tronçon

Z cotes (m)	530	543,412	571,18	584,45	605,1	618,88	637,44	671,04	687,534	706,543	718,45
Longueur (m)	0	128,635	257,27	385,91	514,54	644,61	774,69	904,76	1034,83	1151,5	1268,2
$H_{abs}/H_0 =$ $DZ+10/Hg+10$	0,05	0,12	0,26	0,32	0,43	0,49	0,59	0,76	0,84	0,93	1,0
X/L	0	0,10	0,20	0,30	0,41	0,51	0,61	0,71	0,82	0,91	1,00

La superposons ce profil en long aux familles des courbes B du graphe de MEU-NIER et PUECH figure (5.13).

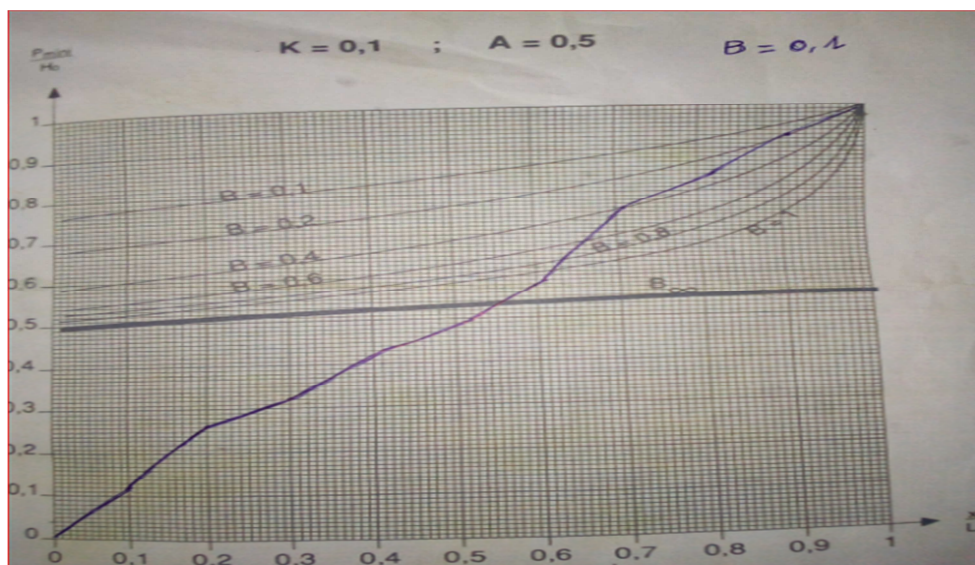


Figure 5.13 : graphe Puech Meunier pour la conduite reliant le réservoir de Boughrara avec se lui Projeté.

Pour $B = 0,1$ on aura une conduite protégée contre les variations de pression, cette valeur de B nous permettra de calculer le volume d'air comprimé U_0 .

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \times \frac{LS}{B} = \frac{0,81^2}{9,81 \times 204,92} \times \frac{1261 \times 0,0314}{0,1}$$

$$U_0 = 0,13 \text{ m}^3$$

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,93$$

Donc $P_{min} = H_0 \times 0,93 = 200 \times 0,93$

$$P_{min} = 186 \text{ m d'eau}$$

Nous avons :

$$P_{min} * U_{max}^{1,2} = H_{abs} * U_0^{1,2}$$

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

$$U_{max} = 0,14 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air est de $0,14 \text{ m}^3$. Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume $0,17 \text{ m}^3$.

○ Surpression

A partir du l'abaque de Dubin et Guéneau (**annexe 5**), nous déterminons le diamètre « d » du diaphragme : pour $A = 0.5$ et $B = 0.1$ nous lisons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \\ \frac{p_{max}}{H_0} = 1,075 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 * d^2} - 1 \right]^2 \quad (5.34)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \\ \frac{p_{max}}{H_0} = 1,075 \end{array} \right. \quad (5.35)$$

Donc : $\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 0,6 \frac{H_0}{V_0^2} = 0,6 \frac{200}{(0,81)^2}$

$$\alpha = 182,89^\circ$$

A partir de la formule (5.31) on peut tirer le diamètre « d » :

$$\frac{D^2}{0,6d^2} = \sqrt{2g\alpha} + 1 \quad (5.36)$$

$$d^2 = \frac{D^2}{0,6(\sqrt{2g\alpha} + 1)} = \frac{(200)^2}{0,6(\sqrt{2*9,81*182,89} + 1)}$$

$$d = 33,08 \text{ mm}$$

d représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif des pertes de charge dans la conduite.

A partir de la formule (5.32) on peut tirer le « P_{\max} »

$$\frac{P_{\max}}{H_0} = 1,075 \Rightarrow P_{\max} = 1,075 \times 200$$

$$P_{\max} = 215 \text{ m}$$

La surpression par rapport à la hauteur géométrique absolue, $H_0 = 200 \text{ m}$ est

$$\text{Surpression}/H_0 = 215 - 200 = 15 \text{ m.}$$

$$H = 15 \text{ m}$$

a. Epure de Bergeron

- **La célérité (a)**

$$a = 1105.81 \text{ m/s ;}$$

- **Le coup de bélier (b)**

$$b = \frac{aV_0}{g} = \frac{1105.81 \times 0.81}{9.81}$$

$$b = 91.5 \text{ m}$$

- **La pression maximale dans la conduite**

$$H_{\max} = H_g + b = 190 + 91.5$$

$$H_{\max} = 281.5 \text{ m}$$

- **La pression minimale dans la conduite**

$$H_{\min} = H_g - b = 190 - 91.5$$

$$H_{\min} = 98.5 \text{ m.}$$

Supposons d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_0 = 0.13 \text{ m}^3$ et d'autre part, que l'on dispose de diaphragme de diamètre $d = 33.08 \text{ mm}$.

- **Variation du volume d'air dans le réservoir**

Les temps se suivent selon des valeurs :

$$\theta = \frac{2L}{a} \quad (5.37)$$

$$\theta = \frac{2 \times 1261}{1105.81}$$

$$\theta = 2.28 \text{ s}$$

Pour le premier intervalle θ on aura : $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{fi}}{2}$

Pour les autres : $V_f = \frac{(V_f)_{I-1} + (V_f)_I}{2}$

Variation de du volume d'air pour chaque intervalle

$$\Delta U = \vartheta * S * V_{\text{moy}} \quad (5.38)$$

$$\Delta U = 2,28 \times 0,0314 \times V_{\text{moy}}$$

$$\Delta U = 0,071 V_{\text{moy}}$$

Le volume d'air à la fin de chaque intervalle est :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U \quad (5.39)$$

- **La nouvelle pression dans le réservoir (Z)**

Elle est exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi suivante :

$$H_{\text{abs}} U_0^{1,2} = Z U^{1,2} \quad (5.41)$$

Donc :

$$Z = \frac{H_{\text{abs}} \times U_0^{1,2}}{U^{1,2}} \quad (5.42)$$

$$Z = \frac{204.92 \times (0,13)^{1,2}}{U^{1,2}} = \frac{17.71}{U^{1,2}}$$

- **La perte de charge à la montée d'eau dans la conduite**

La perte de charge à l'aller, vers le réservoir d'eau, est négligeable devant la perte de charge provoquée par le diaphragme donc $\Delta h_1 = 0$.

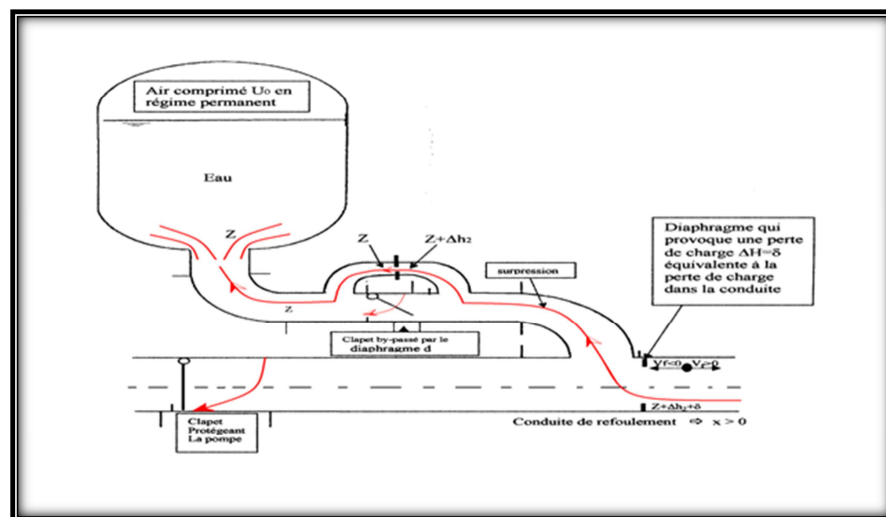


Figure 5.14 : la perte de charge à la montée d'eau dans la conduite

- **Perte de charge à descente d'eau dans la conduite**

La perte de charge au retour, vers le réservoir d'air, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta h_2 = K \frac{V_F^2}{2g} = \left[\left(\frac{D^2}{0,6.d^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2g} \quad (5.43)$$

$$\Delta h_2 = \left[\left(\frac{(200)^2}{0,6.(33.08)^2} - 1 \right)^2 + \frac{1}{9} \right] \frac{V_F^2}{2 \times 9,81}$$

$$\Delta h_2 = 183.02 V_F^2$$

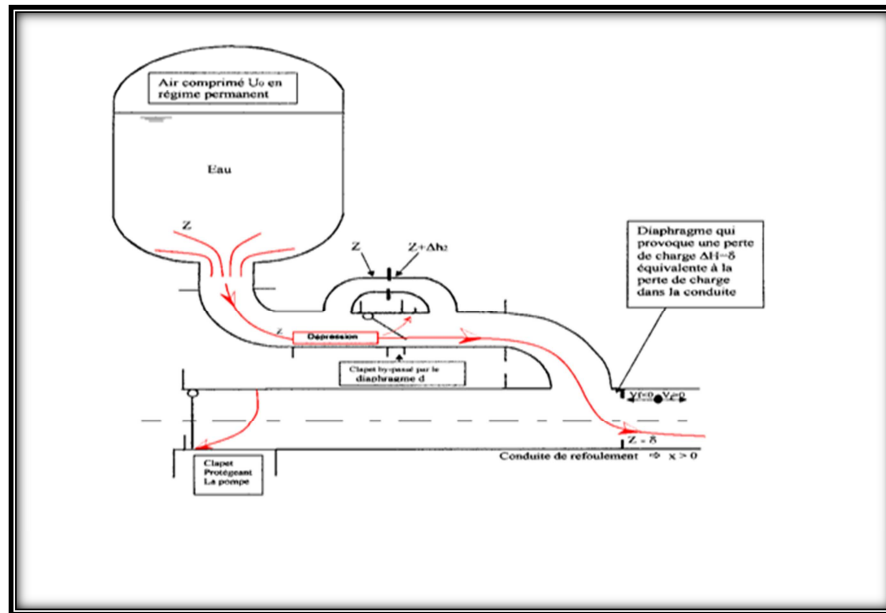


Figure 5.15 : perte de charge à la descente d'eau dans la conduite

- Perte de charge au refoulement

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$\delta_r = \frac{1,15L\lambda V_F^2}{2gD} \quad (5.44)$$

$$= \frac{1,15 \times 1261 \times 0,017 \times V_F^2}{2,9,81 \times 0,2}$$

$$\Delta r = 6.28 V_F^2$$

- Tracé de l'épure de Bergeron

Détermination de la pente de la droite :

$$\frac{a}{gxS} = \frac{1105.81!}{9,81 \times 0,0314} = 3589.89 \text{ s/m}^2$$

La pente réelle (adimensionnelle) de cette droite dépend des échelles des deux axes (de pression et de débit ou de vitesse).

- Echelle des pressions

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \\ B \end{array} \right. \quad \frac{10 \text{ m}}{3874.06} \Rightarrow B = 387.406 \text{ cm}$$

- Echelle des débits

Pour $V = 0,81 \text{ m/s}$, le débit $Q = 0.02551 \text{ m}^3/\text{s}$; on a alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 0.02551 \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right. \quad \frac{20 \text{ cm}}{A} \Rightarrow A = 784.0 \text{ cm}$$

Donc, la pente de la droite sera : $\text{tg} \alpha = \frac{B}{A} \Rightarrow \text{tg} \alpha = \frac{387.406}{784} = 0,494$

Donc, $\alpha = 26.3^\circ$ (angle d'inclinaison).

Déférent étapes de calcul de Bergeron

1. on choisit la vitesse finale (VF) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la ligne (09) (tableau 5.3)

2. On calcule la vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la ligne (10) (Tableau 5.3)

3. On calcule la variation du volume d'air (ΔU) en fonction de V_{moy} (ligne 2).

4. Au volume initial, choisi auparavant en marche normal U_0 du réservoir d'air (calculé par la méthode de Meunier et Puech), on y ajoute ou y en retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape (ligne 3).

5. A partir de la ligne (3), nous remplaçons tout simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des lignes (4), (5), (6), (8), pour la ligne (7), il suffit de remplacer V_F par sa valeur.

6. La valeur de la pression obtenue dans la ligne (7) est reportée sur l'axe des ordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a}{gs}$ qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).

7. Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_F), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_F choisie est égale à la vitesse V_F lue). Dans ce

cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (11) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_F toujours, légèrement inférieure à la vitesse précédente et on répète les mêmes calculs.

9. Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_F). De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec le diagramme de Bergeron.

Tableau 5.3 : calcul du réservoir d'air par la méthode de Bergeron.

Intervalle de temps (s)	0	0=2,71s	20=5,42 s	30=8,13	40=10,84
Variation de volume d'air (m3) DU= 0,071 V moy	/	0,03337	-0,0071	-0,0206	-0,0085
Volume d'air (m3) $U_i = U_{i-1} + DU$	0,13	0,16	0,15	0,13	0,12
Pression d'air (m) $Z = 17,71 / U_{1,2}$	210,3233	159,024	167,89	199,58	216,101
Perte de charge (m) Aller DH= Retour: $DH = 183,02 V_F^2$	0	0	1,3802	11,607	1,98749
Pression dans la conduite (m) Aller: Z-DH1 Retour: Z+DH2	210,3233	159,024	169,27	211,19	214,113
Perte de charge $\delta (m) = 6,28 V_F^2$	4,120308	0,5652	0,0628	0,5281	0,09043
Pression dans la conduite sans δ (m) Aller: Z-DH1- δ Retour: Z+DH2+ δ	200	158,459	169,34	211,72	214,023
Vitesse finale choisit (m/s)	0,81	0,47	-0,1	-0,29	-0,12
Vitesse moyenne V_{moy}	/	0,975	0,115	-0,74	-0,695
Vitesse choisit (m/s)	0,81	0,3	-0,1	-0,29	-0,12
Désignation des points	1R	2P	4P	6P	8P

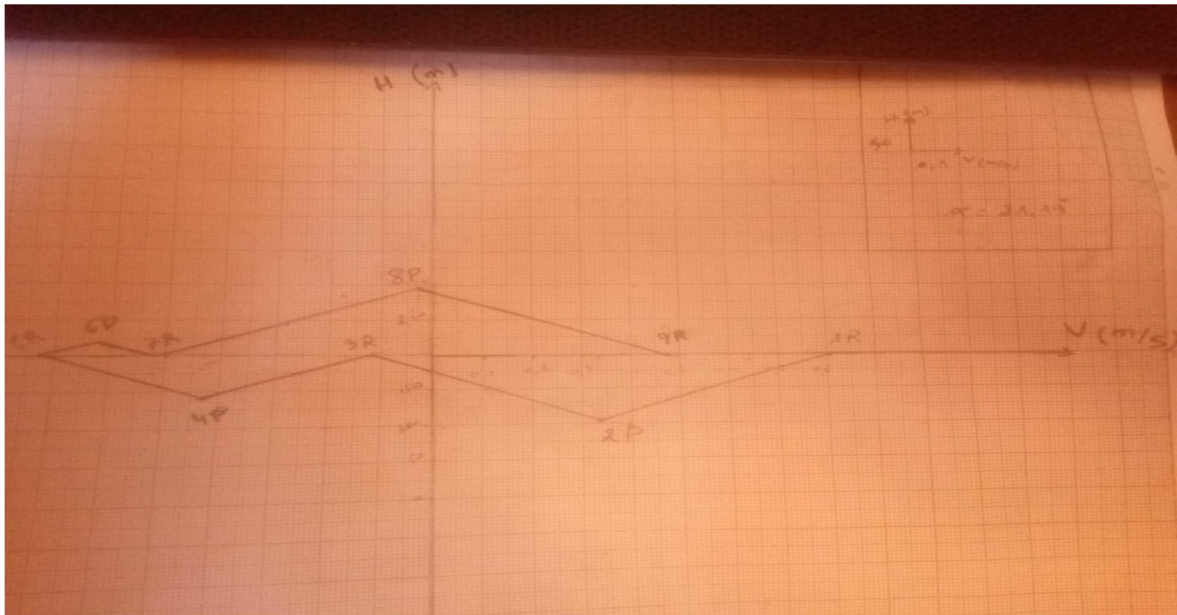


Figure 5.16 : épure de Bergeron

- Caractéristiques du réservoir d'air

L'examen de la deuxième colonne du Tableau (5.3), montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ $0,16 \text{ m}^3$, étant donné, qu'à ce moment, il reste encore de l'eau dans le réservoir, par mesure de sécurité, il sera prévu une cloche d'une capacité totale de $0,17 \text{ m}^3$ (10% de $0,16$), dans laquelle l'air en marche normale n'occupera que $0,13 \text{ m}^3$. Il sera adjoint à la cloche un compresseur d'air, afin d'amener le niveau de séparation des deux fluides à la hauteur calculée. En phase de dépression, la pression dans la conduite est de $98,5 \text{ m}$. En phase de surpression, la pression dans la conduite est de $281,5 \text{ m}$.

- Précaution à prendre pour le réservoir d'air

Par suite du contact permanent entre l'air et l'eau dans le réservoir, l'air se dissout peu à peu dans l'eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d'air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d'une vessie en caoutchouc dans laquelle est stockée l'eau (l'air est donc séparé de l'eau).

Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

- Interprétation des résultats

Les résultats trouvés avec les différentes méthodes de dimensionnement des protections sont illustrés dans le tableau (5.4):

Tableau 5.4 : interprétation des résultats

	Meunier et Puech	Dubin et Guéneau	Bergeron
Pression minimale (m)	186 m	/	159.02
Pression maximale (m)	/	215	216.101
Surpression/ H_0 (m)	/	15	
U_0 (m ³)	0.13		0.13
U_{\max} (m ³)	0,14	/	0,16

Le tableau ci-dessus, montre que les résultats calculés par les deux méthodes sont un peu proche. La pression minimale calculé par Bergeron est de 159.02m inférieur à celle calculé par Puech et Meunier, d'un part le volume initial dans le réservoir d'air est le même et d'autre part, le volume maximal est un peu différent, il est donné 0.14m³ par la Puech et Meunier et de 0.16m³ par Bergeron.

5.9.2 : Protection de la conduite d'adduction gravitaire reliant le réservoir de B et le réservoir Projeté

Pour le cas d'une conduite d'adduction gravitaire, le meilleur moyen de protection contre les coups de bélier est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement. Toutefois, pour les grandes conduites, on peut aussi utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

- a)- Cas d'une fermeture brusque: Si le temps de fermeture est inférieur à $2.L/a$.
- b)- Cas d'une fermeture lente: Si le temps de fermeture t_r est supérieur à $2.L/a$.

Tableau 5.5 : Calcule de la surpression et la dépression en cas de fermeture lente et brusque.

	Fermeture lente	Fermeture brusque	Fermeture lente	Fermeture brusque	Fermeture lente	Fermeture brusque	Fermeture lente
	$t > 2L/a$	Valeur de coup de bélier		surpression		dépression	
Iaadnanen et Ait-Ounir	$t=2$	38,22	99,03	82,66	119,03	-42,66	-79,03
Ickekaben et Tabarkoukt	$t=3,5$	54,01	19,77	88,01	53,77	-20,01	14,23

D'après le tableau, nous avons pour le cas de la fermeture lente, la conduite reliant le réservoir projeté R₂ au réservoir d'Ichekaben, la surpression est de 53.77 m supérieur à la valeur de coup de bélier qui est de 19.77m, et la dépression qui est de 14.23m n'est pas négative et inférieure à la pression nominale de la conduite (PN=10 Bar).

Pour la conduite reliant le réservoir projeté au réservoir d'Iaadnanen, la valeur de la surpression (119.03) est supérieure au coup de bélier qui est de 99.03m, et la dépression qui est de valeur -79.03 m inférieure à la pression nominale de la conduite (10 Bar).

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons simulé un régime transitoire après une rupture d'une pompe, on utilisant la méthode de Puech et Meunier avec Bergeron, nous avons déterminé la surpression et la dépression dans la conduite. Nous pouvons conclure qu'un réservoir d'air d'un volume total de 160 litres nécessaire pour la protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.

Pour les conduites d'adduction gravitaires reliant le réservoir projeté au réservoir existants, nous avons prévoir des robinets-vanne pour la protection contre le coup de bélier.

Chapitre 6

Choix de pompe

Introduction

Dans la conduite de refoulement, l'eau est relevée par la station de pompage, ainsi dans ce chapitre nous étudions les conditions d'établissement de la station de reprise qui permettra d'acheminer l'eau jusqu'au réservoir de tête, à savoir le choix du type et le nombre des pompes. Le choix doit s'adapter aux conditions du travail désirées et de vérifier la cavitation.

6.1 : Définition de la pompe

Une pompe est un appareil hydraulique. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire, qu'elle transmet au fluide qui la traverse l'énergie qui lui permet de s'élever à une certaine hauteur

6.2 : Différents types de pompe.

Selon **Bonin (1977)** les pompes se classent en deux catégories :

Les turbopompes

Une roue munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Selon le type de roue et son mode d'action, on distingue 3 types :

- pompe axiale à hélice ;
- pompe hélico-centrifuge ;
- pompe centrifuge.

Les pompes volumétriques

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

- pompe alternative (à piston).
- pompe rotative (vis d'Archimède).

Autres pompes

- les élévateurs à hélice ou vis d'Archimède ;
- le pompage par émulsion ou air lift

6.3 : Caractéristiques des pompes

6.3.1 : Vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée « N », unité de mesure la plus utilisée est le **tour/minute**.

Le déplacement angulaire (**w**) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire

$$W = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (\text{rad.t/s}) \quad (6.1)$$

6.3.2 : Débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « Q ».

Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du diamètre D de la canalisation

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} \quad (6.2)$$

6.3.3 : Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

La Hmt d'une pompe est la différence de pression en (**m.c.e**) entre l'orifice d'aspiration et de refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (J_{asp} , J_{ref}).

$$Hmt = Hg + J_{asp} + J_{ref} \quad (6.3)$$

6.3.4 Puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée par cette pompe. Cette puissance est exactement la puissance du moteur d'entraînement de la pompe. La puissance transmise à l'eau et ce de la part de la pompe est appelée puissance hydraulique utile P_u :

$$P_u = \rho g Q Hmt \quad (6.4)$$

Le rapport de la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a est le rendement de la

Pompe η_p qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a} \quad (6.5)$$

6.4 : Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont conditionnés par les paramètres suivants:

- assurer le débit Q et la hauteur H_{mt} ,
- meilleur rendement,
- vérifier la condition de non cavitation,
- vitesse de rotation la plus élevée,
- puissance absorbée minimale,
- Assurer une capacité d'aspiration forte

6.4.1 : Courbes caractéristiques des pompes

Les principales courbes qui caractérisent une pompes centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois (03) (**Bonin ,2005**)

Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$

Cette courbe exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit. Elle consiste en une ligne qui part du point à vanne fermé (équivalent au débit zéro pour la hauteur d'élévation maximale) et qui arrive en fin de courbe avec la hauteur d'élévation qui diminue lorsque le débit augmente

Courbe de rendement : $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation du rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine puisque à $Q = 0$, le rendement (η) est nul.

Courbe de puissance absorbée : $P = f(Q)$

Elle exprime les puissances absorbées par les pompes en fonction des débits, c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas

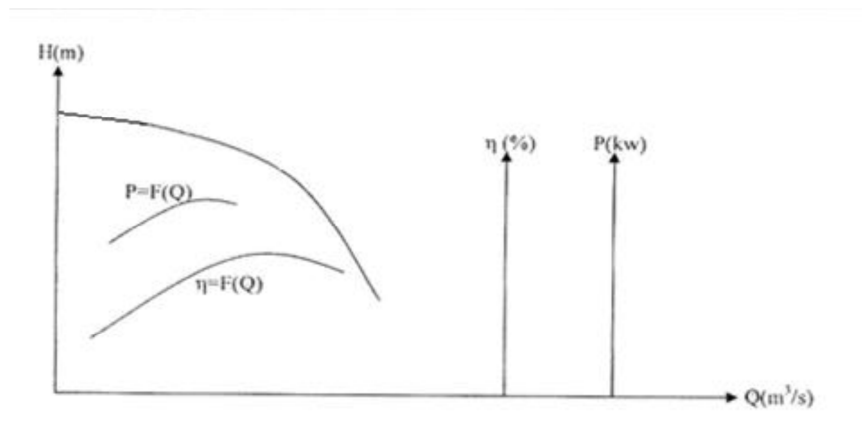


Figure 6.1: Différentes courbes caractéristiques d'une pompe

Courbes caractéristiques d'une conduite

La courbe caractéristique de réseau est la représentation graphique de la hauteur manométrique totale de l'installation (H_{mt}) nécessaire à l'installation en fonction du débit (Q). Elle se compose d'une composante statique et d'une composante dynamique.

- La composante statique, à savoir la hauteur géométrique (H_g) est indépendante du débit.
- La composante dynamique est composée de la perte de charge, qui augmente de manière proportionnelle au carré du débit (Q).

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation (6.6).

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (6.6)$$

avec :

$$J_t = 1,15 * L * J_u \quad (6.7)$$

D'où :

$$J_u = \frac{\lambda v^2}{2gD} \quad (6.8)$$

La vitesse (V) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité

$$V = \frac{4Q}{D^2\pi} \quad (6.9)$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$J_t = ((1,15 * \lambda * l * 8) / (g * \pi^2 * D^5)) * Q^2 = KQ^2 \quad (6.10)$$

avec :

$$K = \frac{1,15 * \lambda * l * 8}{g * \pi^2 * D^5} \quad (6.11)$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (6.12)$$

6.4.2 : Point de fonctionnement d'une pompe

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec le point de fonctionnement de la pompe, celle-ci fonctionne dans des conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe). Sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Le débit correspondant à ce point doit se confondre avec le débit appelé désiré, sinon il faut procéder à l'un des modes de réglage suivants

A : Vannage sur la canalisation de refoulement

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge, ce qui fait déplacer ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation.

B : Rognage de la roue

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe, cependant la possibilité de rognage est limitée de 0,5 à 10%, pour éviter une dégradation importante du rendement.

C : Réduction du temps de pompage

Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné et avoir par conséquent un débit à relever supérieur à celui désiré, et la durée de pompage sera diminuée

6.5 : Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque la pression descend en dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine à la tension de vapeur du liquide saturante ($P_v = 22 \text{ mm}$, à $T = 20^\circ\text{C}$), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevées, peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur crée et des rendements. Les courbes caractéristiques subissent une chute brutale à partir du moment où se produit la cavitation. La baisse de pression qui produit le phénomène de cavitation peut être dû :

- à l'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;

- aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- à l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe.



Figure 6.2: Photos illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge

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

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r \quad (6.13)$$

Le **NPSH_d** sera donné suit a la relation de **Bernoulli** appliquée entre le plan d'aspiration (**Z₀, P₀**), et l'entrée de la pompe (**Z₁, P₁**) et en considérant **J_a** la perte de charge à l'aspiration

$$Z_0 + \frac{P_0}{\omega} = (Z_1 + \frac{P_1}{\omega}) + J_a \quad (6.14)$$

$$\frac{P_1}{\omega} = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a \quad (6.15)$$

Sachant déjà que **NPSH_d** est la somme de la pression absolue $\frac{P_1}{\omega}$ et de l'énergie cinétique diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau **h_v** donc

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_1}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (6.16)$$

Le terme (**Z₀, Z₁**) est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression. Pour une aspiration en dépression sous la hauteur **H_a**, (**Z₀, Z₁**) est négative et l'on a :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + h_v) \quad (6.17)$$

avec :

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_1}{\omega} - h_v \quad (6.18)$$

Cette formule est appliquée dans le cas où la pompe travaille en aspiration, pompe installée au-dessus du plan d'eau

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} + H_a - J_a - h_v \quad (6.19)$$

Pour l'eau, aux conditions de température et de pression normale (20°C et 1,013bar), on a :

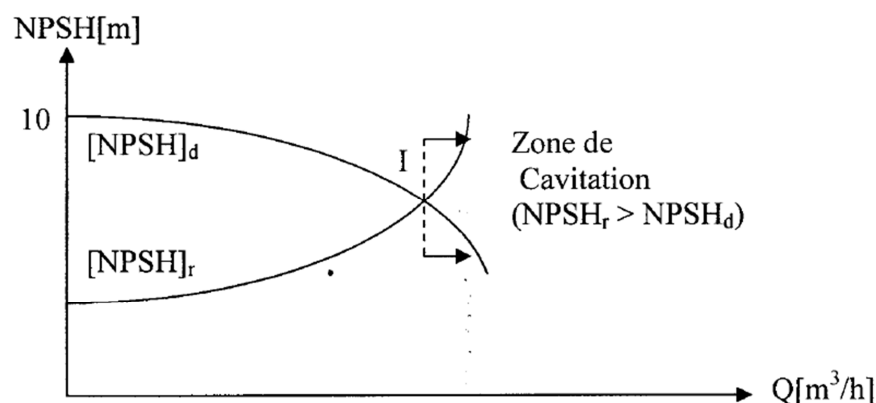
$$\frac{P_{atm}}{\omega} \approx 10,2 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_v \approx 0,2 \text{ m}$$

$$\frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_s}{\omega} \approx 10 \text{ m} \quad (6.20)$$

D'où :

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \quad (6.21)$$

Le point d'application de la cavitation est donné par l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$, celle-ci se manifeste lorsque le point de fonctionnement de la pompe, en le projetant sur le graphe des courbes $NPSH$, se trouve à droite du point I, il y aura donc lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe dans le réseau à gauche de la verticale passant par point I, afin d'obtenir $NPSH_d > NPSH_r$ c'est à dire pour éviter la cavitation



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure 6.3 : Graphe des courbes NPSH.

6.6 : Choix des pompes pour la station de repris :

- Débit à relever: $Q_r = 0,02551 \text{ m}^3/\text{s} = 91,84 \text{ m}^3/\text{h}$;
- La hauteur manométrique totale : 194,927 m
- La hauteur géométrique : $H_g = 190 \text{ m}$
- La longueur de la conduite : $L = 1268 \text{ m}$
- Le diamètre de la conduite : $D_{ext} = 200 \text{ mm}$ ($D_{int} = 155,2 \text{ mm}$)

A : Choix des pompes

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique (Hg), le logiciel des pompes CAPRARI, nous propose une pompe multicellulaire de type PM100/ 3B à 3 étages, (figure 6.4). Les caractéristiques de la pompe immergées sont dans le tableau (6.1) :

Tableau 6.1.: Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (m³/h)	91,84	115
H (m)	194,927	198
P (Kw)	/	80,2
η (%)	/	77,1
NPSH (m)	/	3,53

B : Caractéristique de la pompe (PM 100/ 3B)

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par la figure 6.4 et tableau 6.2 :

Tableau 6.2 : Courbe caractéristique de la pompe

Q(m³/h)	0	40	80	120	160
Hmt(m)	219	218	213	195	160

Pour une vitesse de rotation ($V=2900$ tr/min) et un diamètre de roue ($D = 100$ mm), on distingue les courbes caractéristiques suivant :

$$\begin{cases} \mathbf{Hmt} = \mathbf{f(Q)} ; \\ \mathbf{Pabs} = \mathbf{f(Q)} ; \\ \mathbf{\eta} = \mathbf{f(Q)} \text{ et } (\mathbf{NPSH}) \mathbf{r} = \mathbf{f(Q)} \end{cases}$$

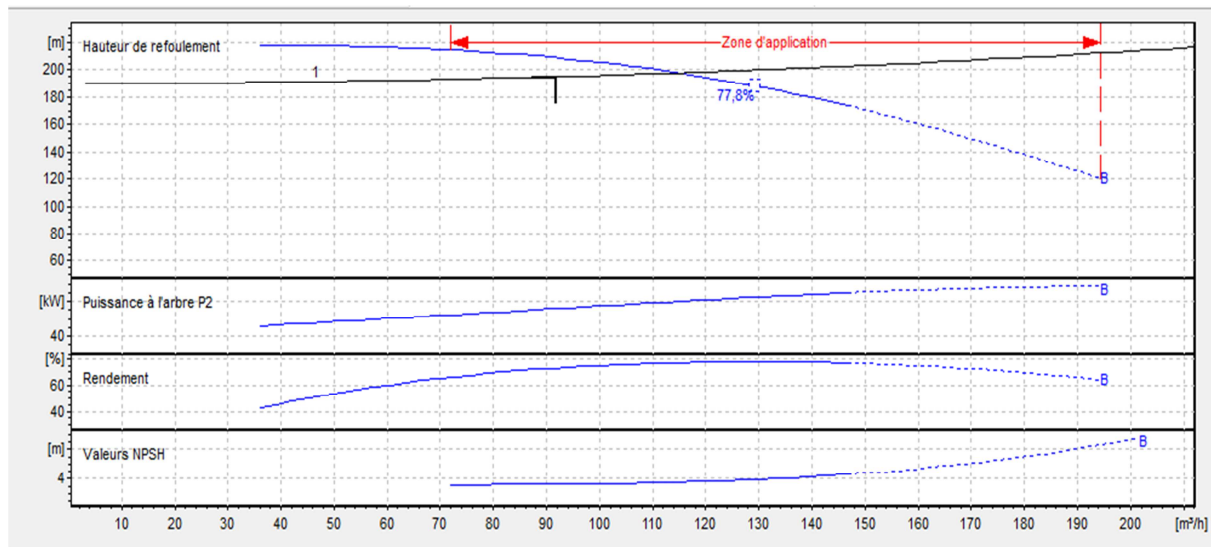


Figure 6.4 : courbe caractéristique de la pompe PM100 /3B

C : Caractéristique de la conduite

Equation de la conduite de refoulement : $Hmt = H_g + KQ^2$

Ou :

$$K = \frac{1,15.8.\lambda.L}{g\pi^2.D^5} = \frac{1,15.8.0,0170.1268}{9,81.3,14^2.0,1552^5}$$

$$K = 22770,31896 \text{ s}^2/\text{m}$$

Avec : $\lambda = 0,0170$. D'après le diagramme de **Moody** (annexe 3) , Par :

$$\mathbf{Re = 162484,076 \text{ rad}^{-1}} \quad , \quad \mathbf{\xi = 0,0002}$$

Ce qui donne : $Hmt = 190 + 22770,3189 Q^2$

Les résultats des hauteurs manométriques en fonction de débit sont donnés dans le tableau (6.3) :

Tableau 6.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1)

Q (m ³ /h)	0	40	80	120	160
Hmt (m)	190	193,81	201,24	215,30	234,97

Soit Pd le point de fonctionnement désiré de coordonnée :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_1 = 91,84 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_1 = 194,927 \text{ m} \\ \eta_1 = 71,9\% \end{array} \right.$$

On trace la courbe caractéristique de la conduite (C) et la courbe caractéristique de la pompe (H), à partir du graphe figure (6.4), on lit l'intersection des deux courbes

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_2 = 115 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_2 = 198 \text{ m} \\ \eta_2 = 77,1\% \end{array} \right.$$

D'après la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (figure 6.5) nous lisons les points suivant :

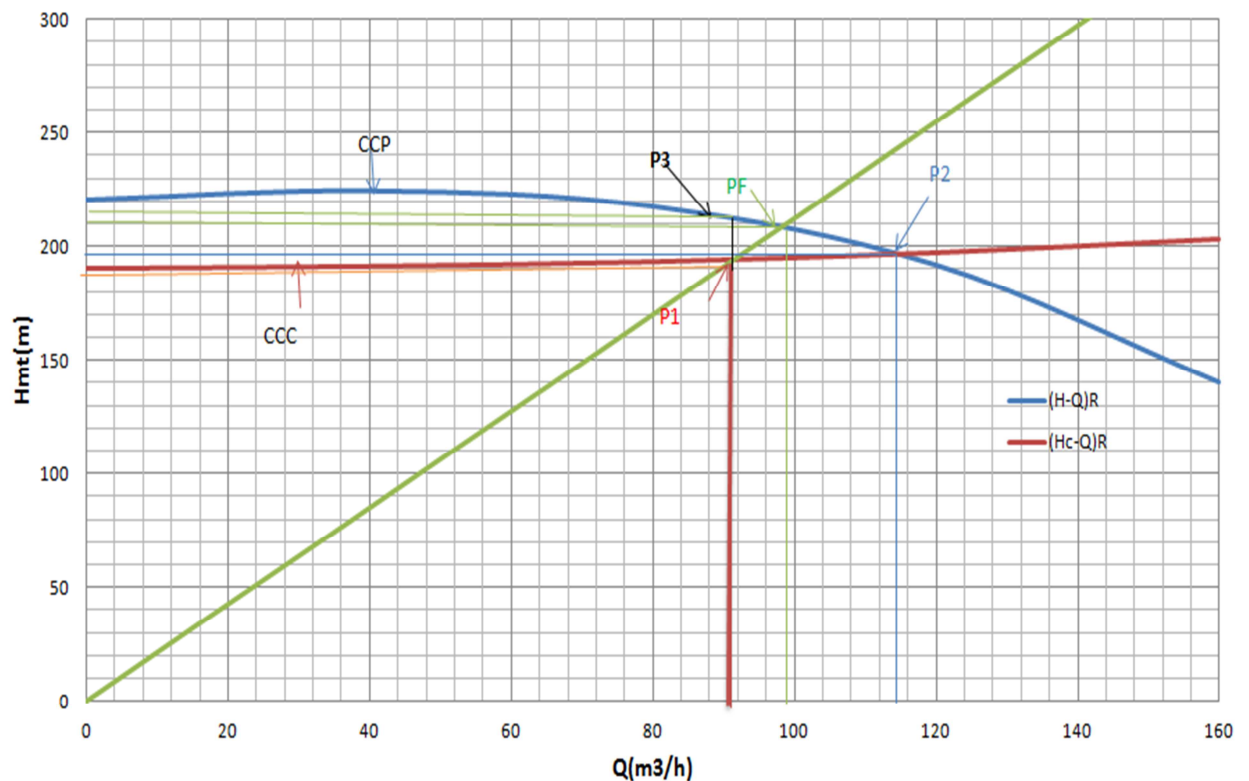


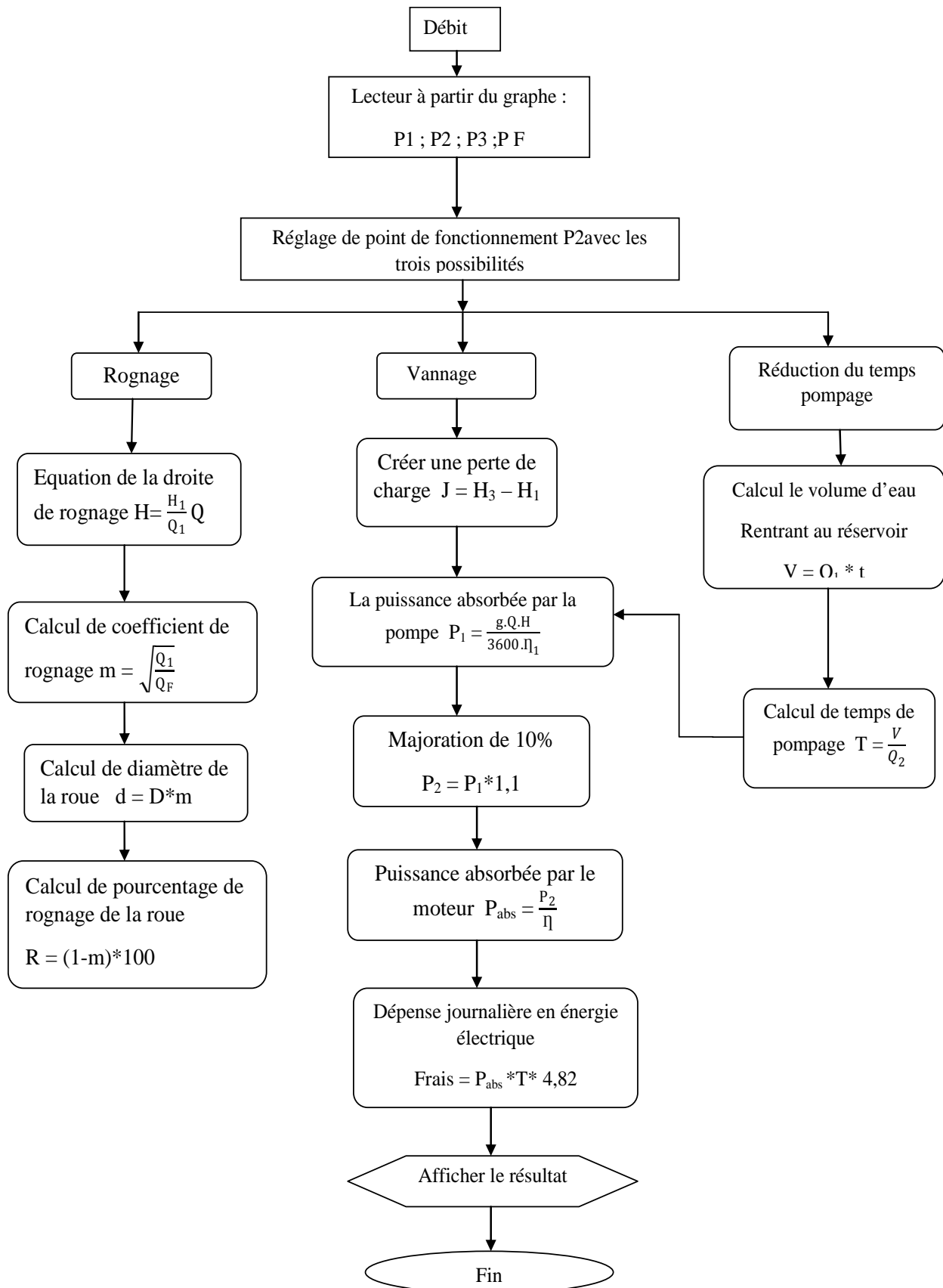
Figure 6.5 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type PM100/3B)

Tableau 6.4 : Détermination du point de fonctionnement (pompe de type PM100/3B)

Point P ₁ (point de fonctionnement désiré)		
Q ₁ (m ³ /h)	H ₁ (m)	η ₁ (%)
91,84	194,92	71,9
Point P ₂ (point de fonctionnement)		
Q ₂ (m ³ /h)	H ₂ (m)	η ₂ (%)
115	198	77,1
Point P ₃ (point de vannage)		
Q ₃ (m ³ /h)	H ₃ (m)	η ₃ (%)
91,84	213	77,1
Point F (point de rognage)		
Q _F (m ³ /h)	H _F (m)	η _F (%)
98	210	74,5
Le temps de pompage (h)		20

Les étapes de calcul pour les différentes solutions envisageables sont résumées dans l'organigramme suivant :

Organigramme pour la détermination du point de fonctionnement



1^{er} possibilité

Pour le point de fonctionnement désiré réduire le temps de pompage.

$$V = Q_1 * t = 91,84 * 20 = 1836,8 \quad V = 1836,8 \text{ m}^3$$

- Le temps de pompage :

$$T = \frac{V}{Q_2} = \frac{1836,8}{115} \quad T = 15,97 \text{ h}$$

- La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions de marche est :

$$P_1 = \frac{gQ_2H_2}{3600\eta_2} = \frac{9,81 \cdot 115 \cdot 198}{3600 \cdot 0,771} \quad P_1 = 80,47 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_{1,1} = 80,47 * 1,1 \quad P_1 = 88,51 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{abs} = P_1 / \eta_m = 88,51 / 0,9 \quad P_{abs} = 98,34 \text{ Kw}$$

- Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{abs} * t * P_{ue} = 98,34 * 15,97 * 4,82$$

Avec : $P_{ue} = 4,82 \text{ DA/h}$

$$\text{Frais} = 6721,69 \text{ DA}$$

2^{eme} possibilité

Elle consiste à garder les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement de manière à créer les pertes de charge :

$$J = H_3 - H_1 = 213 - 194,92 \quad J = 18,08 \text{ m}$$

Le temps de pompage est égale à 20 h et le $Q = 91,84 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_2 = \frac{gQ_1H_3}{3600\eta_1} = \frac{9,81 \cdot 91,84 \cdot 213}{3600 \cdot 0,719} \quad P_2 = 74,13 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_{2,1} = 74,13 * 1,1 \quad P_1 = 81,54 \text{ Kw}$$

- Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{abs} = P_2 / \eta_m = 81,54 / 0,9 \quad P_{abs} = 90,60 \text{ Kw}$$

○ **Dépense journalière en énergie électrique (DA)**

$$P_{\text{abs}} \cdot t \cdot P_{\text{ue}} = 90,60 \cdot 20 \cdot 4,82 = 7755,36 \text{ DA}$$

Avec : $P_{\text{ue}} = 4,82 \text{ DA/h}$

Frais = 7755,36 DA

3^{ème} possibilité

Rognage de la pompe de façons à faire passer « H » par le point désiré (P1), en gardant la même vitesse de rotation.

Les coordonnées du point PF (intersection de la droite passant par l'origine (O, Q, H) et le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe) sont :

$$\begin{cases} Q_F = 98 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_F = 210 \text{ m} \\ \eta_F = 74,5 \% \end{cases}$$

On détermine le % de rognage à partir de la relation suivant :

$$\frac{Q_F}{Q_1} + \frac{H_F}{H_1} + \frac{D^2}{d^2} + \frac{1}{m^2}$$

$$(d = m \cdot D)$$

m : coefficient de rognage

d : diamètre de la conduite rognée

D'où :

$$\frac{Q_F}{Q_1} + \frac{H_F}{H_1} + \frac{1}{m^2}$$

$$\text{Donc : } m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_F}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_F}} = \sqrt{\frac{194,9}{210}} = 0,963$$

Le pourcentage de rognage est égale à : $(1-m) \cdot 100 = (1-0,963) \cdot 100$

$\text{Pr}(\%) = 3,66\% < 10\% = 3,66 \rightarrow$ le rognage est acceptable.

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_3 = \frac{g Q_f H_f}{3600 \eta_f} = \frac{9,81 \cdot 98 \cdot 210}{3600 \cdot 0,745} = 75,27 \text{ Kw}$$

- Majoration de 10%

$$P_3 \cdot 1,1 = 75,27 \cdot 1,1 = 82,79 \text{ Kw}$$

$$P_3 = 82,79 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur (le rendement de moteur $\eta_m = 90\%$)

$$P_{abs} = P_1 / \eta_m = 82,79 / 0,9 = 91,98 \text{ Kw}$$

Dépense journalière en énergie électrique :

$$P_{abs} \text{ moteur} \cdot t \cdot P_{ue} = 91,98 \cdot 20 \cdot 4,82 = 8886,87 \text{ DA}$$

$$\text{Avec : } P_{ue} = 4,82 \text{ DA/h}$$

$$\text{Frais} = 8886,87 \text{ DA}$$

Les résultats de calcul sont illustres dans le tableau 6.4.

Le critère de choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

Tableau 6 .5 : Récapitulatif des frais

Possibilité	Dépense journalière
Réduction du temps de pompage	6721,69
Vannage	7755,36
Rognage	8886,87

On opte pour la 1^{er} possibilité car elle présent un gain d'énergie

Tableau 6.6 : Les critères de choix

Pompe	Type de pompe	Caractéristique De la pompe	Hmt (m)	Débit à Relever (m3/s)	Frais(DA)
Pompe de la SR1	PM100/3B	V=2900tr/min $\phi=100 \text{ mm}$ $\eta_{max}=71,9\%$	194,92	91,84	6721,69

La modification la plus économique pour ramener le point de fonctionnement P2 au point désiré P1 est la réduction du temps de pompage.

Conclusion

Pour l'alimentation du réservoir de tête (R2) projeté, qui lui dessert les deux réservoirs R3 et R4 nous avons adopté une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type PM 100 /3B à 3 étages. Cette pompe relever un débit de 91,84m³/h, à une hauteur manométrique de 194,92 m. pour obtenir le point de fonctionnement désiré, différentes solutions sont envisagées le vannage le rognage et la réduction de temps. Une étude technico- économique nous a montré que la réduction du temps est la solution la plus adaptée.

Chapitre 7

Pose et protection des conduites

Introduction

La durée d'un réseau et son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires (les vannes, clapets anti retours ...etc), ainsi qu'une meilleure protection contre éventuelles causes de destructions.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites, et cela, en fonction du tracé, de l'importance de réseau et de la nature du sol. C'est alors que nous procédons dans ce chapitre, au tracé de profil de la conduite d'adduction en utilisons logiciel Covadis version 2008.

7.1 : Différents types de pose des conduites

Le choix du type de pose des conduites dépend essentiellement de la topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

1.1 : Pose en terre

Il est nécessaire d'effectuer l'opération dans un creux de la largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux naturellement. Il est conseillé d'élargir le creux dans le but de faciliter le travail et surtout dans les endroits des joints (figure 7.1).

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et la mettre à l'abri de la gelée.



Figure 7.1 : Pose des conduites en terre

1.2 : Pose en mauvais terrains (cas spécial)

Si on pose la conduite sur un mauvais terrain (terrains marécageux), il sera nécessaire d'éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où démonteraient les joints et de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé (figure 7.2).

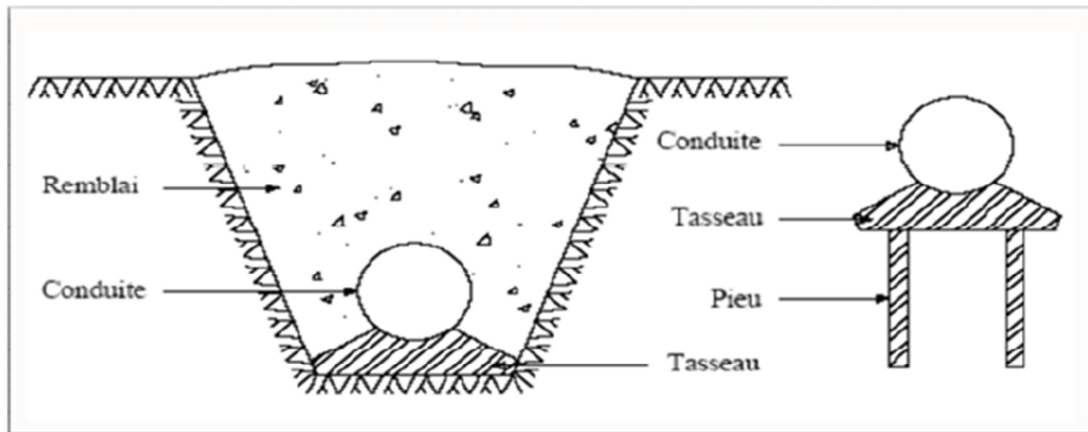


Figure 7.2 : Pose en mauvais terrains

1.3 : Traversée des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites (figure 7.3).
- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton



Figure 7.3 : Traversée d'une route

7.2 : Différentes étapes de mise en place des canalisations

7.2.1 : Réalisation des fouilles

a : Largeur de la tranchée

La largeur doit être suffisante au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci (. Figure 7.4) Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0.3) \quad (7.1)$$

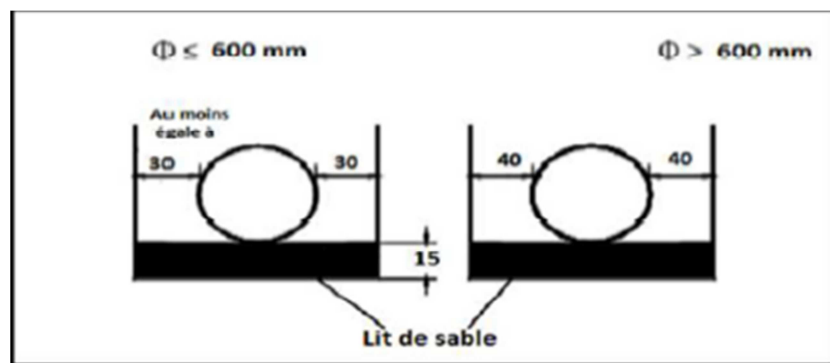


Figure 7.4 : Dimension de la tranchée

b : Profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0.6m à 1.20m selon que les régions ne sont exposées à des gels importants (figure 7.5).

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D \quad (7.2)$$

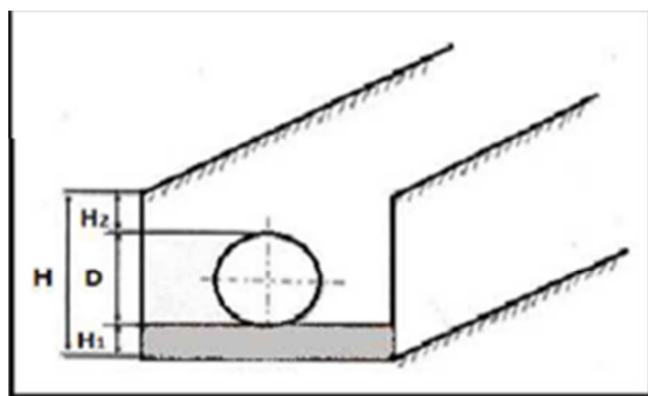


Figure 7.5 : La profondeur de la feuille

c : Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long (figure 7.6). Il est constitué selon la nature du sol par:

- du gravier, dans un terrain ordinaire
- des pierres cassées à l'anneau de 5cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux
- un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

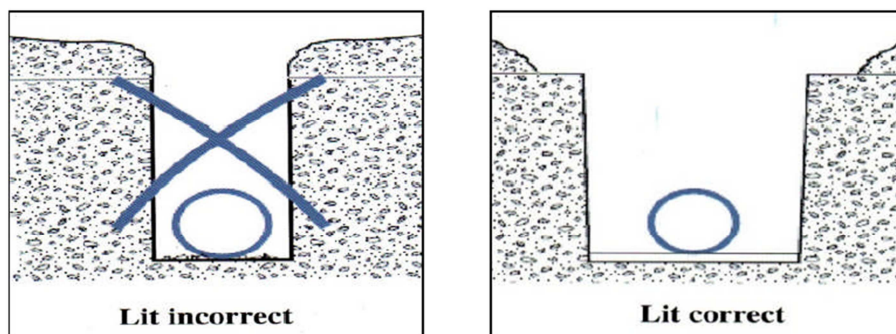


Figure 7.6 : Lit de pose de la conduite

7.2.2 : Remblaiement de la tranchée.

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi poursuivi de la même façon jusqu'à 0,3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques (figure 7.8).

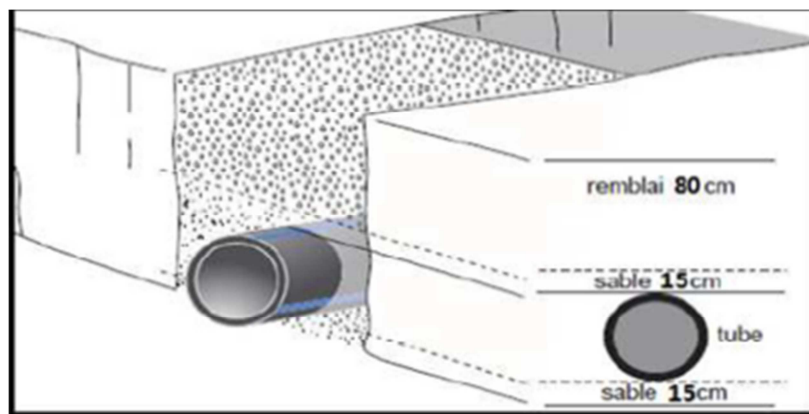


Figure 7.8 : Remblaiement de la tranchée

7.3 : Equipement de conduite l'adduction.

a : Vannes d'isolement et de décharge.

Nous utilisons des robinets vannes pour isoler une conduite d'amenée, en particulier pour une éventuelle réparation, et des vannes, placés aux points bas, pour la vidange.

b : Ventouses.

Lorsque la conduite présente des points hauts, il faut pouvoir éliminer l'air présent lors du remplissage, et éventuellement entraîné par l'eau. Nous disposons alors aux points hauts des ventouses à boule flottante qui évacuent l'air et bouchent leur orifice dès que tout l'air est éliminé.

c : Clapets.

Les clapets évitent le retour de l'eau vers l'amont (en particulier lors de l'arrêt des pompes). Sur les conduites d'adduction, nous utilisons des clapets à battant.

7.4 : Tracé du profil en long de la conduite d'adduction.

A titre d'application, nous concéderons le tracé de la conduite d'adduction par refoulement reliant la station de reprise SR et le réservoir projeté R2.

A partir d'un levé topographique effectuée sur le terrain, nous obtenons le tableau (7.1) donnent les coordonnées et les altitudes des points levés.

Tableau 7.1 : Levé topographique d'une partie de la commune d'Ichekaben.

POINT	X	Y	Z
1	10207,811	20715,45	948,617
2	10166,565	20596,882	940,99
3	10187,842	20451,447	920,595
4	9920,787	20626,439	880,233
5	9922,55	20671,957	877,677
6	9940,851	20756,778	877,866
7	10198,785	20703,410	951,62
8	10191,553	20710,22	952,015
9	10202,497	20693,644	953,313
10	10187,598	20708,779	952,622
11	10208,307	20689,754	953,904
12	10200,293	20680,895	955,951
13	10212,112	20674,652	954,56
14	10190,545	20675,386	956,879
15	10216,123	20565,433	937,747
16	10251,106	20566,197	945,43
17	10163,87	20634,268	951,233
18	10144,486	20620,933	942,942
19	10111,016	20624,424	938,095
20	10083,385	20670,702	940,118
21	10059,712	20671,097	934,298
22	10063,159	20696,26	931,845
23	10114,399	20743,813	936,077
24	9994,224	20844,72	880,218
25	10014,757	20834,732	888,849
26	10046,51	20928,392	876,677
27	10089,777	20968,992	873,522
28	10126,004	20469,759	912,129
29	10188,157	20677,894	957,196
30	10174,771	20668,237	957,248
31	10169,254	20649,871	955,315
32	10164,856	20674,182	958,355

33	10153,721	20662,258	956,265
34	10146,915	20666,918	954,629
35	10131,742	20667,416	951,732
36	10177,976	20644,968	954,711
37	10187,247	20646,414	956,224
38	10202,39	20638,325	956,035
39	10228,499	20637,208	955,442
40	10235,67	20640,243	955,445
41	10242,285	20640,658	955,566
42	10244,49	20629,107	954,93
43	10282,707	20608,168	953,73
44	10180,17	20711,468	953,763
45	10265,193	20595,04	950,673
46	10273,171	20560,234	954,519
47	10325,958	20611,935	952,837
48	10255,968	20579,92	948,145
49	10233,04	20592,868	947,68
50	10269,182	20495,762	956,135
51	10271,169	20467,34	955,903
52	10253,451	20437,083	955,091
53	10027,766	20639,806	926,199
54	10031,888	20606,267	924,001
55	10073,672	20570,087	921,008
56	10069,333	20530,78	917,696
57	10110,773	20488,988	913,528
58	10166,575	20773,777	939,725
59	10185,035	20776,667	939,15
60	10196,373	20753,31	944,004
61	10199,012	20742,61	945,997
62	10219,381	20725,41	947,074
63	10210,628	20713,739	948,369
64	10242,972	20711,149	946,349
65	10256,846	20710,111	945,217
66	10264,711	20724,166	942,144

67	10264,69	20708,208	945,035
68	10272,717	20682,528	946,817
69	10283,742	20662,452	948,224
70	10273,361	20656,576	950,299
71	10294,873	20651,327	947,944
72	10321,432	20632,237	949,121
73	10320,864	20622,594	950,06
74	10188,169	20677,852	957,09
75	10264,947	20594,805	950,639
76	10460,467	21230,011	805,802
77	10481,827	21235,809	940,99
78	10613,534	21209,451	836,049
79	10611,888	20593,2	955,25
80	10367,546	20671,957	877,677
81	10451,239	20592,18	954,61
82	10433,986	20568,432	965,17
83	10536,721	20631,944	955,516
84	10602,362	20638,294	955,198
85	10593,072	20657,209	950,503
86	10610,98	20682,883	938,004
87	10706,204	20678,454	950,337
88	10693,265	20712,733	942,476
89	10694,515	20610,835	967,643
90	10691,216	20567,528	979,47
91	10695,778	20542,416	986,551
92	10730,502	20541,02	987,876
93	10683,725	20526,716	993,674
94	10690,596	20487,581	995,569
95	10678,185	20504,572	992,847
96	10695,061	20572,947	979,761
97	10689,265	20442,83	1000,152
98	10580,453	20502,431	982,041
99	10530,264	20521,386	980,753
100	10479,894	20541,968	970,61

En utilisant ces coordonnées dans le logiciel Surfer, nous obtenons le relief de terrain que doit la canalisation suivre, tel que illustrée sur la figure (7.9).

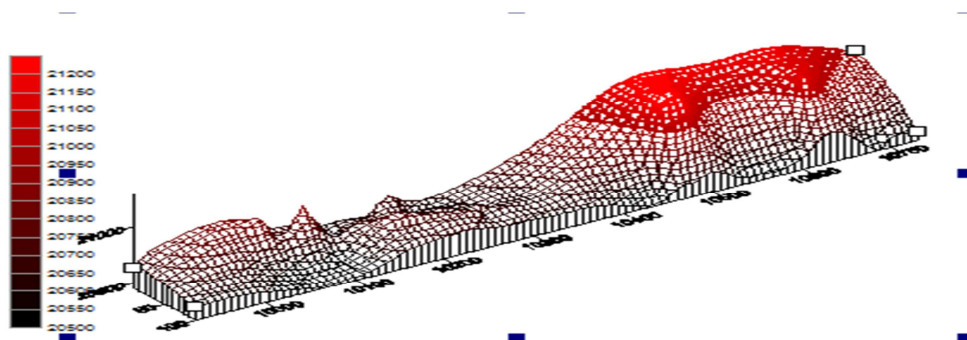


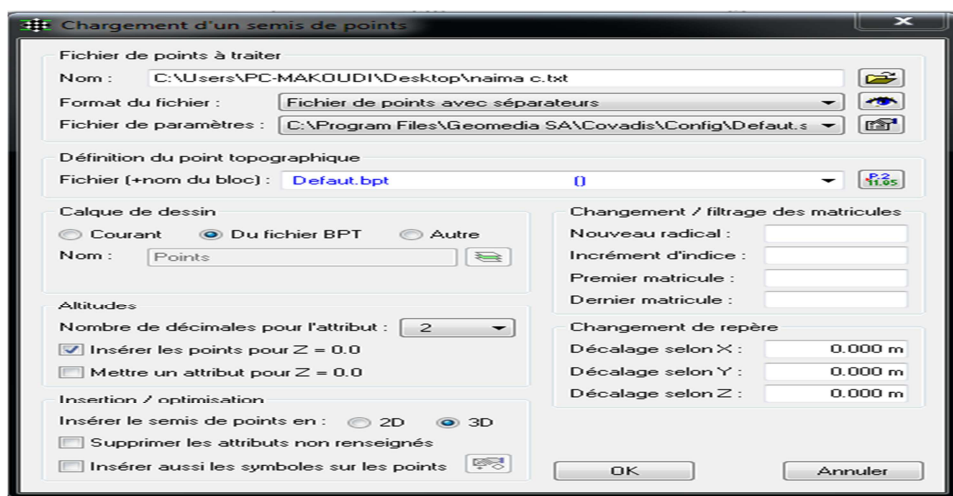
Figure 7.9 : Relief du profil de la conduite sur Surfer.

Pour réaliser un profil en long d'une conduite, nous utilisons un logiciel de calcul et de dessin, qu'est le logiciel Covadis intégré dans l'Autocad.

7.1.1 : Tracé du profil en long

a: Semis de points

Pour transférer les coordonnées de l'Excel vers Covadis, nous allons prendre uniquement le numéro du point de détail, son X, Y et Z. Ce fichier va être enregistré sous format (.txt) puis (ascii). Ensuite, sous Covadis, nous allons importer ce fichier. Sous l'onglet Covadis 2D/Points topographiques, nous allons vers chargement de semis (figure (7.10)). Après le choix du format fichier des points avec séparateurs, on génère le semis de points (figure 7.11).



Figre7.10 : Chargement de semi de points.

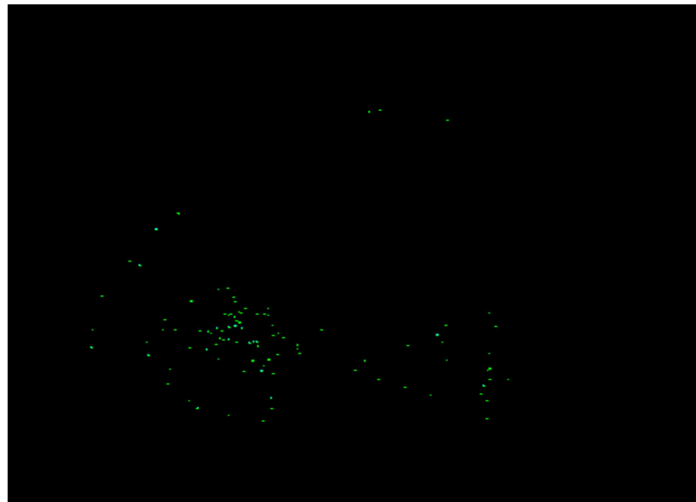


Figure7.11 : Le semi de points généré.

b : MNT

Nous passons à la génération du MNT, pour cela nous allons vers Covadis 3D/Calcul est dessin de MNT (figure 7.12).

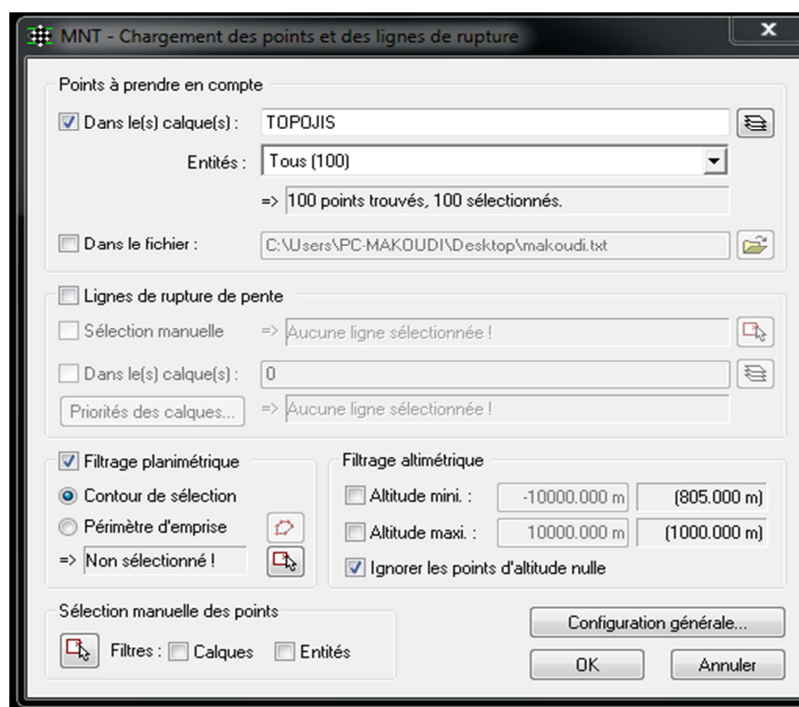


Figure7.12 : MNT-

Il y a lieu de cocher le filtrage planimétrique pour que les courbes de niveau ne traverse pas les constructions

Le résultat des statistiques des points chargés est donné sous forme d'un rapport (figure 7.13).

MNT - Résultats du chargement des points et des lignes de rupture		
Catégorie	Libellé	Valeur
Points	Nombre de points lus	100
	Nombre de points lus à Z = 0	0
	Nombre de points conservés après filtrage	100
	Nombre de points doubles	1
Lignes de rupture	Nombre de lignes lues	0
	Nombre de lignes conservées	0
		0 arcs
		0 lignes
		0 polygones 2D
		0 polygones 3D
		0 polygones allégés
	Nombre de trous	0
Sommets de lignes	Nombre de sommets lus	0
	Nombre de sommets lus à Z = 0	0
	Nombre de sommets sans point	0
	Nombre de points sous ligne	0
	Nombre d'intersections de lignes	0
	Nombre d'intersections avec l'emprise	0
Géométrie	Coordonnées minimales	9920.000, 20437.000 m
	Coordonnées maximales	10730.000, 21235.000 m
	Altitude minimale	805.000 m
	Altitude maximale	1000.000 m
Divers	Nombre de points et de sommets	99
	Nombre de côtés du périmètre	
	Nombre de faces prévues	

Figure 7.13 : Résultats de chargement des points.

Pour faire l'interpolation : Covadis 3D/Calcul MNT/Dessin des faces, cette fonction utilise la méthode TIN : Triangular Irregular Network et le schéma obtenu est donné en figure (7.14).

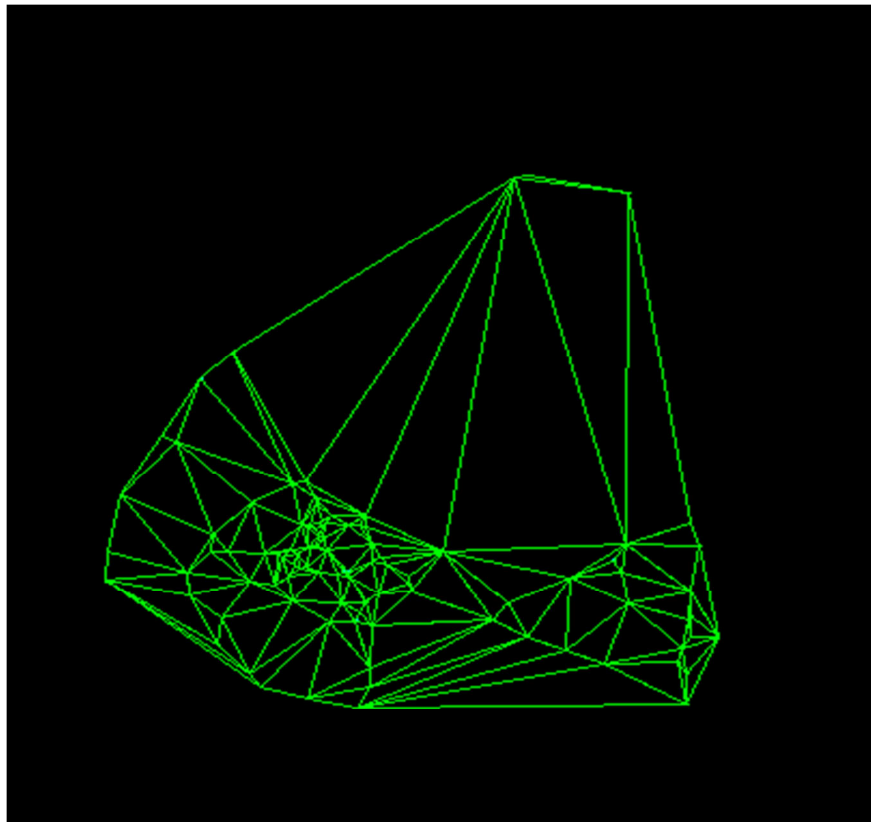


Figure7.14 : Triangular Irregular Network

c : Courbe ne niveau

Pour dessiner les courbes de niveau : Covadis 3D/Calcul MNT/Automatiques/MNT qui nous donne une fenêtre pour choisir le nombre des courbes de niveau voulu ainsi que l'espacement, avec la possibilité de faire un aperçu avant la génération de la courbe (figure 7.15).

On définit trois niveaux :

- § Courbe maîtresse
- § Courbe secondaire
- § Courbe intercalaire

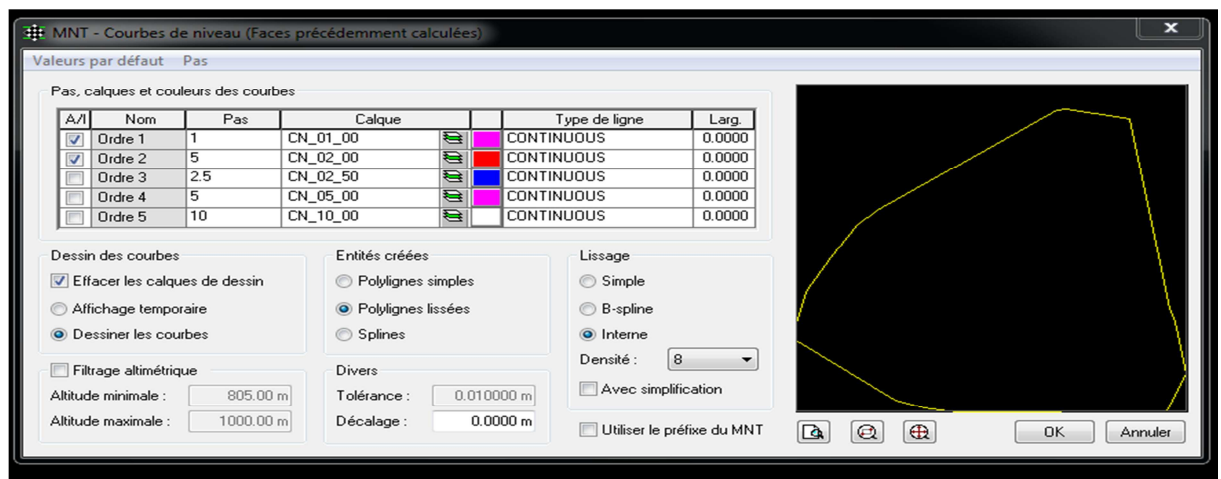


Figure 7.15 : Propriétés des courbes de niveaux.

La représentation de ces courbes de niveaux est illustrée dans la figure (7.16).

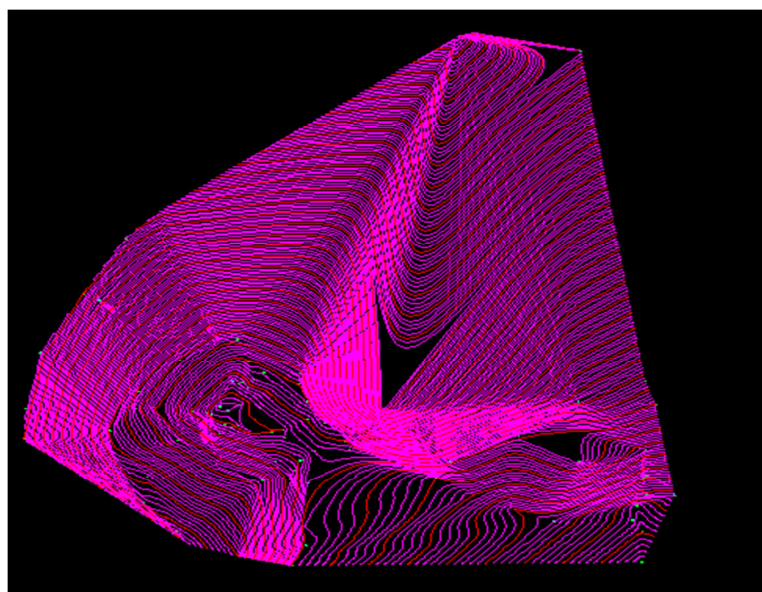


Figure7.16 : Courbes de niveaux

d : Tracé de la conduite

La conduite est de longueur 200 m, nous utilisons la commande poly line pour la dessiner et puis on calcul les sections comme suit ::

Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Dessin en plan ► position des sections

Nous choiserons au premier lieu à chaque changement de direction, et en seconde lieu chaque 50m de distance (figure 7.17). Par suit en renommera les sections en ordre croissent.

Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Dessin en plan ► Renuméroté les sections de calcul.

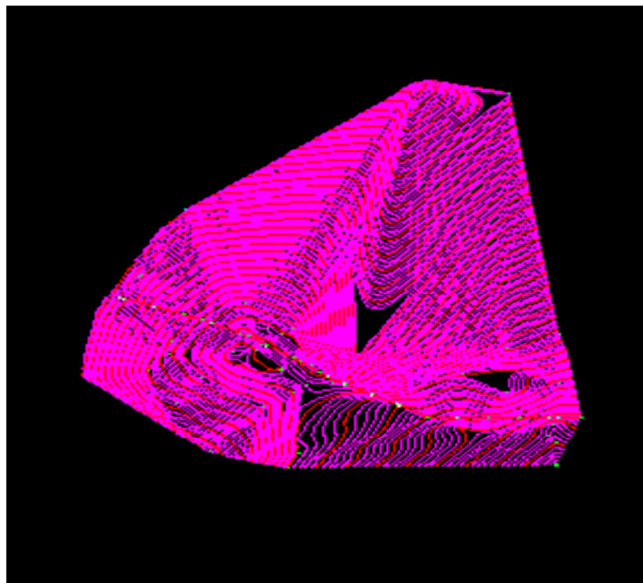


Figure7.17 : ligne de la conduite avec des sections de 50 m.

e : Calcul des altitudes de T N

1 :Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Calcul des altitudes TN ► Calcul les altitudes /M.N.T. en sélection le schéma .avec le bouton droit ► on clic sur le bouton droit et une fenêtre s'affiche choisis de le fichier de base T N_MNT (figure 7.18).

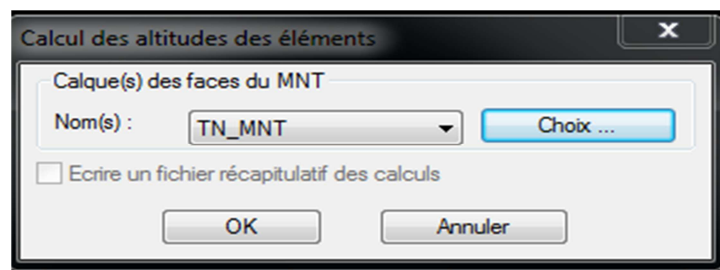


Figure 7.18 : Choix de calque pour le calcul des altitudes

2. Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Calcul des altitudes TN ► écrire le fichier terrain naturel.

3. Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Profil en longe TN ► Dessiner le profil d'après fichier T N.

En double clic sur le bouton droit de la souris en point calquent qui suera le début de profil du conduite.

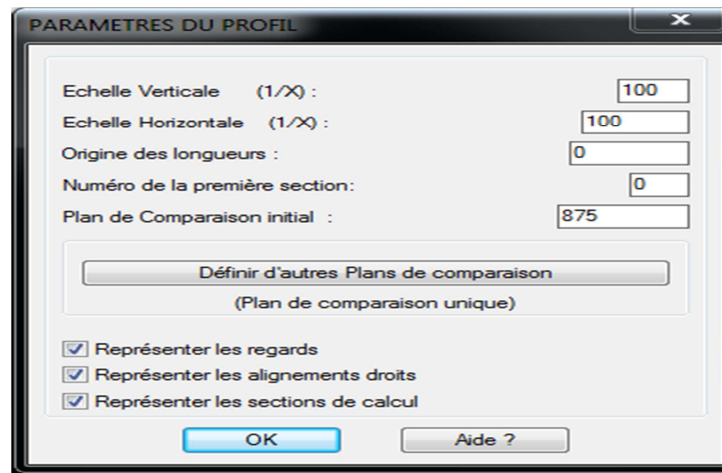


Figure 7.19 : Paramètres de profil.

4. Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Profil en long de projet ► Dessiner le fil d'eau ► .En sélectionnent le début (1 er linge vertical) de la conduite et la fin (le dernière linge), nous obtenons le profil de terrain naturel figure (7.20).

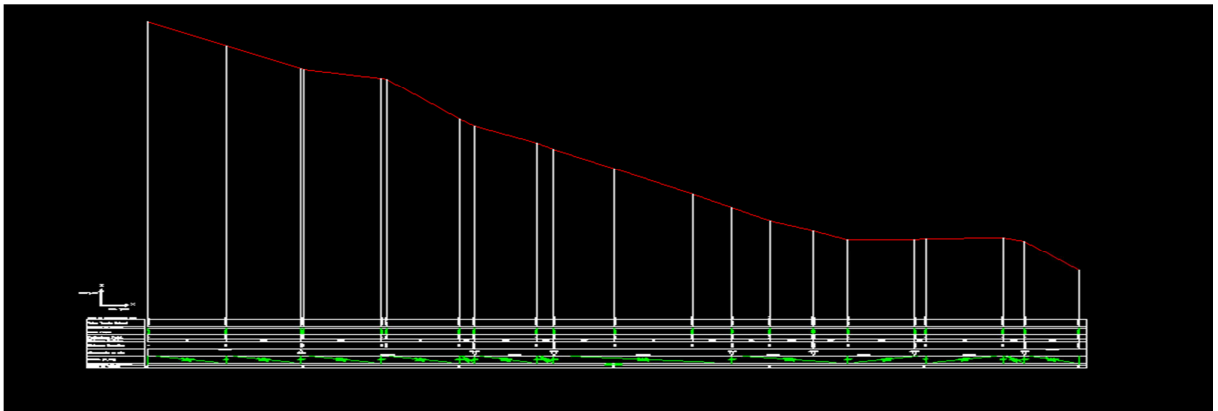




Figure 7.20 : profil de terrain naturel

f : La profondeur de la conduite

La profondeur de la conduite est limitée entre 0.8m et 1.5m de terrain naturel. Alors on décale le profil de T N avec une distance de 0.8 puis avec 1.5 m en utilisons la commande suivante Décaler . Le dessin de la conduite se fait par la commande poly

line  entre les deux lignes décalé. En fin nous amenons les propriétés de profil du conduite à s'elle choisie (figure 7.21).

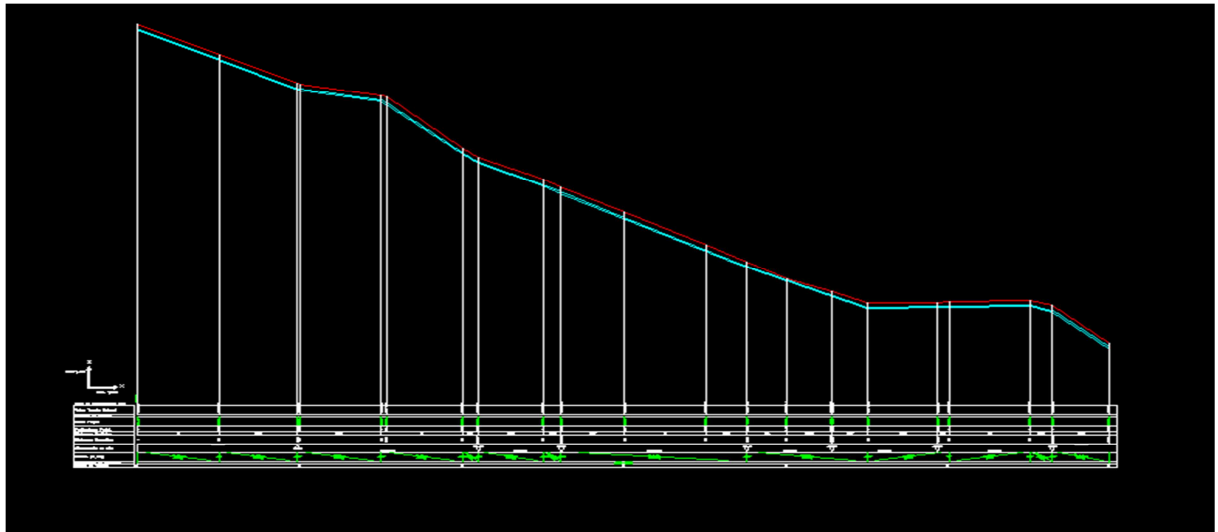


Figure 7.21 : profil de la conduite de refoulement.

g : Le remplissage

Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Profil en long projet ► Charger une définition de projet.

Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Profil en long projet ► Remplir les lignes de projet du cartouche

h : Profil en travers

Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Profil en long projet ► Définir et placer les profil en travers. Une fenêtre s'affiche (**Figure 7.22**) qui nous donne la liberté pour choisir les dimensions qui conviennens avec notre conduite afin d'assuré un bon fonctionnement.

PROFIL EN TRAVERS	
Repère du profil:	P0
Géométrie conduite:	C
Largeur conduite (mm):	200
Hauteur conduite (mm):	0
Matériau conduite:	AC/25
Largeur Tranchée (m):	1.0
Angle fruit (°): G:	90 D: 90
Ht lit de Pose (m):	0.15
Ht Enrobage (m):	0.45
Ht Fome (m):	0
Ht Fondation (m):	1
Ht Base (m):	0
Ht Roulement (m):	0.15
Surlarg. chaussée (m):	0.3

Buttons: Valider, annUler, Recopier, Info, Aide ?

Figure (7.22) : caractéristiques de profil en travers

7.4.2 : Accessoires

Covadis 3 D ► ancien module ► conception de réseau ► Accessoires ► placer les ventouses et vidanges (**Figure 7.11**).

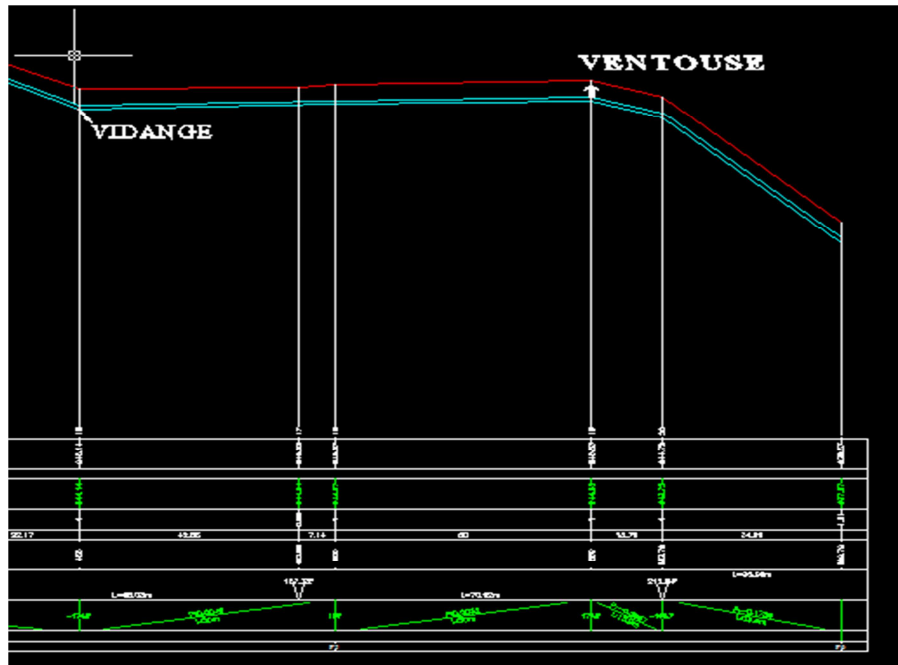


Figure 7.23 : Les accessoires de la conduite.

Le profil en long final de la conduite d'adduction par refoulement qui reliant la station RS à R₂ projeté est illustré en figure (7.23).

Conclusion

Pour illustrer le tracé des profils en long des conduites de notre réseau d'adduction, nous avons considéré la conduite de refoulement reliant le réservoir de Bougrara au réservoir de transit R. en utilisant le logiciel covadis et à partir des levés topographique réalisés par l'APC de Feraoun. A partir de ces levés, nous avons reproduit d'abord le profile de terrain naturel. La conduite est ensuite enterrée à une profondeur de 1m à partir de la surface libre. Cette profondeur est ajustée entre 0.80cm et 1.5m à partir du terrain naturel. Pour protéger la conduite, il est prévu une ventouse au niveau de la crête et une vidange au niveau du creux.

Chapitre 8

La distribution

Introduction

Après avoir effectué l'étude de réseau d'adduction et avoir projeté les réservoirs nécessaires, nous procédons à la modélisation du réseau de distribution en vue de l'alimentation des villages ayant fait l'objet de notre étude. Vue l'importance du projet, nous nous limitons à l'étude de la chaîne de distribution des villages Ichekaben et Tabarkoukt. La modélisation se fera avec le logiciel EPANET. Nous pouvant procéder de la même manière pour les autres villages.

8.1 : Classification des réseaux

On distingue deux types de réseau de distribution:

a: Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout le long de la conduite principale, Ce réseau 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, figure (8.1)..

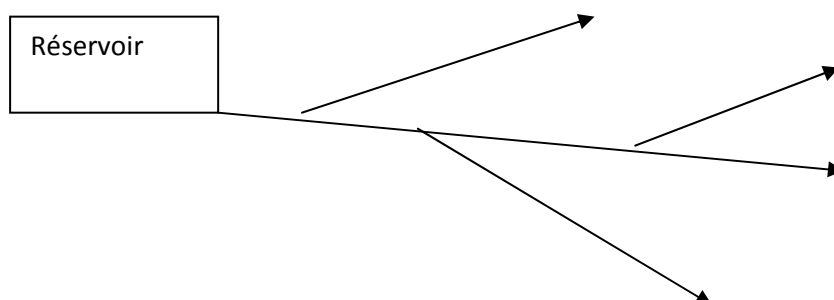


Figure 8.1 : Réseau ramifié

b: Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son trace figure (8.2), contrairement aux réseaux ramifiés; le réseau maillé assure une distribution de retour. Il est utilisé généralement dans les zones urbaines.

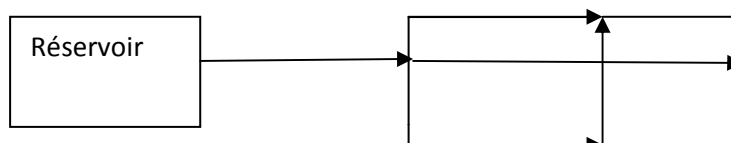


Figure 8.2 : Réseau maillé

8.2 : Equipement du réseau de distribution

a: Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués des :

- -Conduites principales.
- -Conduites secondaire.

b: Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et sont exploitation, à savoir :

b₁. Robinets

Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation en vue de leurs réparations en cas de panne.

b₂. Ventouses

Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus haut du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.

b₃. Robinets de vidange

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange

b₄. Clapets

Ils empêchent le retour de l'eau au sens inverse de l'écoulement prévu.

b₅ .Poteaux d'incendie

Ils sont placés dans les bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

c: Les raccords

Le tableau ci-dessous indique le fonctionnement de chaque raccord :

Tableau 8.1 : fonctions des raccords.

Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques

Té	Raccordement a l'équerre d'une conduite a une autre
Bout d'extrémité ou bride d'extrémité	Permet a l'extrémité d'une conduite de changer de type d'assemblage

8.3 : Choix du réseau à adopter

Pour une securite d'approvisionnement nous adoptons un réseau maillé avec quelque ramifications, ce réseau a l'avantage d'alimente un troncon par au moins deux canalisations, Le plan de distribution à été extré à partie de la carte **annexe (4)** ,et illustre en figure (8.3).

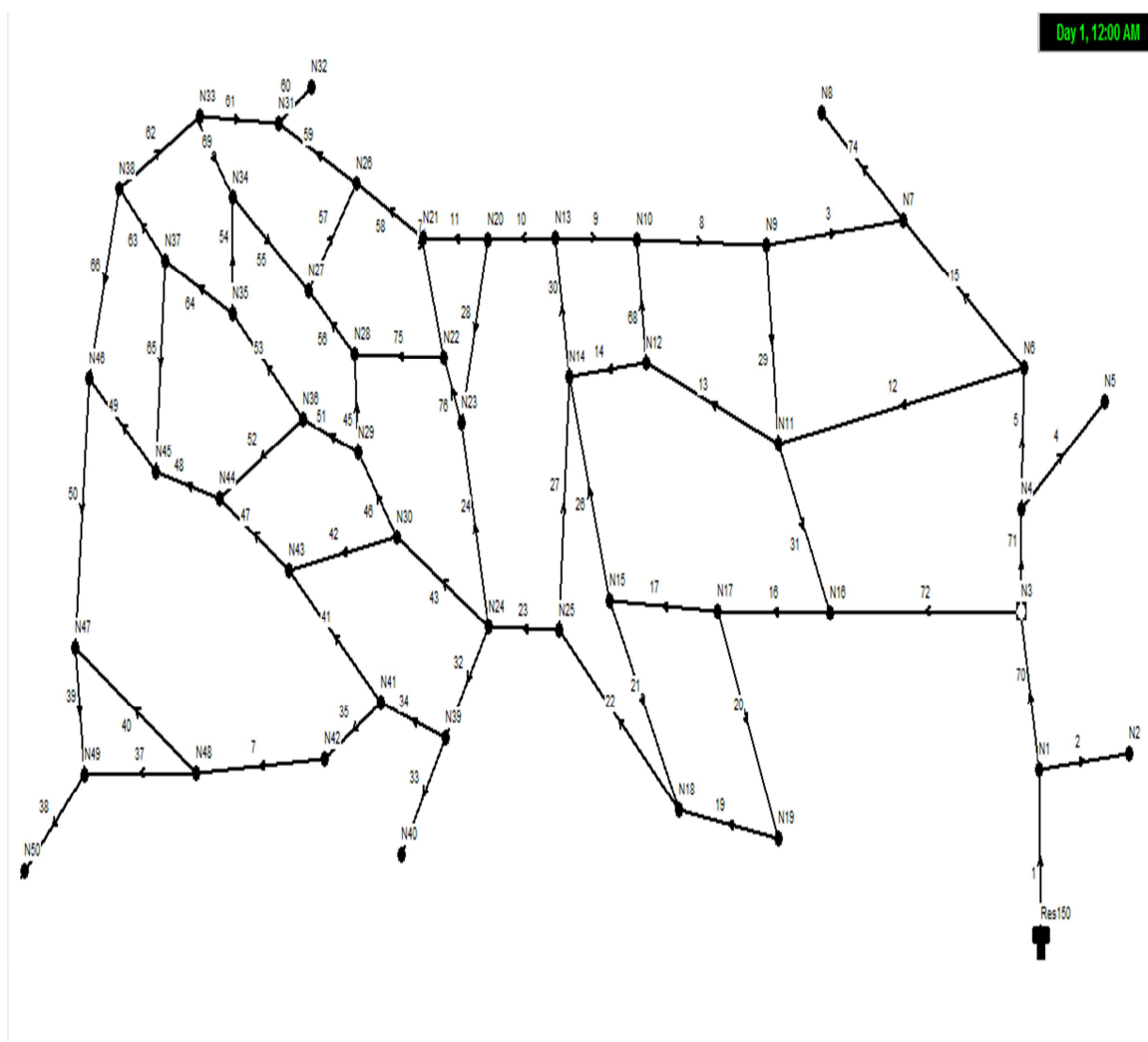


Figure 8.3 : le plan distribution de village ICHEKABEN

8.4 : Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- Déterminer les débits spécifiques
- Choix du type des conduites
- Les surfaces des lots
- Altitude des nœuds
- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Calculer les débits au nœud

4.1 : Déterminer les débits aux nœuds

a : Les nœuds

Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau.

b : Débit aux nœuds

Est donnée par la relation suivante :

$$Q_n = Q_{sp} * S \quad (8.1)$$

c : Débit spécifique

Ce débit spécifique est calculé à partir de la relation (8.2):

$$Q_{sp} = \frac{Q_{maxh}}{\sum S} \quad (8.2)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} Q_{maxh} = 28,89 \text{ l/h} \\ \sum S = 99520,95 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$Q_{sp} = 0,00029029 \text{ l/h/m}^2$$

Les surfaces sont déterminées à partir d'un fichier AUTO CAD. Les résultats sont donnés dans le tableau (8.2).

D : Altitudes des nœuds

Celles-ci sont déterminées à partir d'une carte à base d'une levée topographique reportée sur logiciel AUTO CAD.

Tableau8.2 : Les débits aux nœuds et altitudes

Nœuds	surface	QNODAL	Altitude
1	1401,622	0,40687771	986,45
2	1676,297	0,48661329	987,88
3	423,3862	0,12290504	967,8
4	1500,69	0,43563622	950,34
5	3012,989	0,87464243	955,06
6	0	0	944,24
7	3612,8647	1,04878072	931,7
8	5385,2655	1,56329204	910,17
9	1164,6629	0,33809071	931,84
10	2159,6823	0,6269355	934,02
11	734,749	0,21329074	954,67
12	4187,2622	1,21552292	955,06
13	2367,4892	0,6872599	941,5
14	1121,324	0,32550983	953,64
15	0	0	960,95
16	831,7401	0,24144635	960,49
17	1322,2401	0,38383389	960,4
18	4039,1744	1,17253442	969,06
19	2413,42	0,70059318	982
20	2469,0858	0,71675244	943,26
21	4780,83	1,38783008	936,84
22	1694,1551	0,49179733	947,13
23	1197,9528	0,34775446	950,94
24	582,123	0,16898484	954,11
25	3289,184	0,95481925	953,89
26	2302,538	0,66840517	934,43
27	1729,7115	0,50211902	946,38
28	1086,533	0,31541033	946,19
29	1208,2356	0,35073946	954,91
30	1352,747	0,39268976	954,3
31	1007,0106	0,29232573	936,5
32	1107,8238	0,32159085	924,31
33	1988,4213	0,57722004	939,34
34	1991,3702	0,57807608	947,11
35	1486,746	0,43158841	950,36
36	746,9601	0,21683551	956,18
37	1156,2593	0,33565122	952,39
38	3471,747	1,00781557	940,28
39	1730,6566	0,50239337	954,5
40	3350,6231	0,97265444	946,61
41	781,859	0,22696633	947,87
42	1331,7837	0,38660431	944,01
43	3497,225	1,0152116	955,69
44	1688,2832	0,49009277	958,23
45	1141,263	0,33129794	949,75
46	4760,3427	1,38188281	929,11
47	4490,4719	1,30354185	920,2
48	2192,2939	0,63640235	924,14
49	2551,8627	0,74078179	914,24
50	2130,1083	0,61835045	906,4

E : Conduites de distribution

Les conduites de distribution sont celles qui assurent le transport de l'eau stockée dans le réservoir vers les foyers. Elles doivent être conçues pour être aptes à véhiculer le débit de pointe horaire.

F : Nature de conduites

Le choix des conduites utilisés est en fonction de la pression, la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchements, les réparations en cas de fuite. Pour notre réseau, le choix de la conduite a été porté sur les conduites en PEHD en raison des multiples avantages quelle présentent. Tableau (8.3).

Tableau 8.3 : Avantage de conduite PEHD

Matériaux	Tuyaux en PEHD
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> -Facilité de pose. -Longue durée de vie. -Rugosité très faible. -Répond parfaitement aux normes de potabilité. -Résiste a l'entartage et a la corrosion interne et externe. -Bonne résistance aux hautes températures.

G : Diamètre de la conduite

Nous avons opté pour du PEHD de catégorie PE100, pour des raisons économiques à pression nominal PN10 et en prend le diamètre normalise ($DN=D_{ext}-2 \cdot e$), Le tableau (8.4) ci-dessous représente les diamètres extérieures.

Tableau 8.4 : les daïmetre PEHD eau potable PN10 (CHIALI TUBES)

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaissu en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	29,23	34,20
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	36,89	43,16
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	57,33	67,08
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	89,74	105,00
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	137,09	160,40
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	216,86	253,73
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	306,59	358,71
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	364,65	426,64
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	543,27	635,63
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	692,10	809,76
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 133,67	1 326,39
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 735,13	2 030,10
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 723,63	3 186,65
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 080,59	4 774,29
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6 738,83	7 884,43
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10 368,73	12 131,41
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	15 951,04	18 662,72

H : Les longueurs des conduites

Les longueurs sont obtenues à partir du logiciel AUTOCAD sur le plan d'étude de village ICHEKABEN. Les résultats sont donnés dans le tableau (8.5).

Tableau 8.5 : les longues des conduites

Tançons	Langueur	Tronçons	langueur	Tronçons	longueur
Res 150-1	28,9	28-30	55,6	59-60	29,9
01 – 02	35,2	Res150 -31	171,1	59-61	27,1
02 – 03	10,9	31 - 32	46	49-62	2
02 – 04	30,8	31 - 33	213,4	62-63	51,3
0 1 – 05	133	33 - 34	76,9	62-64	1,9
05 – 06	30,2	33- Red 3	33,7	64-65	26,1
05 – 07	11,3	Red 3 - 35	26,6	65-66	22,6
07 – 08	30,1	35 - 36	191,5	65-67	22,7
0 7- Red1	30,5	36 - 37	60,1	67-68	49,4
Red1 – 09	17,6	36 - 38	52,2	68-69	60,7
9 – 10	26,9	38 - 39	20,2	68-70	25,2
09 – 11	54,4	38 - 40	128,3	67-71	25,9
11 – 12	31,9	40 - 41	68,6	71-72	31,8
11-13	209,9	40 - 42	96,8	71-73	19,4
Res150Red2	92,9	42 - 43	11,9	73-74	25,7
Red2-14	10	42 - 44	42,1	73-75	14,8
14 – 15	15,5	44 - 45	25,1	75-A	9,1
15 – 16	20,2	44 - 46	99,5	75-76	7,3
15 – 17	85,9	46- 47	38,4	76-77	23
17 – 18	29,6	46 - 48	296,1	77-78	17,1
17 – 19	31,4	35 - 49	18	77-79	16,1
19 – 20	30,4	49 - 50	300,2	79-80	42,3
19- 21	33,2	50 - 51	96,3	79-81	10,5
14 – 22	102,9	50 - 52	84,1	81-82	27,5
22 – 23	51,9	49 - 53	22,2	81-83	52,9
22 -24	5,6	53 - 54	16,2	76-84	24,4
24 – 25	51,8	53-55	17,5	84-85	33,1
24 – 26	18,3	55-56	67,4	84-86	35,1
26 – 27	17,7	55-57	67,2	64-87	53,7
26 – 28	48,1	57-58	25,8	87-88	39,4
28 – 29	43	57-59	54,3	87-89	52,8

La figure ci après présente la répartition des surfaces en forme d'une maille, et des longueurs des conduites reliant deux nœuds.



Figure 8.4: Schéma de répartition de la distribution

8.5 : Modélisation des réseaux d'AEP de village ICHEKABEN

De nos jours, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus de gestionnaires de réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour encore mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la qualité de l'eau distribuée. Actuellement, il existe plusieurs logiciels pour la modélisation et la gestion des eaux, parmi ces derniers, le logiciel Epanet.

8.6 Présentation du logiciel EPANET 2.0

Le logiciel EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur ce logiciel se définit par des tuyaux (tronçons), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Dans le cadre de notre étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible

Le logiciel se base, dans le calcul du réseau maillé, sur la méthode de HARDY-CROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

Ainsi, le logiciel permet de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi les trois les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning. Pour notre étude, nous avons opté pour l'équation de Hazen-Williams pour le calcul des pertes de charges

Formule de Hazen Williams

La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents. Son expression est la suivante (**Générale des eaux ,2009**)

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} \frac{Q^{1,852}}{C_{hw}^{1,852} \cdot d^{4,872}} \quad (8.3)$$

Puisque nous allons calculer les pertes de charge par la formule de **Hazen Williams**, nous attribuerons un coefficient de rugosité de 136 pour les conduites en PEHD neuves.

8.7 : Etapes de modélisation

1. La première étape consiste à créer un nouveau projet dans EPANET et de s'assurer que les options sélectionnées par défaut sont correctes.
2. Puis choisir **Projet >> Par Défaut** pour ouvrir la boîte de dialogue représentée dans la Figure (8.5). , Sous la rubrique ID (Étiquettes d'Identification) de la boîte de dialogue, effacer tous les champs de préfixe ID et choisissez 1 comme Incrément ID.

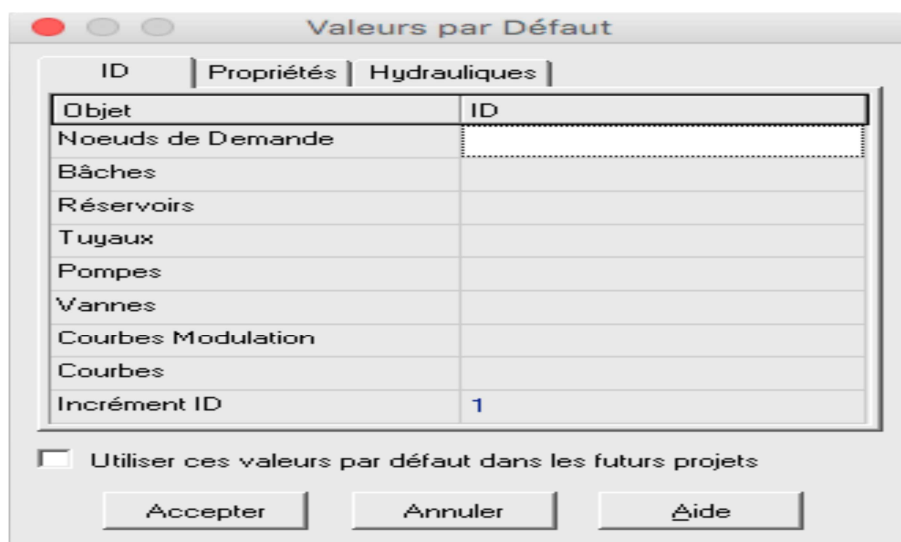


Figure 8.5: Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet

3. Ensuite, nous allons choisir la rubrique Hydrauliques de la boîte de dialogue et sélectionner comme Unités de Débit LPS (litres par seconde) (figure8.6)
4. Sélectionner aussi **Hazen Williams (H.D)** comme Formule pour les Pertes de Charge

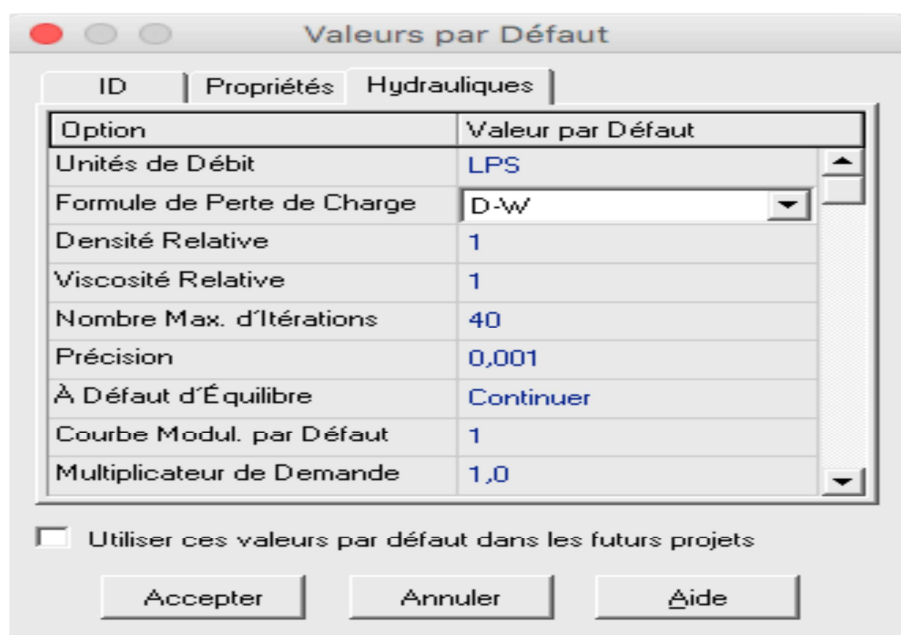


Figure 8.6 : rubrique hydraulique de la boîte de dialogue.

5. Ensuite, nous choisissons les options d'affichage du schéma de sorte qu'en ajoutant des objets au schéma Choisir **Affichage>>Options du Schéma** représentées dans(la figure 8.7)

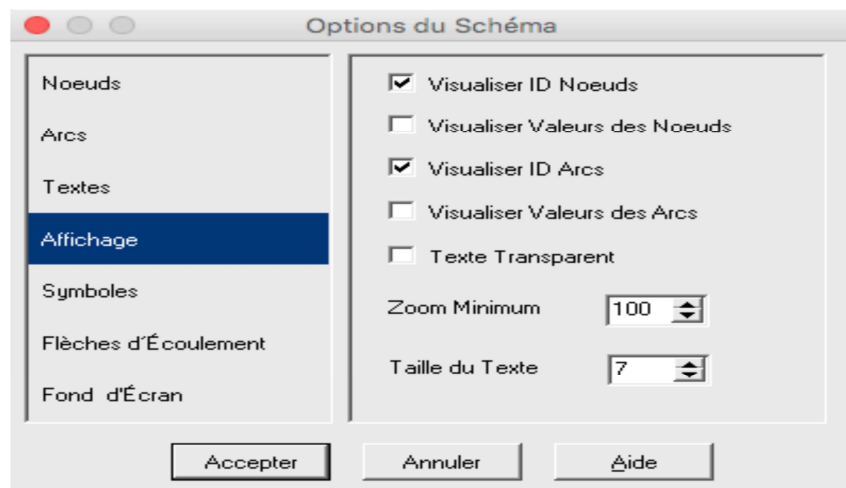


Figure 8.7 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).

6. Ensuite cocher toutes les cases de la rubrique Symboles, comme c'est illustré sur la figure 8.8

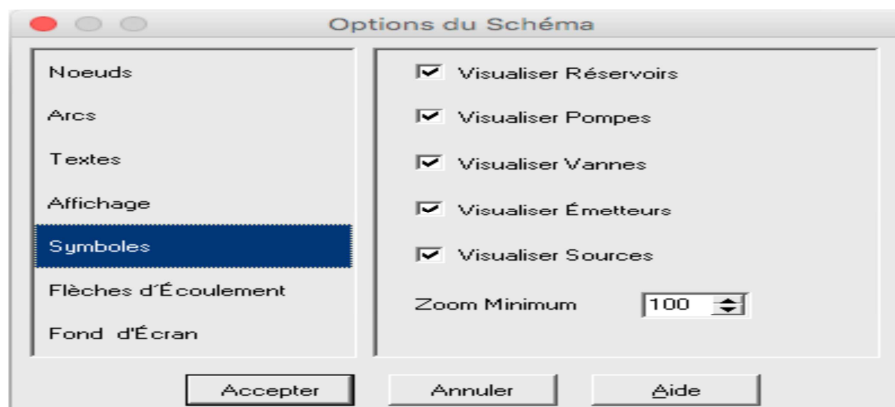


Figure 8.8 : Boîte de dialogue option du schéma (Symboles).

7. Pour terminer, nous devons nous assurer que l'échelle du schéma est acceptable avant de dessiner notre réseau. Choisir **Affichage >> Dimensions** figure (8.9),

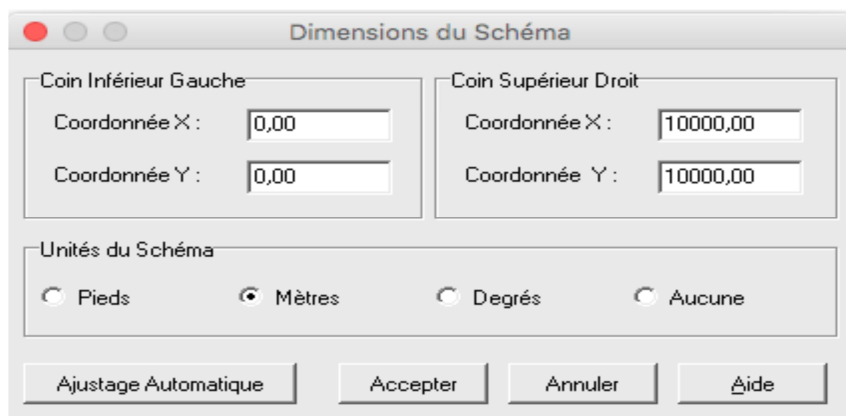






Figure 8.9 : Boîte de dialogue Dimensions du schéma.

8. Tracer du réseau

Pour dessiner le réseau, nous allons nous servir de la souris et des boutons de la Barre d'Outils du Schéma affichée ci-dessous



- ❖ Tout d'abord, nous allons positionner le réservoir en cliquant sur le bouton .
- ❖ Ensuite, nous allons ajouter les nœuds de demande en cliquant sur le bouton .
- ❖ enfin nous allons ajouter les tuyaux en cliquant sur le bouton .
- ❖ Pour terminer, cliquez sur le bouton Sélectionner  Objet de la Barre d'Outils.

9. La saisie des données

A mesure qu'on ajoute des objets à un projet, EPANET leur assigne un ensemble de propriétés par défaut. Il faut maintenant sélectionner chacun des éléments et assigner les véritables valeurs à ses paramètres.

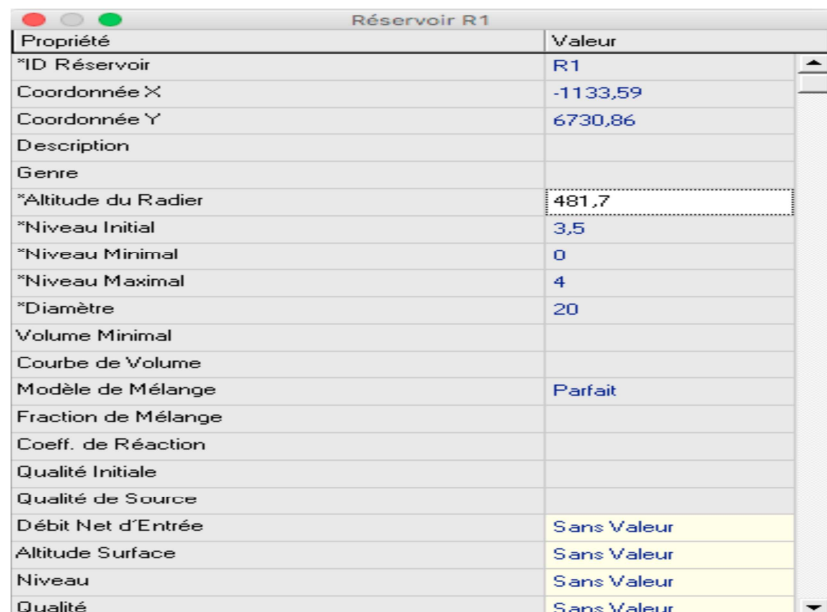
❖ Les nœuds

Commençons à renseigner les propriétés en double-cliquons sur un nœud, pour saisir l'altitude, la demande de base pour ce nœud et éventuellement l'identifiant (ID Nœud) du nœud. Puis répétez cette fonction pour tous les nœuds restants (figure 8.10).

Noeud de Demande 1A	
Propriété	Valeur
*ID Nœud	1A
Coordonnée X	1976,94
Coordonnée Y	5864,91
Description	
Genre	
*Altitude	458
Demande de Base	1,74
Courbe Modul. Demande	DOMESTIQUE
Catégories de Demande	1
Coeff. de l'Émetteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Demande Actuelle	Sans Valeur
Charge	Sans Valeur
Pression	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 8.10 : Editeur de propriétés pour les nœuds

Pour le réservoir, introduire l'Altitude en m du radier, son niveau Initial, son niveau minimal, son niveau maximal et son diamètre figure (8.11).

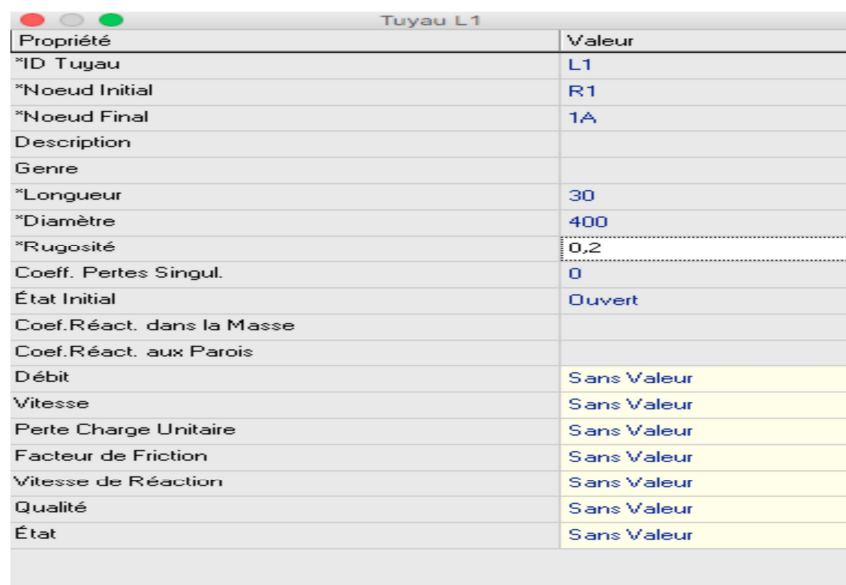


Propriété	Valeur
*ID Réservoir	R1
Coordonnée X	-1133,59
Coordonnée Y	6730,86
Description	
Genre	
*Altitude du Radier	481,7
*Niveau Initial	3,5
*Niveau Minimal	0
*Niveau Maximal	4
*Diamètre	20
Volume Minimal	
Courbe de Volume	
Modèle de Mélange	Parfait
Fraction de Mélange	
Coeff. de Réaction	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Débit Net d'Entrée	Sans Valeur
Altitude Surface	Sans Valeur
Niveau	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur

Figure 8.11 : Editeur de propriétés pour les réservoirs

❖ Les tuyaux


De la même façon, nous cliquons sur chacun des tuyaux pour faire apparaître ses propriétés dans l'éditeur des propriétés et introduisez la longueur, le diamètre, et la rugosité (le coefficient ε de Hazen Williams). Figure (8.12)




Propriété	Valeur
*ID Tuyau	L1
*Noeud Initial	R1
*Noeud Final	1A
Description	
Genre	
*Longueur	30
*Diamètre	400
*Rugosité	0,2
Coeff. Pertes Singul.	0
État Initial	Ouvert
Coef. Réact. dans la Masse	
Coef. Réact. aux Parois	
Débit	Sans Valeur
Vitesse	Sans Valeur
Perte Charge Unitaire	Sans Valeur
Facteur de Friction	Sans Valeur
Vitesse de Réaction	Sans Valeur
Qualité	Sans Valeur
État	Sans Valeur

Figure 8.12 : Editeur de propriétés pour les conduites.

8.8. Exécution d'une Simulation d'Écoulement Permanent

Maintenant nous avons assez d'information pour exécuter une simulation hydraulique d'écoulement permanent (ou bien pour un instant déterminée) sur notre exemple de réseau. Pour exécuter la simulation, choisir **Projet>>Lancer la simulation** ou cliquer sur le bouton  de la barre standard. (Si la barre standard n'est pas visible Sélectionnez **Affichage>>Barres d'Outils>>Standard de la Barre de Menu**).

Si le calcul n'a pas réussi un rapport d'état apparaît indiquant le problème. Si le calcul a été effectué avec succès nous pouvons visualiser les résultats de différentes manières :

- Dans le navigateur du schéma, sélectionner **Pression** du menu déroulant nœuds. Observer que les valeurs de pression aux nœuds sont représentées par des codes couleur différents. Pour visualiser la légende avec le code couleur (si elle n'est pas encore visible), sélectionner **Affichage>>Légendes>>Nœud** (ou cliquer sur n'importe quelle zone vide de la carte avec le bouton droit de la souris et sélectionner Légende de nœud dans le menu contextuel). Pour changer les intervalles et les couleurs de la légende, cliquer sur la légende avec le bouton droit de la souris pour faire apparaître l'Éditeur de Légende
- Ouvrir l'éditeur de propriétés (double-cliquez sur un nœud ou un arc) et noter que les résultats calculés sont affichés à la fin de la liste des propriétés
- Créer un tableau de résultats en sélectionnant **Rapport >>Tableau** (ou en cliquant sur le bouton de Tableau  dans la Barre d'Outils Standard). Notez que les écoulements ayant des signes négatifs sont dans la direction opposée à la direction dans laquelle le tuyau a été dessiné initialement

8.9 : Résultats et discussion

Pour chaque nœud nous aurons les données concernant la charge totale est la pression en mètres, tandis que pour les conduites les résultats de la simulation porteront sur la vitesse en m/s et les pertes de charge en m/km. Le réseau est présenté dans la figure 8.13 suivante :

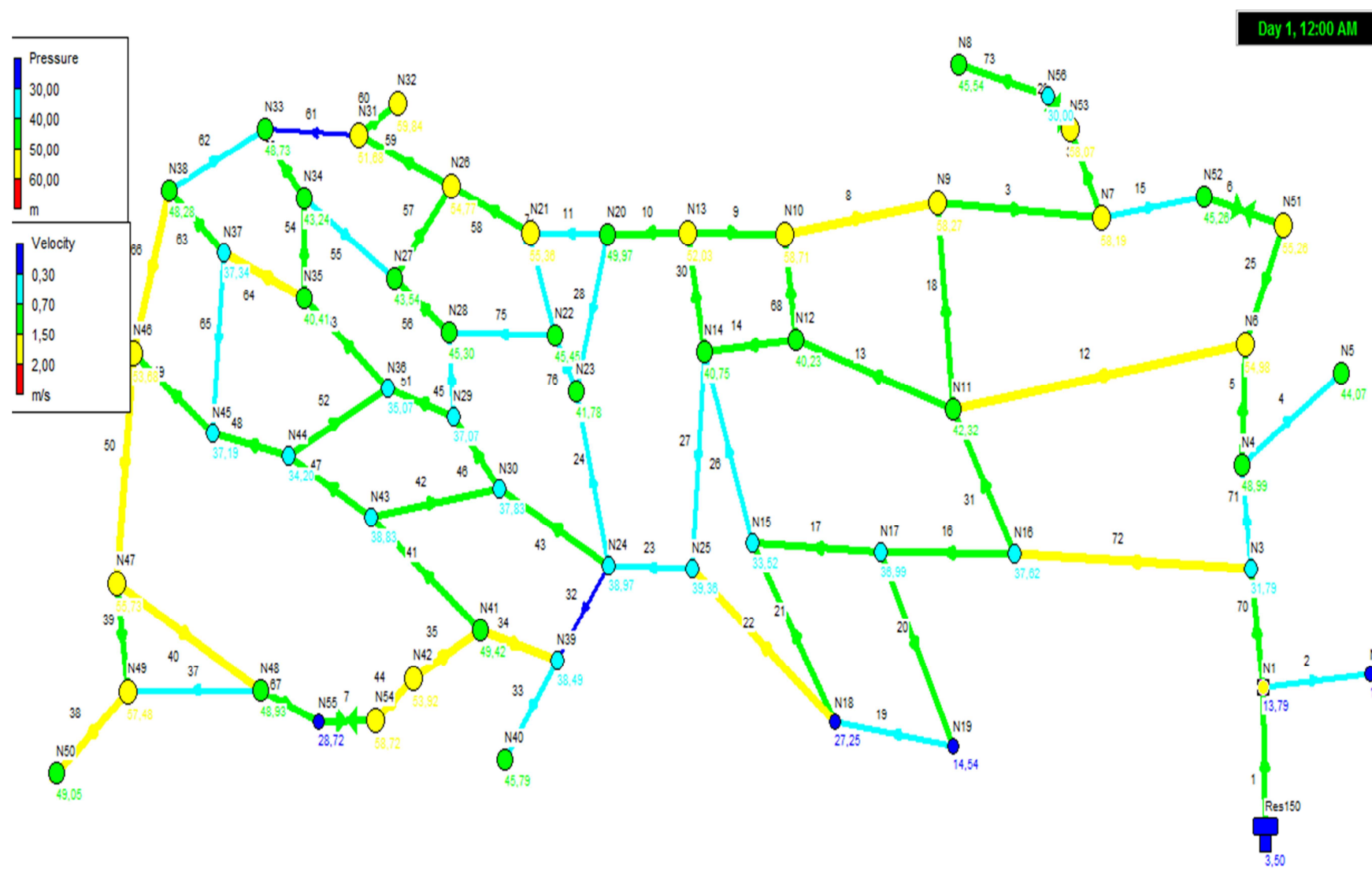


Figure 8.13 : Schéma général après simulation

Les tableaux (8.6) et (8.7) suivants présentent l'état des arcs et l'état des nœuds de demande à l'heure de la pointe.

Tableau 8.6 : L'état des arcs à l'heure de pointe

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe 1	27.46	220.4	136	-31.99	0.84	3.21
Pipe 2	36.21	31	136	0.49	0.65	19.53
Pipe 4	50.4	53.8	136	0.88	0.38	3.94
Pipe 5	9.12	79.2	136	4.39	0.89	11.89
Pipe 8	73.52	76	136	-7.12	1.57	35.59
Pipe 9	89.35	96.8	136	-6.41	0.87	9.02
Pipe 10	31.75	79.2	136	3.89	0.79	9.49
Pipe 11	95.52	31	136	0.35	0.47	10.82
Pipe 12	100.34	110.2	136	14.66	1.54	22.18
Pipe 13	58.05	96.8	100	8.91	1.21	29.34
Pipe 14	100.95	96.8	136	6.36	0.86	8.89
Pipe 16	48.86	141	136	22.37	1.43	14.60
Pipe 17	91.77	63.8	136	4.23	1.32	31.81
Pipe 19	78.41	176.2	136	17.05	0.70	2.98
Pipe 20	89.23	141	136	-17.75	1.14	9.52
Pipe 21	33.76	31	136	0.85	1.12	54.38
Pipe 22	131.87	110.2	136	15.03	1.58	23.23
Pipe 23	77.61	176.2	136	14.21	0.58	2.13
Pipe 24	48.72	31	136	0.29	0.38	7.33
Pipe 26	25.39	110.2	136	-5.08	0.53	3.11
Pipe 27	104.48	21	136	-0.13	0.37	11.00
Pipe 28	97.03	79.2	136	2.82	0.57	5.23
Pipe 53	24.88	110.2	136	13.63	1.43	19.37
Pipe 54	34.37	53.6	136	1.59	0.71	12.14
Pipe 55	45.59	42.6	136	0.76	0.53	9.46
Pipe 56	17.11	27.2	136	-0.80	1.37	91.64
Pipe 57	41.36	42.6	136	1.05	0.74	17.33
Pipe 58	80.62	21	136	-0.25	0.71	37.14
Pipe 59	32.32	31	136	0.63	0.84	31.71
Pipe 60	66.96	21	136	0.32	0.93	60.15
Pipe 61	78.95	16	136	0.02	0.10	1.30
Pipe 62	59.89	31	136	-0.30	0.40	8.16
Pipe 63	47.32	96.8	136	-11.04	1.50	24.65
Pipe 64	38.35	96.8	136	-11.61	1.58	27.05
Pipe 65	83.77	21	136	-0.23	0.68	33.46
Pipe 66	111.48	79.2	136	9.72	1.97	51.83
Pipe 68	88.9	42	136	-1.34	0.96	28.86
Pipe 69	58.72	21	136	0.25	0.73	38.75
Pipe 70	71.86	176.2	136	31.09	1.28	9.08
Pipe 71	67.57	110.2	136	5.70	0.60	3.86
Pipe 72	81.11	141	136	25.27	1.62	18.30
Pipe 75	71.63	42.6	136	-0.98	0.69	15.27
Pipe 76	28.29	79.2	136	-2.76	0.56	5.02
Pipe 77	47.36	53.6	136	1.28	0.57	8.12

Pipe 30	35.3	96.8	136	10.99	1.49	24.44
Pipe 31	35.27	53.6	136	-2.66	1.18	31.50
Pipe 32	12.61	21	136	0.10	0.29	7.04
Pipe 33	280.97	63.8	136	0.97	0.30	2.09
Pipe 34	32.25	31	136	-1.37	1.82	133.34
Pipe 35	13.91	63.8	136	-5.17	1.62	46.15
Pipe 37	61.26	31	136	0.52	0.69	22.15
Pipe 38	80.41	21	136	0.62	1.78	202.35
Pipe 39	78.98	31	136	-0.84	1.11	53.31
Pipe 40	89.68	79.2	136	7.47	1.52	31.82
Pipe 41	119.47	63.8	136	3.57	1.12	23.24
Pipe 42	72.32	27.2	136	0.46	0.79	32.94
Pipe 43	48.71	110.2	136	-13.65	1.43	19.43
Pipe 45	45.96	21	136	-0.13	0.37	10.74
Pipe 46	25.91	141	136	-13.72	0.88	5.90
Pipe 47	34.12	42.6	136	2.10	1.47	62.05
Pipe 48	73.77	31	136	1.00	1.33	74.16
Pipe 49	67.46	31	136	0.90	1.20	61.39
Pipe 50	135.18	79.2	136	9.61	1.95	50.73
Pipe 51	39.82	110.2	136	13.24	1.39	18.36
Pipe 52	39.16	31	136	-0.61	0.80	29.34
Pipe 53	24.88	110.2	136	13.63	1.43	19.37
Pipe 3	31.76	141	136	-14.98	0.96	6.95
Pipe 15	176.2	140	136	-10.27	0.67	3.58
Pipe 18	55	96.8	42	8.20	1.11	125.19
Pipe 44	91	63.8	136	-5.55	1.74	52.65
Pipe 67	14.98	79.2	136	-6.32	1.28	23.30
Pipe 25	5	120	136	-10.27	0.91	7.58
Pipe 36	5	63.8	136	3.66	1.15	24.33
Pipe 73	166.61	42.6	136	1.56	1.10	35.98
Valve 7	#N/A	90	#N/A	-5.94	0.93	30.00
Valve 6	#N/A	120	#N/A	-10.27	0.91	10.00
Valve 29	#N/A	50	#N/A	2.61	1.33	28.07

Tableau 8.7 : L'état des nœuds de demande à l'heure de pointe.

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc N1	986.45	0.407	1000,24	13,79
Junc N2	987.88	0.487	999,53	11,65
Junc N4	950.34	0.436	999,33	48,99
Junc N5	955.06	0.875	999,13	44,07
Junc N6	944.24	0	999,22	54,98
Junc N7	931.7	1.049	989,89	58,19
Junc N8	910.17	1.563	955,71	45,54
Junc N9	931.84	0.338	990,11	58,27
Junc N10	934.02	0.627	992,73	58,71
Junc N11	954.67	0.213	996,99	42,32
Junc N12	955.06	1.215	995,29	40,23
Junc N13	941.5	0.687	993,53	52,03
Junc N14	953.64	0.325	994,39	40,75
Junc N15	960.95	0	994,47	33,52
Junc N16	960.49	0.241	998,11	37,62
Junc N17	960.40	0.383	997,39	36,99
Junc N18	969.06	1.173	996,31	27,25
Junc N19	982.00	0.7	996,54	14,54
Junc N20	943.26	0.716	993,23	49,97
Junc N21	936.84	1.387	992,20	55,36
Junc N22	947.13	0.492	992,58	45,45
Junc N23	950.94	0.348	992,72	41,78
Junc N24	954.11	0.169	993,08	38,97
Junc N25	953.89	0.954	993,25	39,36
Junc N26	934.43	0.668	989,20	54,77
Junc N27	946.38	0.502	989,92	43,54
Junc N28	946.19	0.315	991,49	45,30
Junc N29	954.91	0.351	991,98	37,07
Junc N30	954.3	0.393	992,13	37,83
Junc N31	936.5	0.292	988,18	51,68
Junc N32	924.31	0.321	984,15	59,84
Junc N33	939.34	0.577	988,07	48,73
Junc N34	947.11	0.578	990,35	43,24
Junc N35	950.36	0.431	990,77	40,41
Junc N36	956.18	0.217	991,25	35,07
Junc N37	952.39	0.335	989,73	37,34
Junc N38	940.28	1.008	988,56	48,28
Junc N39	954.5	0.502	992,99	38,49
Junc N40	946.61	0.973	992,40	45,79
Junc N41	947.87	0.227	997,29	49,42
Junc N42	944.01	0.382	997,93	53,92
Junc N43	955.69	1.015	994,52	38,83

Junc N44	958.2	0.49	992.40	34.20
Junc N45	949.74	0.331	986.93	37.19
Junc N46	929.11	1.015	982.79	53.68
Junc N47	920.2	1.303	975.93	55.73
Junc N48	924.14	0.636	973.07	48.93
Junc N49	914.24	0.741	971.72	57.48
Junc N50	906.4	0.618	955.45	49.05
Junc N3	967.8	0.123	999.59	31.79
Junc N54	944.01	0.382	1002.73	58.72
Junc N55	944.01	0.382	972.73	28.72
Junc N51	944	0	999.26	55.26
Junc N52	944	0	989.26	45.26
Junc N53	931.7	1.049	989.77	58.07
Junc N56	931.7	1.049	961.70	30.00
Tank Res150	996.83	#N/A	1000.33	3.50

Les résultats donnés par le logiciel Epanet et consignés dans les tableaux 8.6 et 8.7 ci-dessus montrent que les vitesses sont vérifiées dans pratiquement tous les tronçons du réseau ($0.3 < V < 2 \text{ m/s}$)

Il est à noter que les pressions dans les différents nœuds du réseau sont comprises entre 3 et 6 bars et ceux après avoir prévu des réducteur de pression (vannes) dans certains tronçons.

8.10 : Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie.

On prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 60 m³/h, soit 17 l/s pendant deux heures. Cela nécessite des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal de 60 mm. Ce débit est ajouté pour les nœuds les plus défavorables figure (8.14).

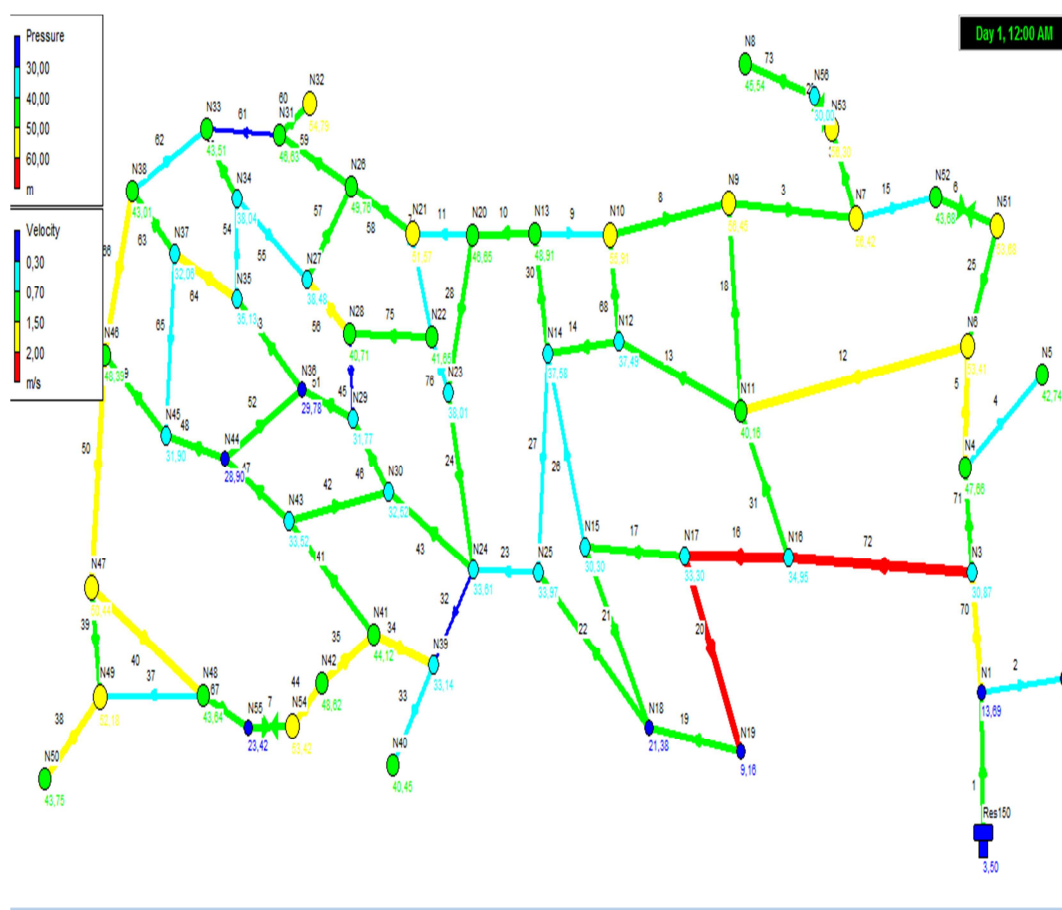


Figure 8.14 : schéma du réseau après la modulation pour l'incendie.

Les tableaux (8.8) et (8.9) suivants présentent l'état des arcs et l'état des nœuds de demande à l'heure de la pointe tenant compte l'incendie.

Tableau 8.8 : L'état des arcs a l'heur de la pointe plus l'incendie.

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe 1	27.46	220.4	136	1.28	7.08
Pipe 2	36.21	31	136	0.65	19.53
Pipe 4	50.4	53.8	136	0.38	3.94
Pipe 5	9.12	79.2	136	1.67	37.98
Pipe 8	73.52	76	136	1.22	22.33
Pipe 9	89.35	96.8	136	0.65	5.30
Pipe 10	31.75	79.2	136	1.04	15.77
Pipe 11	95.52	31	136	0.57	15.67
Pipe 12	100.34	110.2	136	1.75	28.16
Pipe 13	58.05	96.8	100	1.42	39.27
Pipe 14	100.95	96.8	136	1.07	13.18
Pipe 16	48.86	141	136	2.32	35.73
Pipe 17	91.77	63.8	136	1.20	26.66
Pipe 19	78.41	176.2	136	1.29	9.21
Pipe 20	89.23	141	136	2.05	28.40
Pipe 21	33.76	31	136	0.72	23.98
Pipe 22	131.87	110.2	136	1.44	19.58
Pipe 23	77.61	176.2	136	0.53	1.80
Pipe 24	48.72	31	136	0.74	25.23
Pipe 26	25.39	110.2	136	0.35	1.40
Pipe 27	104.48	21	136	0.66	32.12
Pipe 28	97.03	79.2	136	0.81	9.85

Pipe 30	35.3	96.8	136	1.44	22.94
Pipe 31	35.27	53.6	136	0.86	17.52
Pipe 32	12.61	21	136	0.27	6.13
Pipe 33	280.97	63.8	136	0.30	2.09
Pipe 34	32.25	31	136	1.83	134.65
Pipe 35	13.91	63.8	136	1.62	46.23
Pipe 37	61.26	31	136	0.69	22.13
Pipe 38	80.41	21	136	1.78	202.35
Pipe 39	78.98	31	136	1.11	53.35
Pipe 40	89.68	79.2	136	1.52	31.87
Pipe 41	119.47	63.8	136	1.12	23.21
Pipe 42	72.32	27.2	136	0.79	33.07
Pipe 43	48.71	110.2	136	1.39	18.46
Pipe 45	45.96	21	136	0.24	4.97
Pipe 46	25.91	141	136	0.85	5.61
Pipe 47	34.12	42.6	136	1.47	61.87
Pipe 48	73.77	31	136	1.33	74.03
Pipe 49	67.46	31	136	1.20	61.33
Pipe 50	135.18	79.2	136	1.95	50.80
Pipe 51	39.82	110.2	136	1.37	17.95
Pipe 52	39.16	31	136	0.80	29.13
Pipe 53	24.88	110.2	136	1.41	18.94

Pipe 54	34.37	53.6	136	0.64	10.03
Pipe 55	45.59	42.6	136	0.42	6.15
Pipe 56	17.11	27.2	136	1.58	119.21
Pipe 57	41.36	42.6	136	0.71	16.24
Pipe 58	80.62	21	136	0.86	52.29
Pipe 59	32.32	31	136	0.86	33.04
Pipe 60	66.96	21	136	0.93	60.15
Pipe 61	78.95	16	136	0.17	3.54
Pipe 62	59.89	31	136	0.38	7.40
Pipe 63	47.32	96.8	136	1.50	24.62
Pipe 64	38.35	96.8	136	1.58	27.02
Pipe 65	83.77	21	136	0.68	33.58
Pipe 66	111.48	79.2	136	1.98	51.90
Pipe 68	88.9	42	136	0.97	29.40
Pipe 69	58.72	21	136	0.74	39.16
Pipe 70	71.86	176.2	136	1.97	20.36
Pipe 71	67.57	110.2	136	1.00	9.99
Pipe 72	81.11	141	136	2.46	39.81
Pipe 75	71.63	42.6	136	0.92	26.15
Pipe 76	28.29	79.2	136	0.62	6.09
Pipe 77	47.36	53.6	136	0.55	7.79
Pipe 3	31.76	141	136	0.84	5.47

Pipe 15	176.2	140	136	0.55	2.50
Pipe 18	55	96.8	42	1.08	118.82
Pipe 44	91	63.8	136	1.74	52.74
Pipe 67	14.98	79.2	136	1.28	23.35
Pipe 25	5	120	136	0.75	5.28
Pipe 36	5	63.8	136	1.15	24.33
Pipe 73	166.61	42.6	136	1.10	35.98
Valve 7	#N/A	90	#N/A	0.93	30.00
Valve 6	#N/A	120	#N/A	0.75	10.00
Valve 29	#N/A	50	#N/A	1.33	26.30

Tableau 8.9 : L'état des nœuds à l'heure de la pointe plus l'incendie.

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc N1	986.45	0.407	1000.14	13.69
Junc N2	987.88	0.487	999.43	11.55
Junc N4	950.34	0.436	998.00	47.66
Junc N5	955.06	0.875	997.80	42.74
Junc N6	944.24	0	997.65	53.41
Junc N7	931.7	1.049	988.12	56.42
Junc N8	910.17	1.563	955.71	45.54
Junc N9	931.84	0.338	988.29	56.45
Junc N10	934.02	0.627	989.93	55.91
Junc N11	954.67	0.213	994.83	40.16
Junc N12	955.06	1.215	992.55	37.49
Junc N13	941.5	0.687	990.41	48.91
Junc N14	953.64	0.325	991.22	37.58
Junc N15	960.95	0	991.25	30.30
Junc N16	960.49	0.241	995.44	34.95
Junc N17	960.40	0.383	993.70	33.30
Junc N18	969.06	18.173	990.44	21.38
Junc N19	982.00	0.7	991.16	9.16
Junc N20	943.26	0.716	989.91	46.65
Junc N21	936.84	1.387	988.41	51.57
Junc N22	947.13	0.492	988.78	41.65
Junc N23	950.94	0.348	988.95	38.01

Junc N24	954.11	0.169	987.72	33.61
Junc N25	953.89	0.954	987.86	33.97
Junc N26	934.43	0.668	984.19	49.76
Junc N27	946.38	0.502	984.86	38.48
Junc N28	946.19	0.315	986.90	40.71
Junc N29	954.91	0.351	986.68	31.77
Junc N30	954.3	0.393	986.82	32.52
Junc N31	936.5	0.292	983.13	46.63
Junc N32	924.31	0.321	979.10	54.79
Junc N33	939.34	0.577	982.85	43.51
Junc N34	947.11	0.578	985.15	38.04
Junc N35	950.36	0.431	985.49	35.13
Junc N36	956.18	0.217	985.96	29.78
Junc N37	952.39	0.335	984.45	32.06
Junc N38	940.28	1.008	983.29	43.01
Junc N39	954.5	0.502	987.64	33.14
Junc N40	946.61	0.973	987.06	40.45
Junc N41	947.87	0.227	991.99	44.12
Junc N42	944.01	0.382	992.63	48.62
Junc N43	955.69	1.015	989.21	33.52
Junc N44	958.2	0.49	987.10	28.90
Junc N45	949.74	0.331	981.64	31.90

Junc N46	929.11	1.015	977.50	48.39
Junc N47	920.2	1.303	970.64	50.44
Junc N48	924.14	0.636	967.78	43.64
Junc N49	914.24	0.741	966.42	52.18
Junc N50	906.4	0.618	950.15	43.75
Junc N3	967.8	0.123	998.67	30.87
Junc N54	944.01	0.382	997.43	53.42
Junc N55	944.01	0.382	967.43	23.42
Junc N51	944	0	997.68	53.68
Junc N52	944	0	987.68	43.68
Junc N53	931.7	1.049	988.00	56.30
Junc N56	931.7	1.049	961.70	30.00
Tank Res150	996.83	#N/A	1000.33	3.50

Nous constatons que la pression au niveau de tout le réseau est supérieure à 1bars. Les hypothèses présentées précédemment sont donc respectées avec les diamètres et les natures des canalisations choisies. Pour les vitesses, celles-ci dépassent la valeur admissible pour les tronçons en amont de la réserve d'incendie, mais cela ne pose pas un grand problème car le plus important c'est de pouvoir faire véhiculer un débit suffisant pour la lutte contre l'incendie.

Conclusion

La simulation du réseau Ichekaben est effectuée dans ce chapitre en tenant compte des données du réseau et des besoins en eau calculé au chapitre 2 qui sont introduits comme demande aux nœuds. Les pertes de charges sont calculées avec la méthode de HW. La rugosité des conduites est égale à 136 pour le PEHD. Les résultats de simulation effectuée en heure de pointe ont montré que les pressions aux nœuds sont vérifiées après avoir placé quelques réducteurs de pression et les vitesses dans les conduites sont satisfaisantes

Pour tenir compte de la vérification de l'incendie, nous avons affecté un débit de 17 l/s pour les nœuds les plus défavorables en pression. Après simulation nous avons constaté que les pressions en quelques nœuds ont diminué mais reste supérieures à 1 bar toutes foins en amont de la réserve d'incendie les vitesses ont augmenté et dépassent la valeur admissible mais ce résultat reste satisfaisantes pour le réseau pour véhiculer le débit de lutte contre l'incendie.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre du renforcement du réseau d'alimentation en eau potable des villages Ichekaben, Tabarkoukt, Ait Ounir et Iaadnanen, de la commune de Feraoun, nous avons projeté un réservoir de transit à la cote 720 m qui est alimenté par refoulement à partir du réservoir existant de Bougrara. Ce dernier est alimenté à partir du barrage de Tichi haf.

L'estimation des besoins en eau de consommation a donné un débit de 25.51 l/s pour répondre aux besoins de ces villages à l'horizon (2047).

L'étude de l'adduction a conduit à une conduite de refoulement en fonte ductile de diamètre 200mm alimentant le réservoir R1 projeté et deux conduites gravitaires en PEHD de diamètre 160 mm et 125 mm alimentant respectivement le village Iaadnanen, et le village Ichekaben .

Le dimensionnement des réservoirs nous a permis d'adopter une capacité de 350 m³ pour le réservoir projeté et deux réservoirs de desserv de capacité 150 m³ à Ichekaben et 350 m³ à Iaadnanen, étant donné qu'il existait déjà deux réservoirs de capacité 150 m³. Ces réservoirs seront bien évidemment interconnectés aux réservoirs projetés.

Dans le but de protéger la conduite de refoulement contre le coup de bélier un réservoir d'air de volume de 160 litres est prévu au niveau de la station de pompage.

Pour le choix des pompes, nous avons opté pour une pompe multicellulaire de type **PM100/ 3B** à 3 étages qui refoule un débit = 91.84 m³/h à une hauteur totale Hmt = 194,9m. Il est prévue une pompe de secours de même caractéristiques.

Pour illustrer le tracé des profils en long des conduites de notre réseau d'adduction, nous avons considéré la conduite de refoulement reliant le réservoir de Bougrara au réservoir de transit R. en utilisant le logiciel covadis et à partir des levés topographiques réalisés par l'APC de Feraoun. À partir de ces levés, nous avons reproduit d'abord le profil de terrain naturel. La conduite est ensuite enterrée à une profondeur de 1m à partir de la surface libre. Cette profondeur est ajustée entre 0.80m et 1.5m à partir du terrain naturel. Pour protéger la conduite, il est prévu une ventouse au niveau de la crête et une vidange au niveau du creux.

À l'aide du logiciel EPANET, nous avons simulé le fonctionnement du réseau de distribution d'Ichekaben de la commune Feraoun et par conséquent adopté les diamètres de chaque tronçon de conduite de distribution assurant la pression de service et respectant les

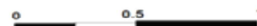
Conclusion générale

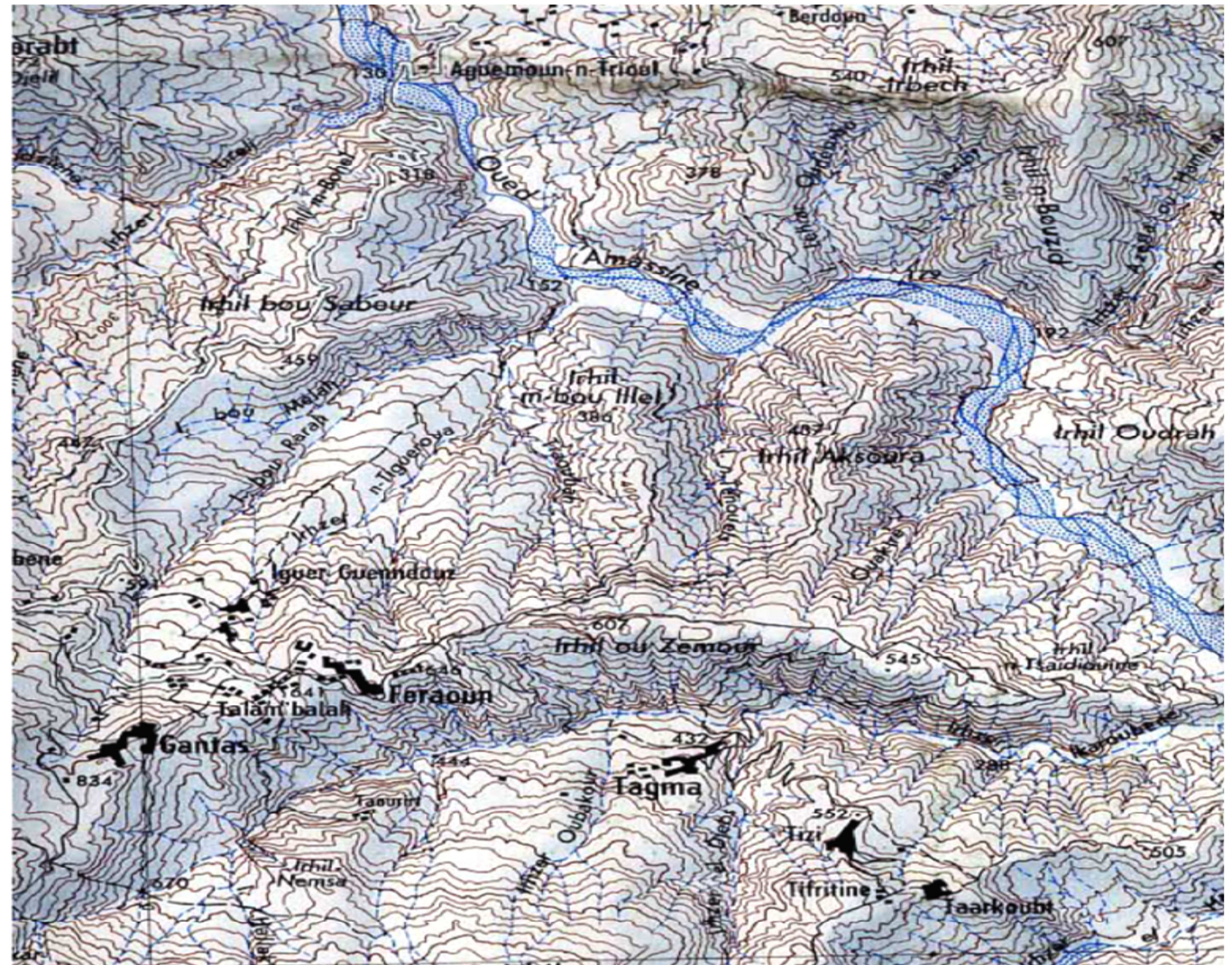
conditions de vitesse. Des réducteurs de pression sont prévues pour réduire les fortes pressions.

Enfin, cette étude nous a permis de donner des réponses aux problèmes de l'eau que connaît une partie de la commune de Feraoun et cela en mettant en pratique les connaissances que nous avons acquises durant notre formation d'hydraulicien, espérons qu'elle servira d'un mémoire guide pour les promotions à venir.

Annexe 1: Situation topographique de Feraoun. (APC Feraoun)


NORTH


0 0.5 1
Kilomètres



Annexe

Annexe 2 : Diamètre et prix des conduites en PEHD.

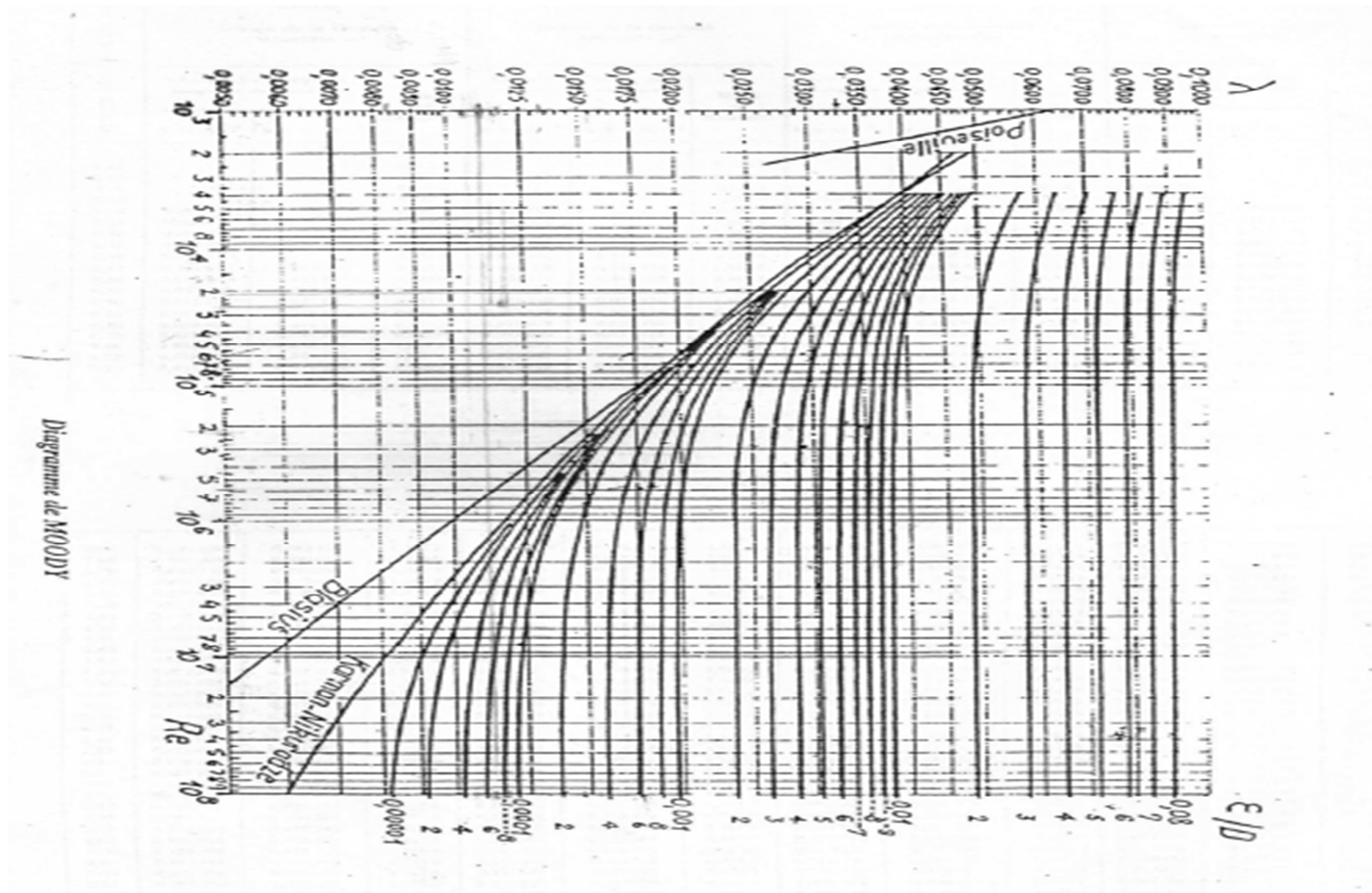
TUBE PEHD EAU POTABLE PN20

Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
	Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
Tube PEHD	90	10,1	PE100	20 Bars	644,97	754,61
Tube PEHD	110	12,3	PE100	20 Bars	955,06	1 117,42
Tube PEHD	125	14,0	PE100	20 Bars	1 227,94	1 436,69
Tube PEHD	160	17,9	PE100	20 Bars	1 996,95	2 336,43
Tube PEHD	200	22,4	PE100	20 Bars	3 125,66	3 657,02
Tube PEHD	250	27,9	PE100	20 Bars	4 862,14	5 688,70
Tube PEHD	315	35,2	PE100	20 Bars	7 391,36	8 647,89
Tube PEHD	400	44,7	PE100	20 Bars	11 911,61	13 936,58
Tube PEHD	500	55,8	PE100	20 Bars	18 579,27	21 737,75

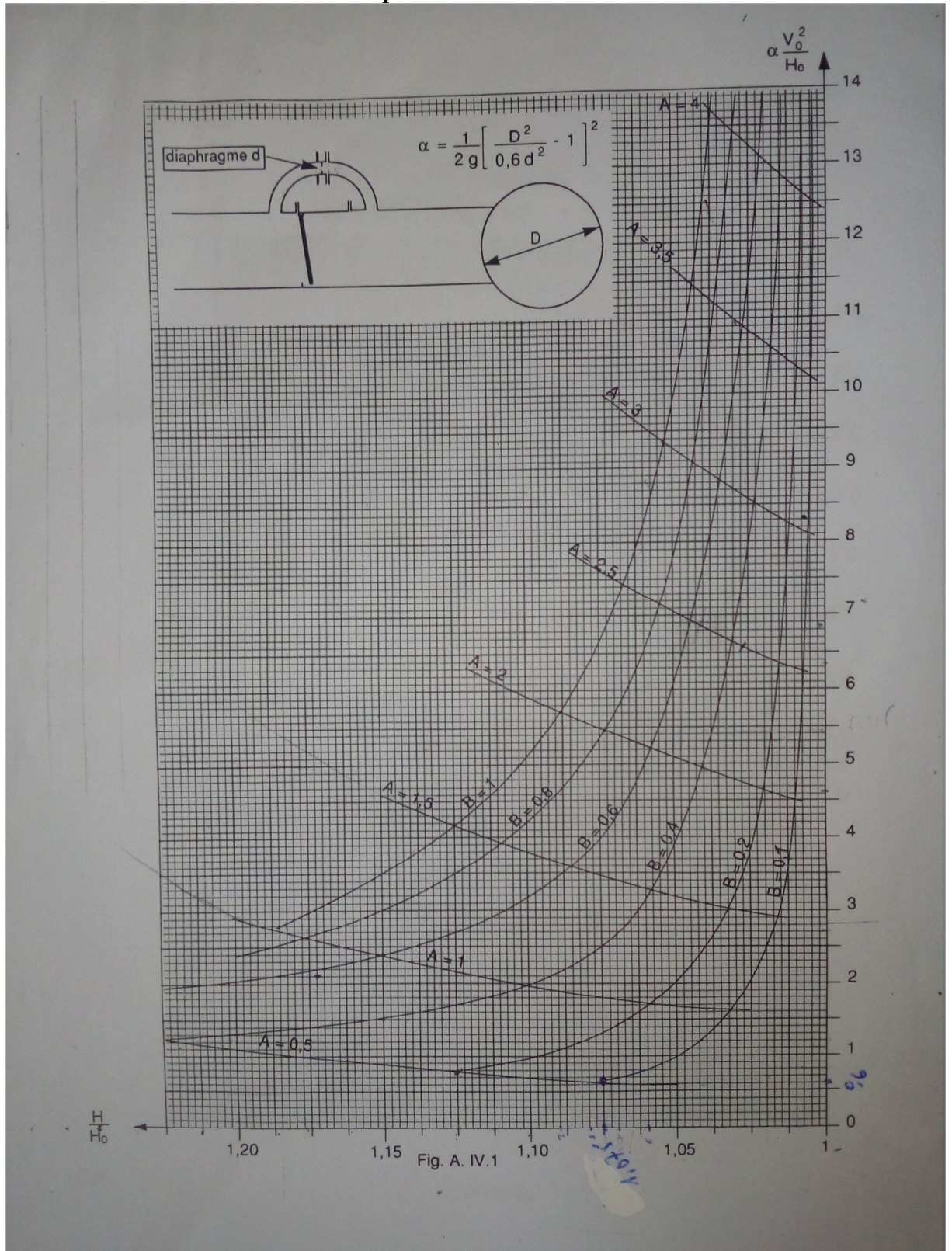
TUBE FONTE DUCTILE

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	PN (Bar)	Prix DA
100	4,1	60	2850,00
125	6,2	60	3025,00
150	6,3	60	3500,00
200	6.4	60	5157,00

Annexe 3 : Diagramme de Moody



Annexe 4 : Abaque de Dubin et Guéneau



Bibliographie

ANRH de wilaya de Bejaïa.

MOUSSA M. polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, 2002.

BONIN J. Hydraulique urbaine aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, Paris, 1986.

DUPONT A. Hydraulique urbaine, Tome 2, Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

Assemblée Populaire Communale (**A.P.C**) de la commune de Feraoun. Wilaya de Bejaia

Thèse Mr SADI et Melle HABICHI (2015/ 2016). Université de Tizi Ouzou.

Thèse Bouslimie (2004) Université de Tizi Ouzou.

Générale des eaux 2009