



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Réalisé par :

M^{elle} SADJI Sarah

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ÉTUDE DES RÉSEAUX D'AEP DES VILLAGES TERCHA,
M'LARBAA, BETHLOU, BONOR, IBOUNEDJDAMEN,
IBOUDRAENE, TIDEKANINE, IMEKHELAF, IMDOUNEN ET
TALA N'SAVOUN DE LA COMMUNE D'EL KSEUR**

Soutenu le **01/07/2018** devant le jury composé de :

- Président : **M^f ALOUACHE A.**
- Promoteur : **M^f YAAKOUBI M.**
- Examineur : **M^f SAOU A.**

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études ;

Au début, ma reconnaissance va plus particulièrement à mon promoteur M^r YAAKOUBI.M pour son aide, conseil, orientation et le temps qu'il m'a accordé ;

Mes vifs remerciements vont à M^r DEHDOUH.N pour m'avoir accueilli au sein de son établissement, ainsi son équipe, M^r DEHDOUH.A et surtout M^r HAMADOUCHE.N pour m'avoir accordé de son temps, son aide, conseil et orientation ;

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cursus.

Mes respects aux membres de jury d'avoir accepté, de juger ce modeste travail ;

Sans oublier tous mes amis en particulier MEHDI, OUSSAMA, BILAL, YAHIA, HAMADA, NADJIM.



Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce modeste Travail à :

*Ma chère **Maman** qui m'a protégé pendant toute ma vie ;*

*Mon cher **Papa** pour ses sacrifices, son amour, son aide, je le remercie d'être à mes côtés, de son soutien et de ses encouragements, que le bon dieu te protège et te garde pour nous ;*

A toutes mes sœurs ;

A tous mes oncles et mes tantes et toute la famille SADJI ;

A mon très cher ami Mehdi pour son soutien, son aide et ses encouragements, je lui dis merci tu es une personne très spéciale pour moi ;

A tous mes amis de la promotion ;

A tous ceux que j'estime beaucoup.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des annexes

Liste des symboles et abréviations

Introduction générale1

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation de la commune	02
• I.2.1. Situation géographique et administrative	02
• I.2.2. Situation topographique	03
• I.2.3. Situation géologique.....	03
I.2.4. Situation hydrographique	04
I.2.5. Situation climatique.....	05
I.2.6. Ressources en eau.....	05
I.2.7. Zone d'étude.....	05
I.2.7.1. Données démographiques de la zone d'étude.....	06
I.3.Estimation des besoins en eau de la population.....	07
I.3.1. Choix du taux d'accroissement	07
I.3.2. Evaluation de la population.....	08
I.3.3. Norme de consommation	08
I.3.4. Calcul des besoins en eau.....	09
I.3.4.1 Besoins domestiques :	09
I.3.4.2. Besoins scolaires.....	09
I.3.4.3 Besoins socio-culturels	09
I.3.4.4. Besoins commerciaux.....	10
I.3.4.5. Besoins des cheptels	10
I.3.5. Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2048	11
I.3.6.Majoration de la consommation moyenne journalière totale ($Q_{maj.j}$).....	12
I.3.7.Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max.j}$).....	13
I.3.8. Calcul du Coefficient de variation maximale horaire ($K_{max.h}$)	14
I.3.9. Récapitulatif des résultats :	14
I.4. Conclusion	15

Chapitre II : Etude des ouvrages de stockage

II.1. Introduction	16
II.2. Rôles des réservoirs	16
II.2.1. Régulateur et accumulateur	16
II.2.2. Augmentation des pressions	16
II.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage	16
II.2.4. Utilité pour briser la charge	16
II.2.5. Stockage de la réserve d'incendie.....	16
II.3. Emplacement des réservoirs	16
II.4. Classification des réservoirs	17
II.5. Choix du type de réservoir.....	18
II.6. Equipements des réservoirs	19
II.7. Dimensionnement des réservoirs.....	22
II.7.1. Dimensionnement du réservoir (R1) de Bethlou	23
II.7.2. Vérification de la capacité du réservoir R2 de Bonour.....	24
II.7.3. Dimensionnement du réservoir projeté R3 Ibounedjdamen	26
II.7.4. Dimensionnement du réservoir R4 de Tala N'Savoun :	27
II.7.5. Vérification de la capacité du réservoir R5 de M' Larbea.....	29
II.8. Dimensionnement des stations de reprise.....	30
II.8.1. Dimensionnement de la bache de la station de reprise (SR1)	30
II.8.2. Dimensionnement de la bache de la station de reprise de Bonor (SR2).....	32
II.9. Conclusion	32

Chapitre III : Etude du système d'adduction

III.1. Introduction	33
III.2. Choix du tracé	33
III.3. Choix du type des conduites.....	33
III.4. Les équipements du système d'adduction.....	34
III.5. Etude technico-économique des conduites	34
III.5.1. Calcul du diamètre économique	34
III.5.2. Calcul de la vitesse	35
III.5.3. Calcul des pertes de charge	35

III.5.3.1. Les pertes de charge linéaire (H_l)	35
III.5.3.2. Les pertes de charges singulières (H_s)	36
III.5.3.3. Les pertes de charges totale (H_t)	36
III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Mmt)	37
III.5.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe	37
III.5.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	37
III.5.7. Calcul des frais d'exploitation.....	37
III.5.8. Calcul des frais d'amortissement	37
III.5.9. Calcul du bilan	38
III.6. Description du schéma d'adduction	38
III.7. Dimensionnement des différent tronçons de l'adduction.....	39
III.7.1. Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement).....	39
III.7.1.1. Tronçon : F-R1	39
III.7.1.2. Tronçon SR1-R2	40
III.7.1.3. Tronçon SR2-R3	42
III.7.1.4. Tronçon SR2-R4	43
III.7.2. Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire).....	45
III.7.2.1. Tronçon R1-SR1	45
III.7.2.2. Tronçon R4-R5.....	46
III.7.2.3. Tronçon R2-SR2	47
III.8. Conclusion.....	48

Chapitre IV : Etude et choix des pompes

IV.1. Introduction	50
IV.2. Le choix de type de la pompe	50
IV.3. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	50
IV.3.1. Hauteur manométrique (Hmt)	50
IV.3.2. Le débit (Q)	51
IV.3.3. La vitesse de rotation (N).....	51
IV.3.4. Les puissances	51
IV.3.5. Le rendement (η).....	51
IV.4. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	51
IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »	51

IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta = f(Q)$ »	52
IV.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a = f(Q)$ »	52
IV.5. Le point de fonctionnement de la pompe	52
IV.5.1. Première variante : modification du temps de pompage	53
IV.5.2. Deuxième variante : régulation par étouffement (le vannage).....	53
IV.5.3. Troisième variante : Rognage de la roue	53
IV.5.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation	54
IV.6. Etude de cavitation.....	54
IV.7. Choix des pompes du projet.....	55
IV.7.1. La pompe du forage	55
IV.7.2. La pompe installée sur la station de reprise SR1	56
IV.7.3. Les pompes installées sur la station de reprise (SR2).....	57
IV.7.3.1. La pompe (A)	57
IV.7.3.2. La pompe (B)	59
IV.8. Conclusion	62

Chapitre V : Coup de bélier

V.1. Introduction	63
V.2. Causes fréquentes du coup de bélier	63
V.3. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes.....	63
V.4. Conséquences du phénomène.....	64
V.4.1. Cas de la surpression	64
V.4.2. Cas de dépression	64
V.4.3. Fatigue de la canalisation	64
V.5. Les dispositifs de protection.....	65
V.5.1. Volant d'inertie.....	65
V.5.2. Les ventouses	65
V.5.3. Les soupapes de décharge	65
V.5.4. Réservoir d'air	65
V.5.5. Cheminée d'équilibre	66
V.6. Etude du coup de bélier	67
V.6.1. La valeur numérique du coup de bélier	67
V.7. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement.....	68

V.7.1. Constatation des résultats	69
V.7.2. Méthode de calcul du réservoir d'air.....	69
V.7.2.1. Principe de calcul du réservoir d'air.....	69
V.7.3. Application du calcul.....	72
V.7.3.1. Tronçon SR1-R2.....	72
V.7.3.2. Tronçon SR2-R3.....	75
V.8. Conclusion.....	78

Chapitre VI : Distribution

VI.1. Introduction.....	79
VI.2. Classification de réseaux de distribution	79
VI.3. Choix du type des conduites	79
VI.4. Description du schéma de distribution.....	79
VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	80
VI.5.1. Débit de pointe :	80
VI.5.2. Débit spécifique :	80
VI.5.3. Débit de route :	80
VI.5.4. Débit au nœud :	81
VI.5.5. Calcul des différents débits du réseau du village Tala N'Savoun.....	81
VI.5.5.1. Cas de pointe	81
VI.5.5.2. Cas de pointe + incendie	82
VI.6. Modélisation et simulation du réseau par logiciel Epanet	82
VI.6.1. Les étapes d'utilisation d'Epanet	83
VI.6.2. Modélisation du réseau	83
VI.6.3. Simulation du réseau	83
VI.6.4. Les résultats de la simulation (Cas de pointe).....	84
VI.6.4.1. Etat de réseau après la première simulation.....	84
VI.6.4.2. Etat de réseau après la deuxième simulation	86
VI.6.5. Résultats de la simulation (Cas de pointe + incendie)	88
VI.6.5.1. Etat du réseau après la simulation.....	88
VI.7. Conclusion	90
Conclusion générale	91

Liste des tableaux

Tableau (I.1) :	RGPH 2008 _ Source : APC.....	6
Tableau (I.2) :	Répartition de la population pour les localités :Bounour, Imekhelaif, Tala N'Saboune, Imdounene	7
Tableau (I.3) :	Répartition de la population dans chaque promotion de la zone d'étude	7
Tableau (I.4) :	Estimation de la population à l'horizon de 2048	8
Tableau (I.5) :	Répartition des besoins de consommation par habitant	8
Tableau (I.6) :	Besoins domestiques	9
Tableau (I.7) :	Besoins scolaires	9
Tableau (I.8) :	Besoins socio-culturels	9
Tableau (I.9) :	Besoins commerciaux	10
Tableau (I.10) :	Besoins des cheptels	10
Tableau (I.11) :	Estimation du débit d'équipements pour l'horizon 2048.....	12
Tableau (I.12) :	Majoration de la consommation moyenne totale	12
Tableau (I.13) :	Débit maximum journalier	13
Tableau (I.14) :	Variation des valeurs de β_{max}	14
Tableau (I.15) :	Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau (I.16) :	Récapitulatif des résultats	14
Tableau (II.1) :	Dimensionnement du R1	23
Tableau (II.2) :	Dimensionnement du R2	25
Tableau (II.3) :	Dimensionnement du R3	26
Tableau (II.4) :	Dimensionnement du R4	28
Tableau (II.5) :	Dimensionnement du R5	29
Tableau (II.6) :	Dimensionnement de la station de reprise SR1	30
Tableau (III.1) :	Calcul de la Hmt du tronçon F-R1	39
Tableau (III.2) :	Calcul des frais d'exploitation du tronçon F-R1	39
Tableau (III.3) :	Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-R1	40
Tableau (III.4) :	Calcul du bilan du tronçon F-R1.....	40
Tableau (III.5) :	Calcul de la Hmt du tronçon SR1-R2	40
Tableau (III.6) :	Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR1-R2.....	41
Tableau (III.7) :	Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR1-R2.....	41

Tableau (III.8) :	Calcul du bilan du tronçon SR1-R2.....	41
Tableau (III.9) :	Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R3.....	42
Tableau (III.10) :	Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-R3.....	42
Tableau (III.11) :	Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2-R3.....	42
Tableau (III.12) :	Calcul du bilan du tronçon SR2-R3.....	43
Tableau (III.13) :	Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R4.....	43
Tableau (III.14) :	Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-R4.....	44
Tableau (III.15) :	Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2-R4.....	44
Tableau (III.16) :	Calcul du bilan du tronçon SR2-R4.....	44
Tableau (III.17) :	Calcul de la Hmt du tronçon R1-SR1.....	45
Tableau (III.18) :	Calcul de la Hmt du tronçon R4-R5.....	46
Tableau (III.19) :	Calcul de la Hmt du tronçon R2-SR2.....	47
Tableau (III.20) :	Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	48
Tableau (IV.1) :	Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	55
Tableau (V.1) :	Caractéristiques des conduites de refoulement.....	69
Tableau (V.2) :	Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	69
Tableau (VI.1) :	Détermination des débits des différents nœuds cas de pointe.....	81
Tableau (VI.2) :	Détermination des débits des différents nœuds(cas de pointe + incendie)	82
Tableau(VI.3) :	Etat des nœuds du réseau.....	87
Tableau (VI.4) :	Etat des conduites de réseau.....	88
Tableau (VI.5) :	Etat des nœuds du réseau (cas de pointe + incendie).....	89
Tableau (VI.6) :	Etat des conduites du réseau (cas de pointe + incendie).....	90

Liste des figures

Figure (I.1) :	Localisation de la commune d'El kseur	03
Figure (I.2) :	Description géologique de la région d'étude.....	04
Figure (I.3) :	Hydrographie de la wilaya de Bejaia.....	05
Figure (I.4) :	Localisation des 10 villages objets de l'étude sur image satellitaire G.Earth	06
Figure (II.1) :	Emplacement d'un réservoir	17
Figure (II.2) :	Schéma général d'un réservoir.....	19
Figure (II.3) :	Conduite d'adduction	19
Figure (II.4) :	Conduite de distribution.....	20
Figure (II.5) :	Conduite de trop-plein	20
Figure (II.6) :	Conduite de by-pass	21
Figure (II.7) :	Matérialisation de la réserve d'incendie	22
Figure (III.1) :	Schéma général d'adduction.....	49
Figure (IV.1) :	Profil piézométrique du refoulement	51
Figure (IV.2) :	Point de fonctionnement d'une pompe	52
Figure (IV.3) :	Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge	55
Figure (IV.4) :	Les courbes caractéristiques de la pompe du forage	56
Figure (IV.5) :	Les courbes caractéristique de la pompe de SR1.....	57
Figure (IV.6) :	Courbes caractéristiques de la pompe (A) de la station de reprise SR2	58
Figure (IV.7) :	Courbes caractéristiques de la pompe (B) de la station de reprise SR2	59
Figure (IV.8) :	La recherche graphique du point homologue de la pompe (B) de la station de reprise (SR2).....	61
Figure (V.1) :	Réservoir d'air	66
Figure (V.2) :	Cheminée d'équilibre	67
Figure (V.3) :	Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-R2.....	74
Figure (V.4) :	Variation de la pression absolue pour le tronçon (SR1-R2).....	74
Figure (V.5) :	enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le tronçon (SR1-R2).....	75
Figure (V.6) :	Epure de BERGERON pour le tronçon SR2-R30020.....	77
Figure (V.7) :	Variation de la pression absolue pour le tronçon SR2-R3	78
Figure (V.8) :	L'enveloppe des pressions en régime permanant et transitoire pour le tronçon (SR2-R3)	78
Figure (VI.1) :	Réseau ramifié de Tala N'Savoun	80
Figure(VI.2) :	L'interface Epanet	83
Figure (VI.3) :	Etat du réseau après la première simulation	84
Figure (VI.4) :	La variation de la pression dans le réseau avec la première simulation	85
Figure (VI.5) :	La variation de la vitesse dans le réseau avec la première simulation.....	85
Figure (VI.6) :	Etat de réseau après la deuxième simulation	86
Figure (VI.7) :	La variation de la pression dans le réseau avec la dernière simulation.	86
Figure (VI.8) :	Variation de la vitesse dans le réseau avec la dernière simulation.	87
Figure (VI.9) :	Etat du réseau après simulation en cas de pointe + incendie.....	89

Liste des symboles et abréviations

- A** : l'amortissement annuel (Annuité)
a : La célérité de l'onde (m/s)
B : Valeur du coup de bélier (m)
B_L : Le bilan (DA)
C : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère
C' : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère
CND : Côte du niveau dynamique du forage
CR : Côte du radier
CTP : Côte du trop plein
D : Diamètre de la conduite (m)
D_{ext} : Diamètre extérieur (m)
D_{int} : Diamètre intérieur (m)
D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m)
D_n : Le diamètre du tuyau (m)
D_{max} : Diamètre maximale de la conduite (m)
D₁ : Diamètre donné par BONNIN (m)
D₂ : Diamètre donné par BRESS (m)
d : Le diamètre de la tuyère (m)
d' : Diamètre de la veine contracté (m)
E : l'énergie consommée par la pompe (KWh)
e : Epaisseur de la conduit (m)
e_u : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)
F_{am} : Les Frais d'amortissement (DA)
F_{exp} : Les Frais d'exploitation (DA)
g : l'accélération de la pesanteur (g=9,81)
H : La hauteur du réservoir en(m)
H_a : La hauteur d'aspiration en (m)
H_d : La hauteur de dépression (m)
H_g : La hauteur géométrique (m)
H_{inc} : La hauteur d'incendié (m)
H_L : Perte de charge linéaires (m)
H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m)
H_s : Perte de charge singulière (m)
H_t : Perte de charge totale (m)
H_{sr} : La hauteur de surpression (m)
H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m)
H₀ : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)
H₁ : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)
H₂ : La hauteur au point homologue du point désiré (m)
h : Perte de charge engendré par vannage (m)
i : Le taux d'intérêt (i=8%)
j : Perte de charge linéaire (m/ml)
j_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m)
j_{ref} : Perte de charge au refoulement (m)
J_v : Perte de charge dans la vanne (m)
K : La rugosité absolue de la conduite
K' : coefficient de rapport de vitesse

- K_c** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
 K_f : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien
 $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3
 $K_{max,h}$: Coefficient de variation horaire maximale
L : Longueur de la conduite (m)
 L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m)
m : Coefficient de rognage
 m' : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure
 m'' : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
N : La vitesse de rotation (tr/min)
 N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)
 N_i : Nombre d'habitants
 $NPSH_d$: La charge minimale disponible à l'aspiration
 $NPSH_r$: La charge nette minimale à l'aspiration
n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul
ni : Nombre d'année d'amortissement (n=30ans)
P : La puissance utile (KW)
 P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW)
 P_j : La pression au sol du point considéré (m)
 P_{max} : Le résidu maximal dans le réservoir (%)
 P_n : La population à l'horizon d'étude
 P_u : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)
 P_0 : La population de l'année référence (2008)
PEHD : Polyéthylène haute densité
PN : La pression nominale
PNS : Pression nominal de service
Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s)
Q' : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s)
 Q_{equip} : Besoins d'équipement (m^3/j)
 Q_{dome} : Besoins domestiques (m^3/j)
 Q_c : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s)
 Q_p : Débit de point en (l/s)
 Q_n : Débit du nœud (l/s)
 Q_r : Débit de route (l/s)
 Q_s : Débit spécifique (l/s)
 $Q_{maj,j}$: Débit majoré journalier en (m^3/j)
 Q_{maxj} : Débit maximum journalier en (m^3/j)
Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3/s)
 Q_1 : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m^3/s)
 Q_2 : Le débit au point homologue du point désiré (m^3/s)
 Q_3 : Le débit au point homologue de P1 (m^3/s)
q : Dotation moyenne journalière (l/j.cons)
R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite
Re : Le nombre de REYNOLDS
 R^+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée
 R^- : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
R1 : Réservoir 1
R2 : Réservoir 2

R3 : Réservoir 3
R4: Réservoir 4
R5 : Réservoir 5
r : Le pourcentage de rognage (%)
S : Section de la conduite (m^2)
SR1 : La première station de reprise
SR2 : La deuxième station de reprise
T : Le taux d'accroissement annuel de la population en %
T_f : Le temps de fermeture de la vanne (s)
T_v : La pression de vapeur maximale de l'air
T' : Le nouveau temps de pompage (s)
T⁰ : La température de l'eau en degré, $T=20^\circ C$
t : Le temps de pompage par jour ($t=20h$)
U : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m/s)
U₀: Volume d'air initial (m^3)
U_{max} : Le volume maximal d'air dans la cloche (m^3)
V : La vitesse d'écoulement (m/s)
V_f : Vitesse finale choisie (m/s)
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
V_T : Le volume total du réservoir (m^3)
V_u : Le volume utile de stockage du réservoir (m^3)
V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s
V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s
V_{inc}: Le volume d'incendie ($120 m^3$)
V₀ : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
V₁ : Vitesse dans de la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s)
V₂ : Vitesse dans de la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s)
Z : L'altitude
Z' : La pression dans le réservoir d'air
Z₀ : Pression absolue
θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s)
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4
β_{max}: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
η : Le rendement de la pompe (%)
ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)
λ : Coefficient de frottement de Darcy
φ : Le diamètre de la tubulure (m)
ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne
δ₀: Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal
ρ : La masse volumique (kg/m^3)
π : 3,14
ΔH : Perte de charge totale (m)
Δ_{h1}: La perte de charge à la montée (m)
Δ_{h2} : La perte de charge à la descente (m)
ΔU : La variation du volume d'air (m^3)

Liste des annexes

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

Annexe (2) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10

Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN(20)

Annexe (5) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

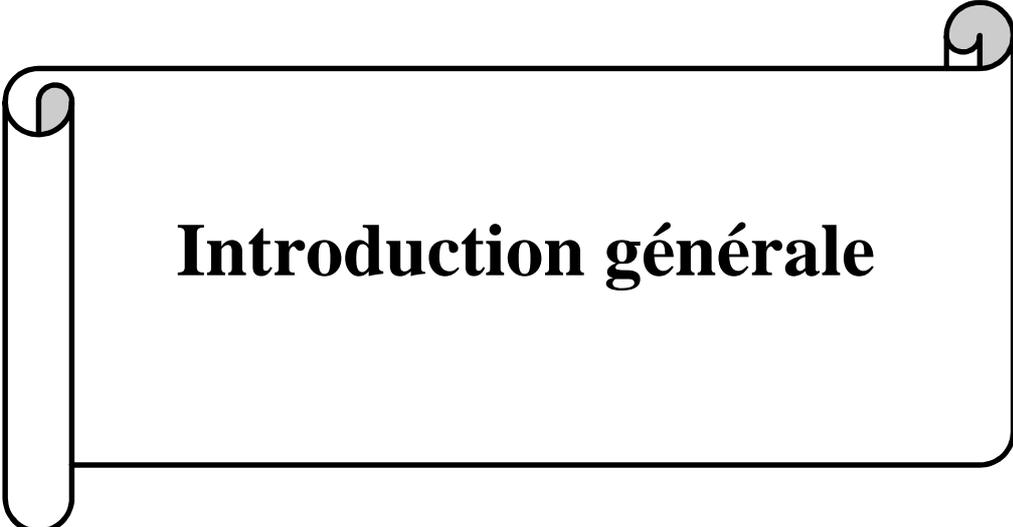
Annexe (6) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage

Annexe (7) : Courbes caractéristiques de la pompe SR1

Annexe (8) : Courbes caractéristiques de la pompe (A) de la station de reprise SR2

Annexe (9) : Courbes caractéristiques de la pompe (B) de la station de reprise SR2

Annexe (10) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère



Introduction générale

Introduction générale

L'eau, source vitale à toute forme de vie, elle est devenue ces dernières années le sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Etant l'élément essentiel pour toutes les civilisations que l'humanité a connue, il est donc indispensable qu'elle soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique.

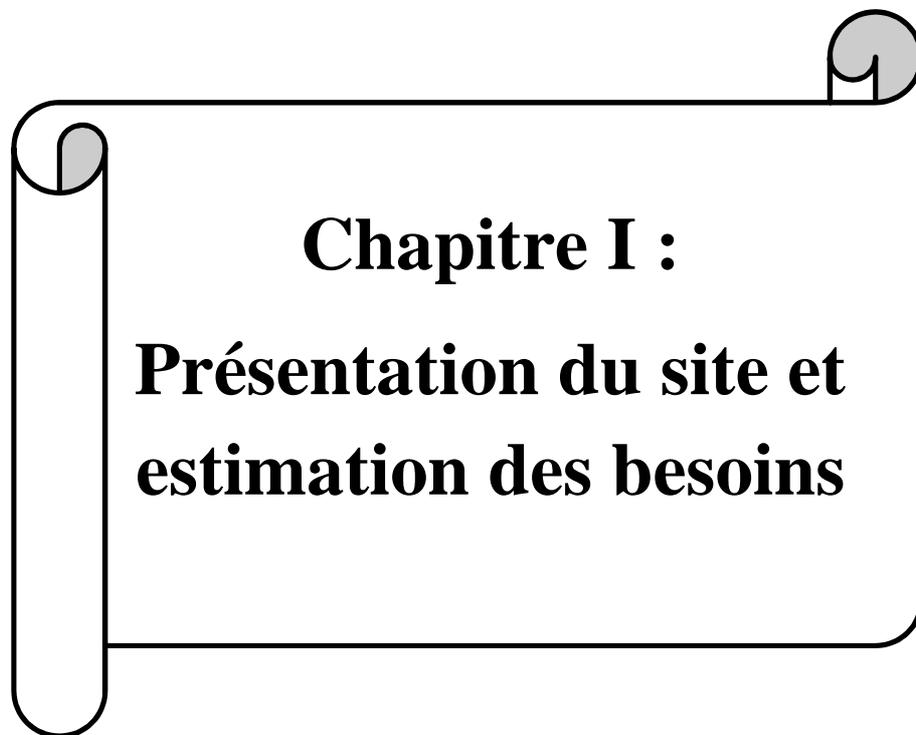
Depuis l'apparition de la vie sur terre, l'eau structure les activités des quotidiens humains et les rythmes.

Au fil des siècles, la connaissance de ses propriétés fut maîtrisée. Il est donc impératif de concevoir des systèmes de protection, de transport judicieux, de stockage et de distribution de cette ressource, facilitant ainsi la satisfaction de leurs demandes et palier aux pertes.

C'est dans cette optique que s'inscrit notre étude qui vise à étudier l'alimentation en eau potable des villages : Tercha, M'Larbea, Imdounen, Bonor, Tala N'Savoun, Iboundjedamen, Imekhelaf, Tidekanine, Iboudraene et Bethlou de la commune d'El kseur, wilaya de Béjaia, sur un horizon de 30ans à partir du forage Descaille (le projet en question n'a pas encore été exécuté).

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par :

- En premier lieu, nous allons commencer par une collecte de données concernant la région d'étude, pour bien présenter cette dernière d'une part, et de faire une bonne estimation des besoins en eau potable à l'échelle et à l'horizon de 2048 de la population de la région concernée d'autre part. Ceci fera l'objet du premier chapitre.
- Dans le second chapitre, on passera au dimensionnement des ouvrages de stockage et à la vérification de la capacité des réservoirs existants ;
- Tandis que le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction en tenant compte des paramètres techniques et économiques ;
- Par suite, le choix des pompes adéquates qui devront répondre aux exigences du projet fera l'objet du quatrième chapitre.
- Le cinquième chapitre aura pour objectif de traiter un point extrêmement important dans l'étude du projet d'alimentation en eau potable, en l'occurrence, le phénomène transitoire très dangereux du coup de bélier ;
- Quant au dernier chapitre, il sera réservé pour dimensionner le réseau de distribution du village Tala N'Savoun ;
- On terminera finalement avec conclusion générale.



Chapitre I :
Présentation du site et
estimation des besoins

I.1. Introduction

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier point est consacré à la présentation de l'aire d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique et hydrologique ; et le deuxième point est consacré à estimer les besoins en eau qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

I.2. Présentation de la commune

La commune d'El kseur, en kabyle Leqser, est une commune de la wilaya de Béjaia, en kabylie. Située à environ 25 km au Sud-Est du chef-lieu de la wilaya, elle s'étend entre le Djebel Aghbalou (dernier contrefort du Djurdjura) et l'Oued Soummam.

I.2.1. Situation géographique et administrative

La commune d'El kseur est d'une superficie totale de 94.06 km² soit 9406 hectares et d'un périmètre de 64.42 km et comptait 298846 habitants lors du dernier recensement de la population (RGPH, 2008), elle est limitée par :

- La commune de Toudja au Nord ;
- La commune de Fenaia au Sud-Ouest ;
- La commune d'Amizour au Sud ;
- La commune d'Oued-Ghir à l'Est ;
- La commune de Taourirt Larbaa à l'Ouest.

Située à 80 mètres d'altitude moyenne, le centre d'El kseur a pour coordonnées géographiques :

- Latitude: 36°40'49.46" Nord ;
- Longitude 4°51'16.54" Est.

La région d'étude concernée par le projet est représentée par la figure (I.1) :

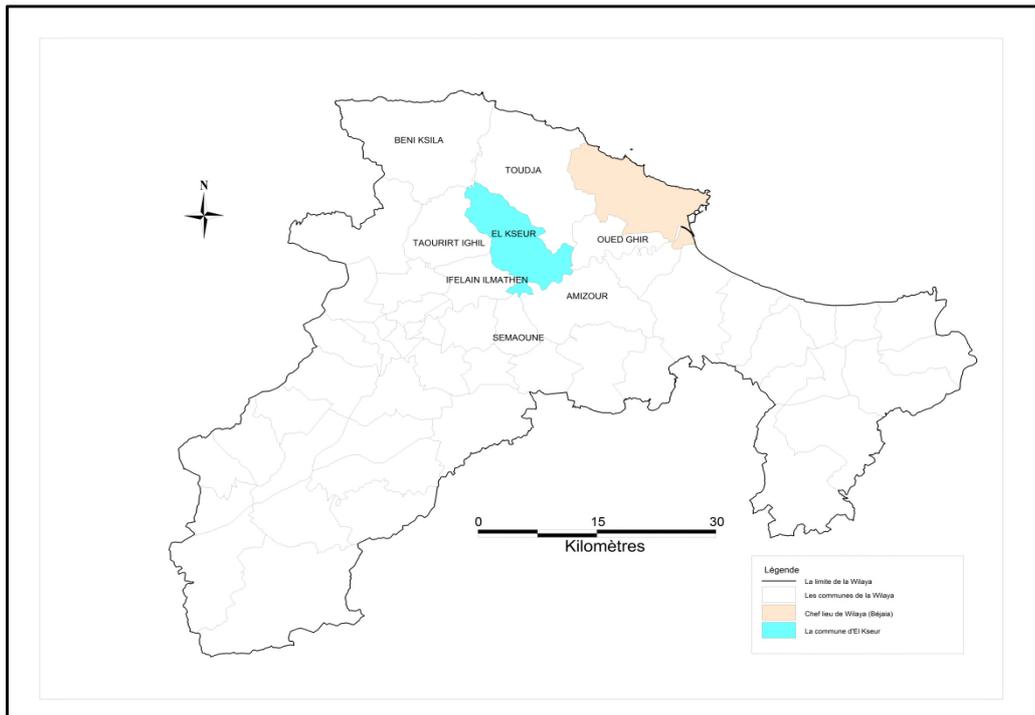


Figure (I.1) : Localisation de la commune d'El kseur

I.2.2. Situation topographique

La topographie joue un rôle très important dans la conception d'un projet d'Alimentation en eau Potable. Le périmètre à étudier présente :

- Au Nord, des pentes fortes, favorisant un écoulement rapide et sans infiltrations des eaux, à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes.
- Des Pentes modérées à faibles au Sud.

I.2.3. Situation géologique

La géologie de la zone d'étude, est analysée à partir de la carte géologique 1/50000 (voir la figure (I.2) ci-après [1]).

Une description sommaire des affleurements dans notre zone, classés des plus récents au plus anciens, est présentée comme suit :

- Les terrains quaternaires, constitués :
 - De brèches de pentes formées d'éboulis cimentés.
 - D'Alluvions, consistant en sédiments des cours d'eau.
 - De Cônes de déjection au sud de la zone d'étude (Vallée de la Soummam).
- l'Oligocène présentant deux faciès différents :
 - Le faciès Kabyle localisé en bordure du massif de Chellata.
 - Le faciès Numidien : avec un faciès argileux et un faciès gréseux.

➤ Le Maestrichtien :

Consistant en marnes schisteuses, il affleure à l'Oued Remila.

➤ Le crétacé inférieur :

Localisé au Nord de la Soummam ; faciès flysch uniforme, constitué d'alternance de grès et quartzites, avec schistes très argileux, atteignant une épaisseur de 400m.

Notre zone d'étude est caractérisée par le Miocène moyen dont l'âge est situé :

- Entre 15,97 et 13,65 Ma pour le Langhien.
- Entre 13,65 et 11,61 Ma pour le Serravallien.

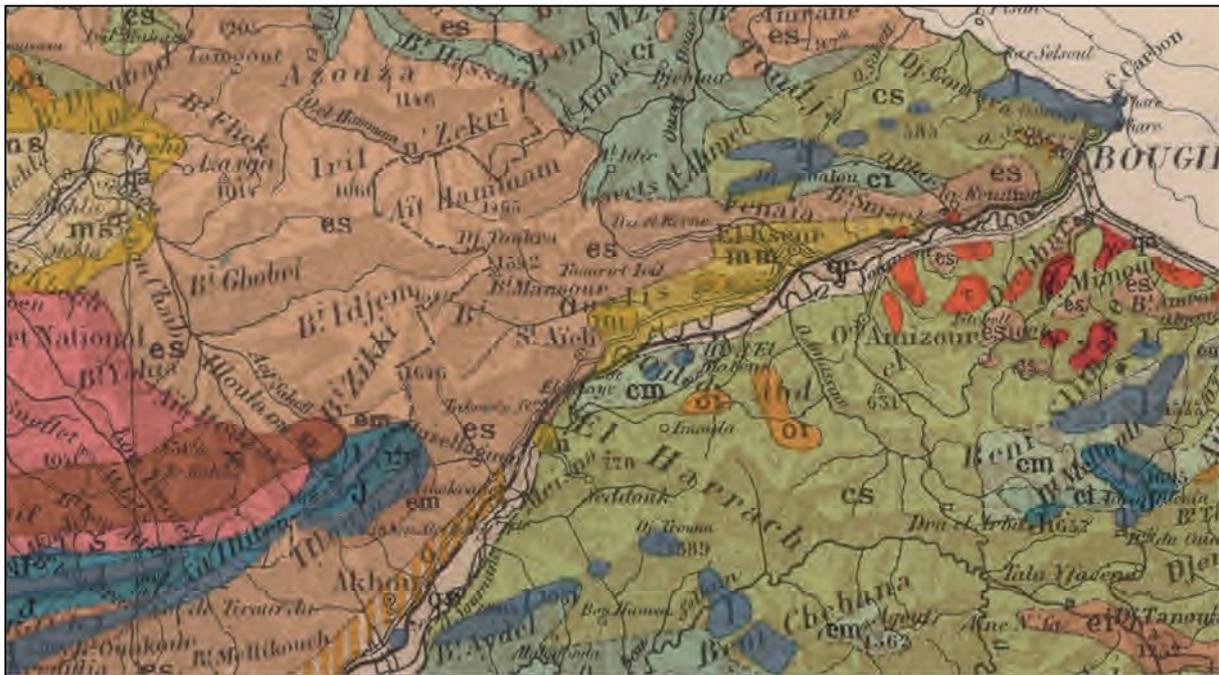


Figure (I.2) : Description géologique de la région d'étude

I.2.4. Situation hydrographique

La commune d'El Kseur est traversée par 03 cours d'eaux (oueds) qui constituent les effluents de la rive gauche de la SOUMAM à savoir [1] :

- Oued MILIANI ;
- Oued EL KSEUR ;
- Oued KHARACHI.

Et deux (02) autres oueds de moindre importance, à savoir :

- Oued Ouzeboudj
- Oued Khabara

Le lit d'oued SOUMAM se déplace constamment d'un bord à l'autre, balayant une zone large de 1,5 Km.

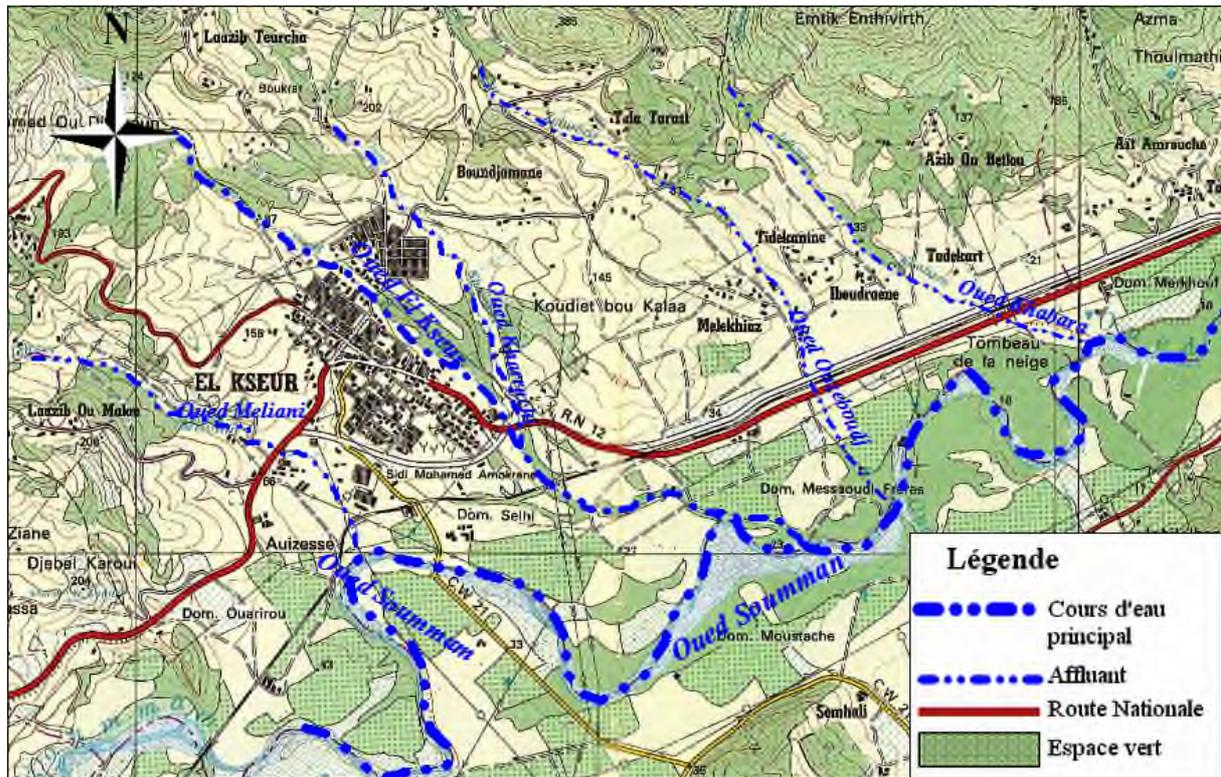


Figure (I.3) : Hydrographie de la wilaya de Bejaia

I.2.5. Situation climatique

La ville d'El Kseur bénéficie d'un climat tempéré et humide avec un hiver doux caractéristique des zones méditerranéennes et une pluviométrie importante, comme toutes les villes de la moitié Est du littoral algérien. En raison des massifs montagneux qui entourent la ville, il neige chaque année en hiver entre décembre et février pour les hautes altitudes de plus 600 m [2].

I.2.6. Ressources en eau

La Commune d'El Kseur est alimentée en eau potable à partir de ressources souterraines consistant en [1] :

- Une batterie de forages (03) situés sur la rive gauche de l'Oued Soummam au niveau des domaines Merkhoulf, Messaoudi et Salhi.
- Une source (Tigoudienne) destinée à l'AEP des 17 villages de Garet.
- Un raccordement sur la conduite de transfert Tichy Haf – Bejaia.

La commune d'El Kseur dispose aussi d'une retenue collinaire à Bethlou, destinée à l'irrigation

I.2.7. Zone d'étude

La zone d'étude concerne 10 villages ruraux de la Commune d'El Kseur, à savoir :

- Tercha, M'Larbaa, Imdounene, et Tala N'Saboun (Situés au Nord du chef-lieu).
- Boundedjamen (Situé au Nord-Ouest du chef-lieu).
- Bounour, Imekhlaf, Tidekanine, Iboudraene et Bethlou (Situés à l'Ouest du chef-lieu).

Ces villages consistent en faibles regroupements d'habitations; ils sont dispersés au Nord et au Sud du chef-lieu de la commune .

Une localisation de la région d'étude à partir de Google Earth est illustrée dans la figure (I.4) ci-dessous :

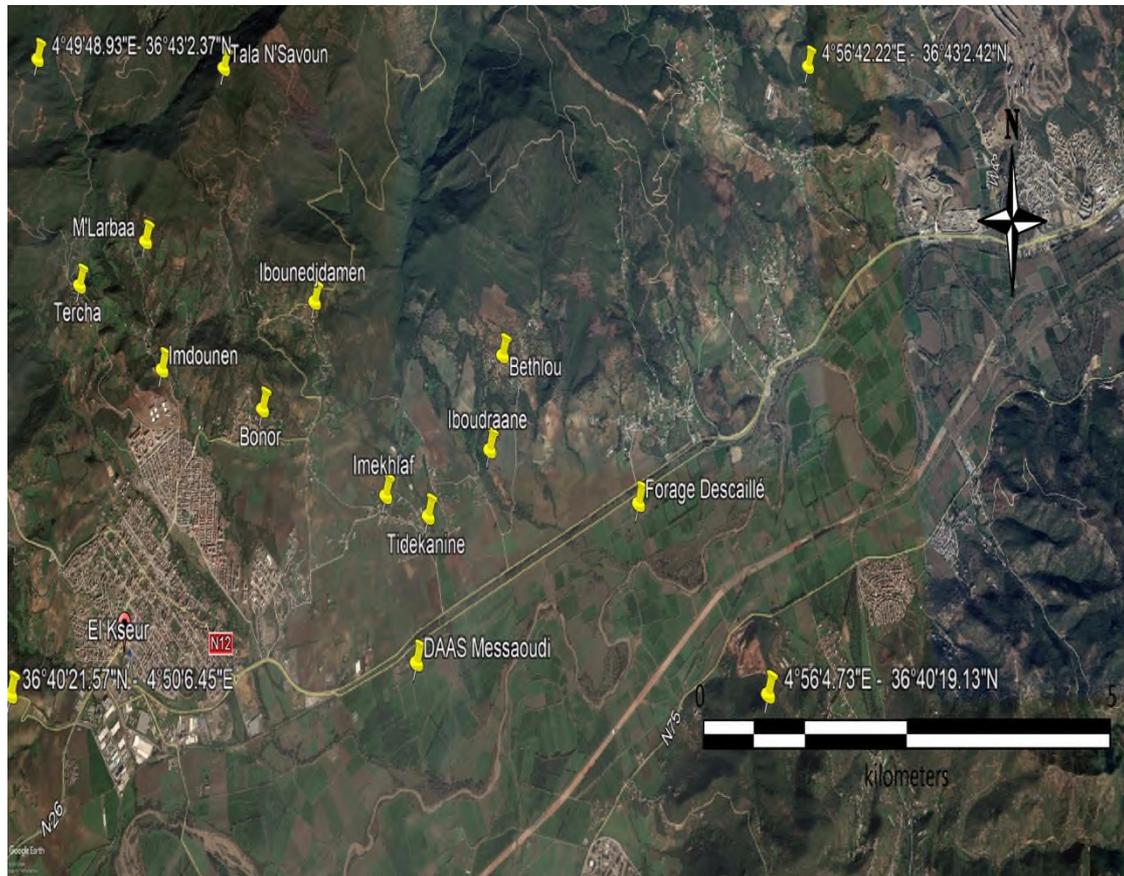


Figure (I.4) : Localisation des 10 villages objets de l'étude sur image satellitaire G.Earth

I.2.7.1. Données démographiques de la zone d'étude

La zone d'étude consiste en zones éparses de faible démographie, selon les renseignements donnés par le service de l'A.P.C (selon le RGPH 2008). La répartition de la population par village est détaillée dans le tableau suivant [3] :

Tableau (I.1) : RGPH 2008 _ Source : APC.

Villages	Nombre d'habitants en 2008
Ibounedjdamene	367
Bethlou-Iboudraene	392
Tidekanine	387
Tercha-M'Larbaa	558
TOTAL	1704

Malheureusement cet organisme ne gère pas les localités de Bonor, Imekhelaif, Imdounene et Tala N'Savoun.

A cet effet nous aurons à procéder au recensement du nombre de foyers par village relevés lors de la campagne topographique. La répartition de la population dans ces villages est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (I.2) : Répartition de la population pour les localités :Bounour, Imekhelaif, Tala N'Saboune, Imdounene

Villages	Nombre de foyers dans chaque village	Estimation de nombre d'habitant par foyer	Nombre d'habitants dans chaque village
Bounour	246	5	1230
Imekhelaif	157	5	785
Tala N'Saboune	52	5	260
Imdounene	54	5	270
TOTAL	509	Total	2545

La zone d'étude comporte des promotions (logements) qui sont en cours de construction, le nombre de logements dans chaque promotion et le nombre d'habitants estimé sont représentés dans le tableau ci-dessous [1] :

Tableau (I.3) : Répartition de la population dans chaque promotion de la zone d'étude

Promotions	Nombre de logements	Nombre d'habitants
Promotion Yasmine (Imdounene)	160	800
Promotion Boulkaria (Ibounedjdamene)	143	715
Promotion Yemma Gouraya (BONOR)	130	650
Promotion Dar Nacer (BOUNOUR)	120	600
TOTAL	-	2765

I.3.Estimation des besoins en eau de la population

I.3.1. Choix du taux d'accroissement

Le choix du taux d'accroissement "T" est fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude. Le taux d'accroissement de la population de la région d'étude selon les données du service technique de l'A.P.C est pris comme suit [3] :

- 2008-2018 T=2,0 %
- 2018-2048 T=2,5 %

I.3.2. Evaluation de la population

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P_n : La population à l'horizon d'étude ;
- P₀ : La population de l'année de référence ;
- T : Taux d'accroissement démographique moyen de la population en % ;
- Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

En se référant au dénombrement de la population fait en 2008 par les services d'urbanisme de l'A.P.C de la zone d'étude, on évaluera la population aux horizons futurs. On a retenu l'année en cours (2018), et le long terme (2048).

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.4) : Estimation de la population à l'horizon de 2048

Villages	2008	2018	2048
Ibounedjdamene	367	447+715	2437
Bethlou-Iboudraene	392	478	1003
Tidekanine	387	472	990
Tercha-M'Larbaa	558	680	1426
Bounour	-	1230+650+600	5202
Imdounene	-	270+800	2244
Imkhelaf	-	785	1647
Tala N'Saboune	-	260	545
TOTAL	1704	7387	15495

En considérant le nombre d'habitants par les promotions (2765 habitants), donc en 2048, la zone d'étude compterait 15495 habitants.

I.3.3. Norme de consommation

La zone d'étude représente des agglomérations à caractère rural, la norme de consommation est fixée à une valeur de 125 l/j/hab .Les besoins de consommation par habitant sont répartis comme suit :

Tableau (I.5) : Répartition des besoins de consommation par habitant

Besoins	Dotation (l/j/hab)
Boisson	5
Cuisine	35
Lavabo	15
Douche	50
Arrosage	20
TOTAL	125

En définitif, on majorera la norme de 20% en raison de l'extension de la région, amélioration du niveau de la vie et du développement de la consommation individuelle. La norme de consommation deviendra **150 l/j/hab** [4].

I.3.4. Calcul des besoins en eau

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents types de consommation : domestique, scolaire, sanitaire, administratif, socioculturel, ... etc. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \sum(q * \frac{Ni}{1000}) \quad (I.2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- q : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- Ni : Nombre de consommateurs.

I.3.4.1 Besoins domestiques :

Tableau (I.6) : Besoins domestiques

Villages	Nombre d'habitants		Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)	
	2018	2048		2018	2048
Ibounedjedamene	1162	2437	150	174,3	365,55
Bethlou-Iboudraene	478	1003	150	71,7	150,45
Tidekanine	472	990	150	70,8	148,5
Tercha-M' Larbea	680	1426	150	102	213,9
Bounour	2480	5202	150	372	780,3
Imdounene	1070	2244	150	160,5	336,6
Imekhelaf	785	1647	150	117,75	247,05
Tala N'Saboune	260	545	150	39	81,75
TOTAL	7387	15495	Total	1108,05	2324,25

I.3.4.2. Besoins scolaires

Il existe qu'une seule école primaire dans le secteur scolaire qui est présent au niveau de village Tidekanine [3] :

Tableau (I.7) : Besoins scolaires

Villages	Equipements existants	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Tidekanine	1 école primaire	229	15	3,435	0,040

I.3.4.3 Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels existants sont représentés dans le tableau (I.8) suivant [3] :

Tableau (I.8) : Besoins socio-culturels

Villages	Equipements existants	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usa)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Imekhelaf	1 mosquée	300 fidèles	20	6	0,07
Ibounedjedamene	1 mosquée	250 fidèles	20	5	0,06
TOTAL	/	/	/	11	0,13

I.3.4.4. Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux consistent en tout type de commerce [3]

Tableau (I.9) : Besoins commerciaux

Villages	Equipements existants	Nombre d'employer	Dotation (l/j/équip)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
M'Larebea	1 menuiserie	6	500	0,5	0,006
Bethlou	1 huilerie traditionnelle	5	1200	1,2	0,01
Bounour	1 Alimentation générale	2	500	0,5	0,006
	1 station lavage	5	1500	1,5	0,02
	1 mécanicien	2	500	0,5	0,006
	1 menuiserie	5	500	0,5	0,006
	1 cafétéria	3	500	0,5	0,006
Imekhelaf	1 alimentation générale	2	500	0,5	0,006
	1 abbatoir	8	10000	10	0,12
Ibounedjedamene	1 boutique des boissons alcoolisées	3	500	0,5	0,006
	1 menuiserie	5	500	0,5	0,006
TOTAL	-	-	-	16,7	0,20

I.3.4.5. Besoins des cheptels

Le nombre de ruches, le nombre de têtes des autres cheptels et les résultats sont résumés comme suit [5] :

Tableau (I.10) : Besoins des cheptels

Villages	Cheptels	Nombre de têtes	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Tercha	Bovins	20	80	1,6	0,020
	Ovins	60	10	0,6	0,007
M'Larebea	Poulets de chairs	1020	0,5	0,51	0,006
	Poules pondeuses	1260	0,5	0,63	0,007
	Bovins	54	80	4,32	0,05
	Ovins	62	10	0,62	0,007
	Caprins	70	10	0,7	0,008
	Ruches	14	5	0,07	0,00081
	Bethlou	Bovins	20	80	1,6
Imdounene	Poulets de chairs	1200	0,5	0,6	0,007
	Poules pondeuses	1000	0,5	0,5	0,006
	Bovins	50	80	4	0,05
	Ovins	35	10	0,35	0,004
	Caprins	62	10	0,62	0,007
Tidekanine	Poulets de chairs	910	0,5	0,46	0,005
Ibounedjedamene	Poulets de chairs	1200	0,5	0,6	0,007
	Ruches	40	5	0,2	0,002
	Bovins	110	80	8,8	0,102
	Caprins	120	10	1,2	0,014
Tala N'Saboune	Caprins	140	10	1,4	0,016
TOTAL	-	-	-	29,38	0,3429

Les secteurs administratifs, sanitaires et sportifs ne sont pas présents au niveau de la zone d'étude.

I.3.5. Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2048

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipements publics pour chaque village pour l'horizon 2018. Et pour estimer les besoins d'équipements en 2048, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque village, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, on appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équip 2018}}}{Q_{\text{dome 2018}}} = \frac{Q_{\text{équip 2048}}}{Q_{\text{dome 2048}}} \quad (\text{I.3})$$

Avec :

- $Q_{\text{équi}} 2018$: Besoins d'équipement en 2018 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{équi}} 2048$: Besoins d'équipement en 2048 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dome}} 2018$: Besoins domestiques en 2018 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dome}} 2048$: Besoins domestiques en 2048 (m^3/j).

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.11) : Estimation du débit d'équipements pour l'horizon 2048

Villages	Besoin domestique Q_{dome} (m^3/j)		Besoin d'équipement $Q_{\text{équi}}$ (m^3/j)		$Q_{\text{dome}} + Q_{\text{équi}}$ (m^3/j)	
	2018	2048	2018	2048	2018	2048
Ibounedjedamene	174,3	365,55	16,8	35,23	191,10	400,78
Bethlou-Iboudraene	71,7	150,45	2,8	5,88	74,50	156,33
Tidekanine	70,8	148,5	3,9	8,18	74,70	156,68
Tercha-M' Larbea	102	213,9	9,55	20,03	111,55	233,93
Bounour	372	780,3	3,5	7,34	375,50	787,64
Imdounene	160,5	336,6	6,07	12,73	166,57	349,33
Imekhelaf	117,75	247,05	16,5	34,62	134,25	281,67
Tala N'Saboune	39	81,75	1,4	2,93	40,40	84,68
TOTAL	1108,05	2324,25	60,52	126,95	1168,57	2451,20

I.3.6. Majoration de la consommation moyenne journalière totale ($Q_{\text{maj},j}$)

Les fuites au niveau des conduites d'adduction et du réseau de distribution sont fonction de l'état du réseau. Dans notre cas on estimera les pertes à 20 % vu que le réseau est neuf.

$$Q_{\text{maj},j} = k_f * Q_{\text{moy},j} \tag{I.4}$$

Avec :

- $Q_{\text{maj},j}$: Débit majoré journalier (m^3/j) ;
- K_f : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de k_f sont [6] :

- Réseau neuf ou bien entretenu : $k_f = 1,2$;
- Réseau moyennement entretenu : $k_f = 1,25$ à $1,35$;
- Réseau vétuste ou mal entretenu : $k_f = 1,5$.

Tableau (I.12) : Majoration de la consommation moyenne totale

villages	$Q_{dome}+Q_{équi}$ (m^3/j)		k_f	$Q_{maj,j}$ (m^3/j)	
	2018	2048		2018	2048
Ibounedjedamene	191,10	400,78	1,2	229,32	480,94
Bethlou-Iboudraene	74,50	156,33	1,2	89,4	187,60
Tidekanine	74,70	156,68	1,2	89,64	188,02
Tercha-M'Larbea	111,55	233,93	1,2	133,86	280,72
Bounour	375,50	787,64	1,2	450,6	945,17
Imdounene	166,57	349,33	1,2	199,884	419,20
Imekhelaf	134,25	281,67	1,2	161,1	338,00
Tala N'Saboune	40,40	84,68	1,2	48,48	101,62
TOTAL	1168,57	2451,20	/	1402,284	2941,44

I.3.7. Calcul du débit maximum journalier ($Q_{max,j}$)

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{maj,j} \quad (I.5)$$

Avec :

- $Q_{maj,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3.

On prend $K_{max,j} = 1,2$

Tableau (I.13) : Débit maximum journalier

villages	$Q_{maj,j}$ (m^3/j)		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	
	2018	2048		2018	2048
Ibounedjedamene	229,32	480,94	1,2	275,184	577,128
Bethlou-Iboudraene	89,4	187,60	1,2	107,28	225,12
Tidekan ybhine	89,64	188,02	1,2	107,568	225,624
Tercha-M'Larbea	133,86	280,72	1,2	160,632	336,864
Bounour	450,6	945,17	1,2	540,72	1134,204
Imdounene	199,884	419,20	1,2	239,8608	503,04
Imekhelaf	161,1	338,00	1,2	193,32	405,6
Tala N'Saboune	48,48	101,62	1,2	58,176	121,944
TOTAL	1402,284	2941,44	/	1682,7408	3529,728

I.3.8. Calcul du Coefficient de variation maximale horaire ($K_{\max,h}$)

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

Avec :

- $K_{\max,h}$: Coefficient de variation maximale horaire ;
- α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie du confort, il varie entre 1,2 et 1,4 ;
- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (I.14).

On prend $\alpha_{\max} = 1,3$

Tableau (I.14) : Variation des valeurs de β_{\max}

Nombre d'habitants*10 ³	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeurs de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

D'après ce tableau, on trouve les valeurs de β_{\max} et les résultats du coefficient de $K_{\max,h}$ qui sont répartis dans le tableau (I.15) suivant :

Tableau (I.15) : Détermination des valeurs des coefficients $K_{\max,h}$ en fonction du nombre d'habitants

Villages	Population		α_{\max}	β_{\max}		$K_{\max,h}$	
	2018	2048		2018	2048	2018	2048
Ibounedjedamene	1162	2437	1,3	1,94	1,613	2,522	2,097
Bethlou-Iboudraene	478	1003	1,3	2	2	2,6	2,6
Tidekanine	472	990	1,3	2	2	2,6	2,6
Tercha-M' Larbea	680	1426	1,3	2	1,83	2,6	2,379
Bounour	2480	5202	1,3	1,60	1,44	2,08	1,872
Imdounene	1070	2244	1,3	1,97	1,65	2,5	2,145
Imekhelaf	785	1647	1,3	2	1,77	2,6	2,301
Tala N'Saboune	260	545	1,3	2	2	2,6	2,6

I.3.9. Récapitulatif des résultats :

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau (I.16) ci-après :

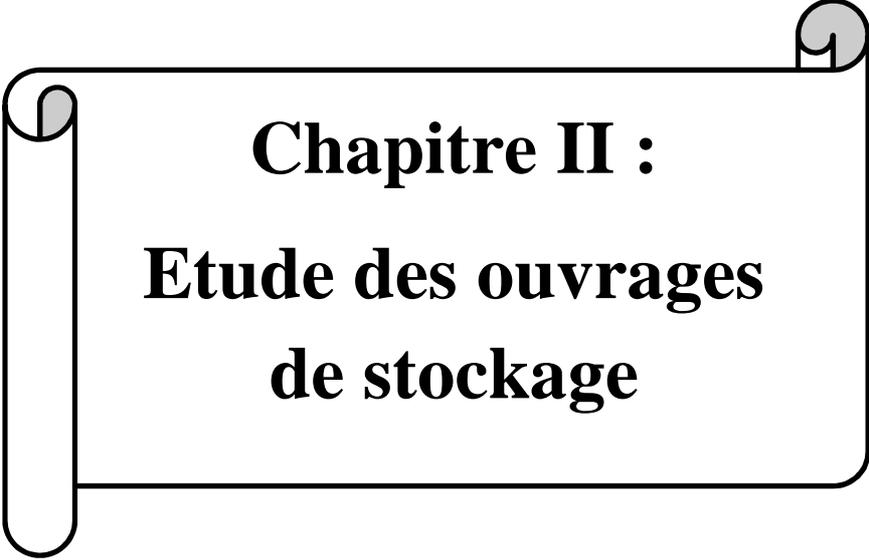
Tableau (I.16) : Récapitulatif des résultats

Villages	Population		Q _{maj,j} (m ³ /j)		Q _{max,j} (m ³ /j)	
	2018	2048	2018	2048	2018	2048
Ibounedjedamene	1162	2437	229,32	480,94	275,184	577,128
Bethlou-Iboudraene	478	1003	89,4	187,60	107,28	225,12
Tidekanine	472	990	89,64	188,02	107,568	225,624
Tercha-M' Larbea	680	1426	133,86	280,72	160,632	336,864
Bounour	2480	5202	450,6	945,17	540,72	1134,204
Imdounene	1070	2244	199,884	419,20	239,8608	503,04
Imekhelaf	785	1647	161,1	338,00	193,32	405,6
Tala N'Saboune	260	545	48,48	101,62	58,176	121,944
TOTAL	7387	15495	1402,284	2941,44	1682,7408	3529,728

I.4. Conclusion

Au titre de ce chapitre, nous avons présenté la commune d'El kseur et ses caractéristiques naturelles.

Nous avons également estimé les différents besoins en eau potable de l'ensemble des villages concernés par l'étude. Ceci nous donne une idée sur la quantité de l'eau potable nécessaire à l'agglomération et des ouvrages de stockage nécessaires pour assurer l'eau aux habitants du point de vue pression et quantité. Le débit maximum journalier est de 3529,728 m³/j.



Chapitre II :
Etude des ouvrages
de stockage

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures de grande importance en alimentation en eau potable, qui est les réservoirs, ces derniers sont des ouvrages hydrauliques de stockage, ils assurent une interface entre la production et la distribution de l'eau potable.

II.2. Rôles des réservoirs [7]

II.2.1. Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

II.2.2. Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

II.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

II.2.4. Utilité pour briser la charge

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

II.2.5. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.

La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

II.3. Emplacement des réservoirs [7,8]

Le site des réservoirs doit respecter les aspects suivants :

- Soit le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable (Figure (II.1)) ;
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande ;
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau ;
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute côte piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier ;

- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

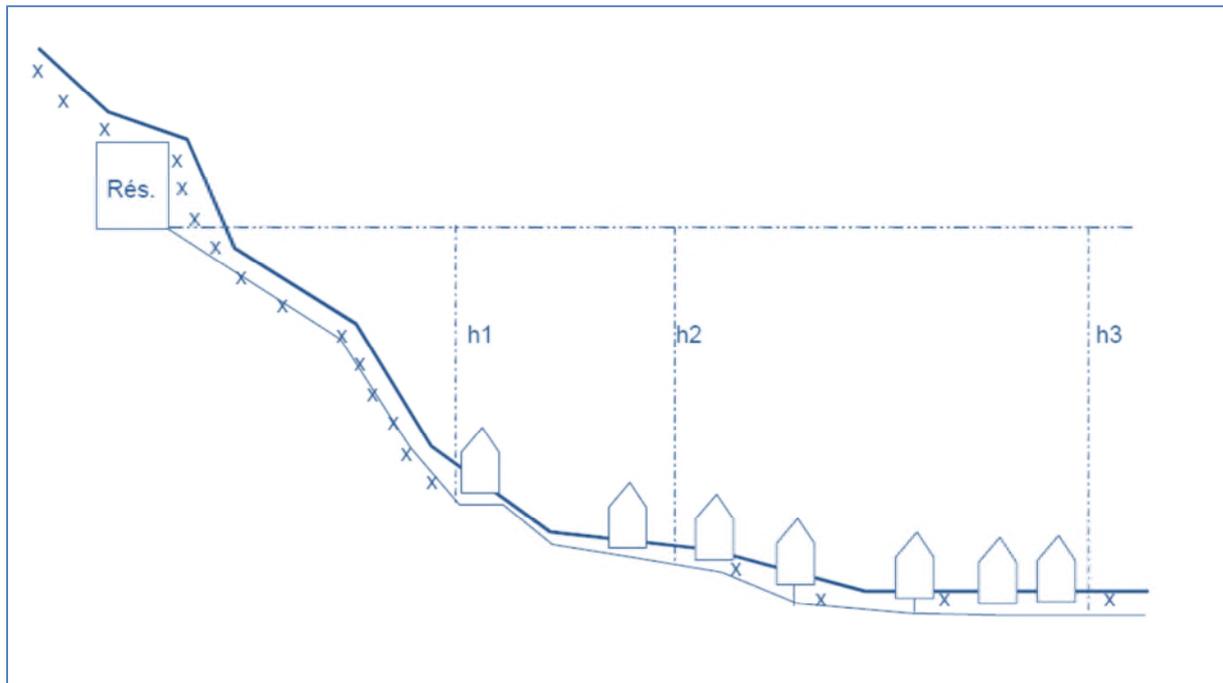


Figure (II.1) : Emplacement d'un réservoir

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [7] :

a. Leurs positions par rapport au sol

- ✓ Enterrés ;
- ✓ Semi-enterrés ;
- ✓ Surélevés, appelés aussi châteaux d'eau.

b. Leurs formes

- ✓ Circulaires ;
- ✓ Carrés et rectangulaires ;
- ✓ De forme quelconque.

c. La nature du matériau de construction

- ✓ Les réservoirs métalliques ;
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.5. Choix du type de réservoir

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés, ou surélevés dit châteaux d'eau qui sont classés selon [6] :

- Le matériau de construction, ces réservoirs sont de nature métallique, maçonnerie, et en béton armé ;
- L'usage, on trouve des réservoirs principaux d'accumulation et de stockage, d'équilibre et de traitement ;
- La forme géométrique, dans la pratique on trouve deux formes, cylindriques et rectangulaires.

Vu le relief de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les avantages suivants [4] :

- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

Un schéma général d'un réservoir est représenté dans la figure (II.2) ci-dessous :

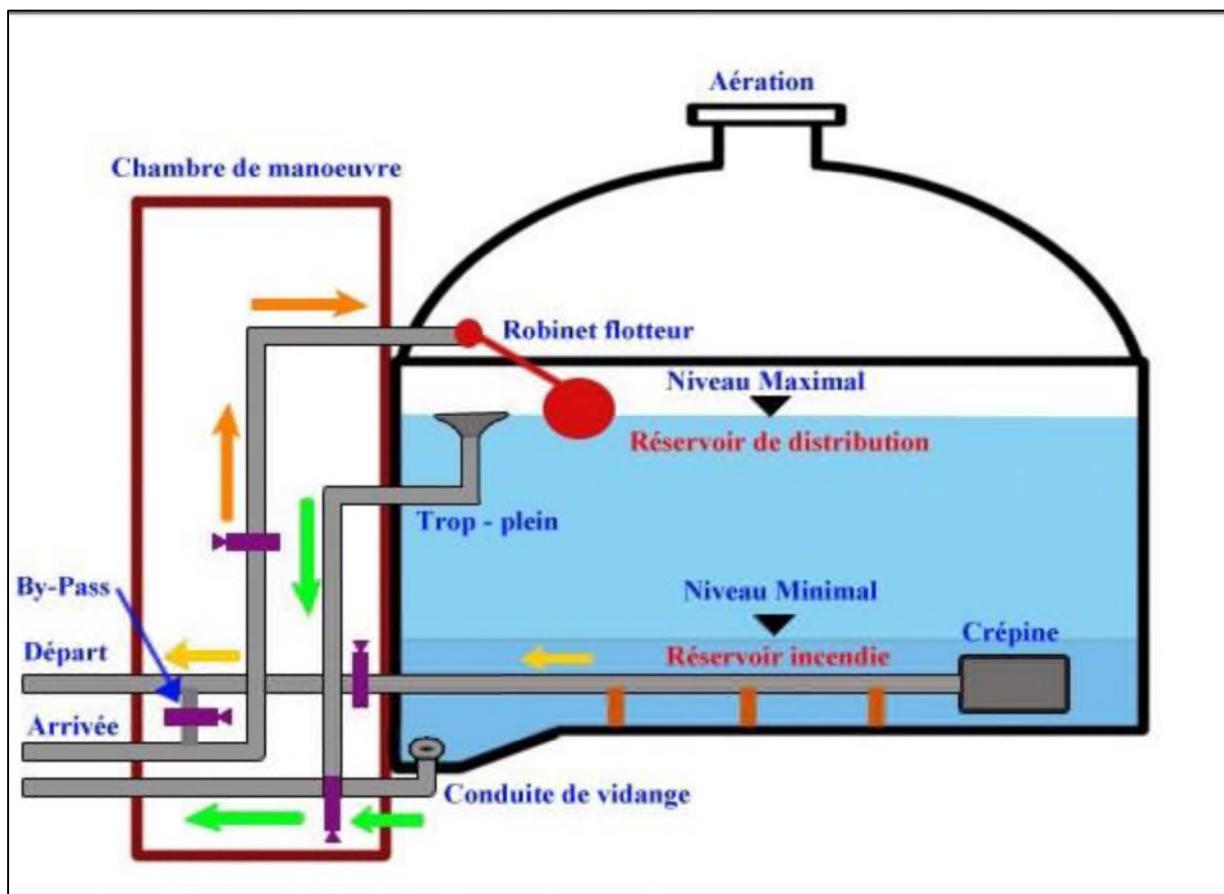


Figure (II.2) : Schéma général d'un réservoir

II.6. Equipements des réservoirs [4.6]

A. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

- **Par le haut** : soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par le bas** : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (II.3) ci-dessous :

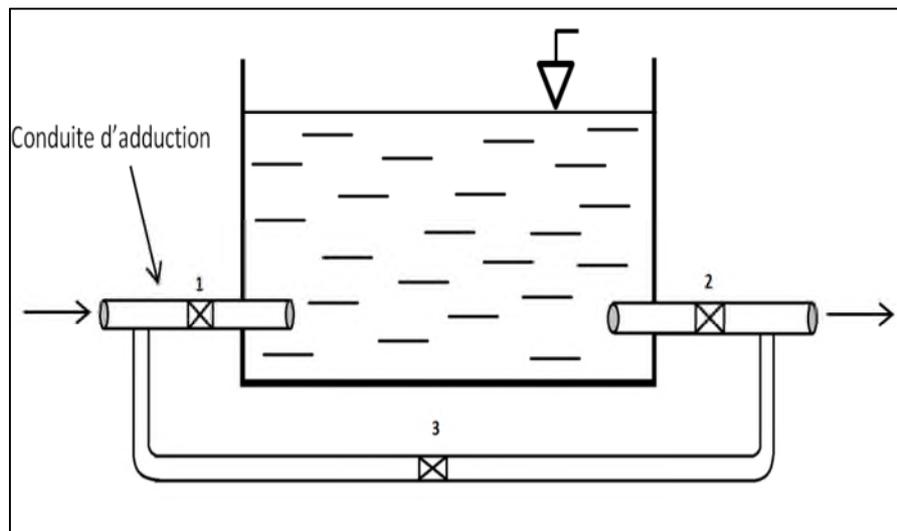


Figure (II.3) : Conduite d'adduction

B. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

La conduite de distribution est représentée dans la figure (II.4) ci-après :

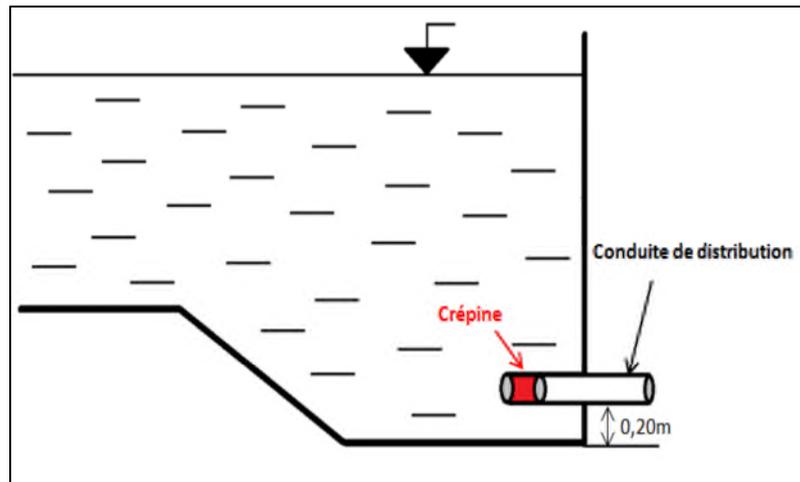


Figure (II.4) : Conduite de distribution

C. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (II.5) suivante :

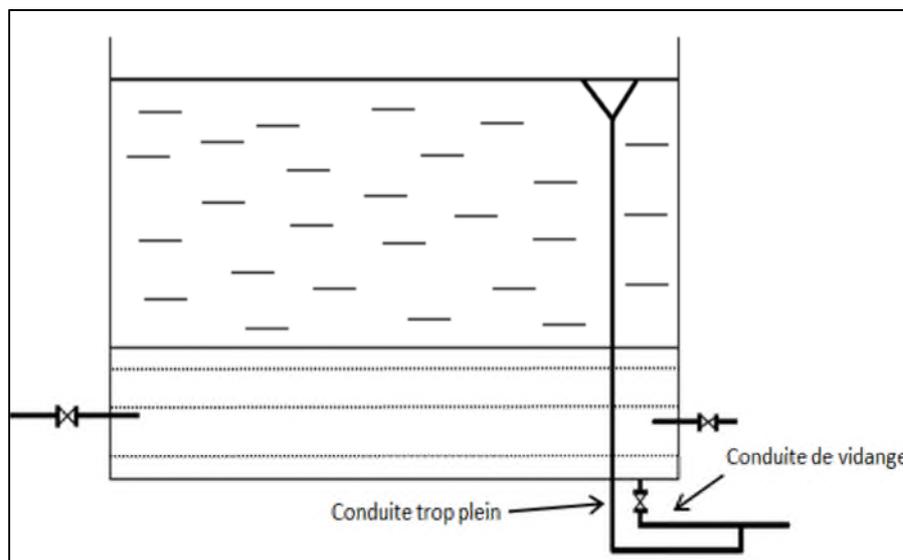


Figure (II.5) : Conduite de trop-plein

D. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa répartition. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière.

E. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution.

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (II.6) ci-après.

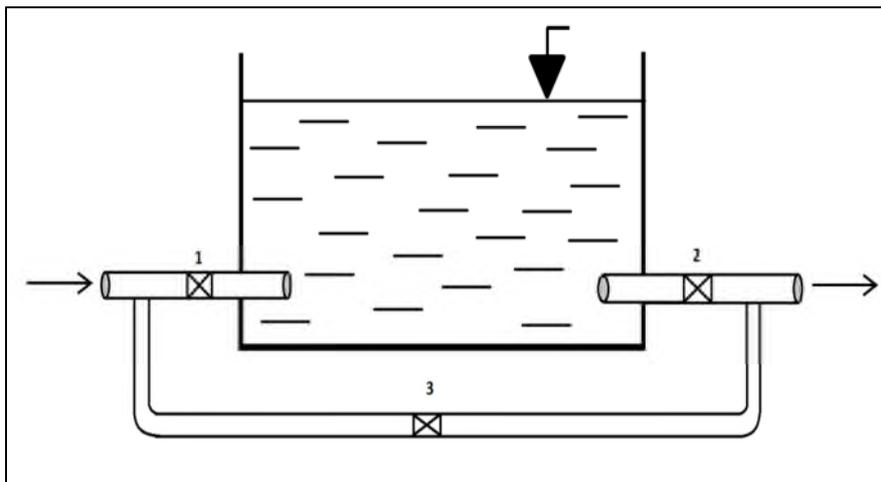


Figure (II.6) : Conduite de by-pass

F. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (II.7) 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 ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (II.7) :

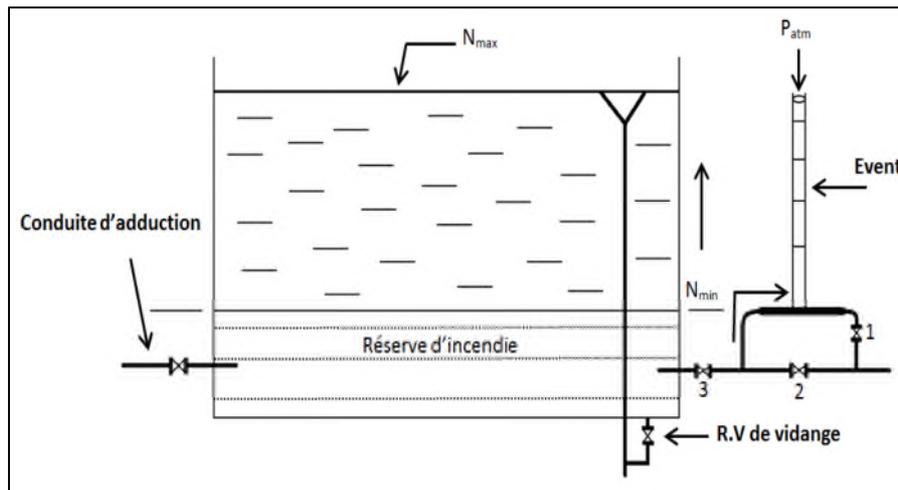


Figure (II.7) : Matérialisation de la réserve d'incendie

II.7. Dimensionnement des réservoirs

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (II.1)$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir en (m³) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie = 120 m³ ;
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m³), il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_u = \frac{P_{max} * Q_{max.j}}{100} \quad (II.2)$$

Avec :

- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en %, il est déterminé comme suit :

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (II.3)$$

Avec :

- R^+_{max} : Résidu maximum positif.
- R^-_{max} : Résidu maximum négatif.

II.7.1. Dimensionnement du réservoir projeté (R1) de Bethlou

Ce réservoir est alimenté par refoulement (à partir de la pompe immergée dans le forage Descaille), il transporte de l'eau gravitairement vers la station de reprise (SR1), et distribue vers les villages Bethlou+Iboudraene et Tidekanine dont $k_{\max,h} = 2,6$ (on prend $k_{\max,h} = 2,5$). Donc $Q_{\max,j} = 3529,728 \text{ m}^3/\text{j}$.

La valeur $k_{\max,h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à l'annexe (1), on choisit la colonne qui convient.

Les résultats de dimensionnement de R1 sont mentionnés dans le tableau (II.1) ci-après :

Tableau (II.1) : Dimensionnement du R1

Heure	Apport (%)	Adduction vers SR1 (%)	Distribution vers Bethlou +Iboudraene (%)	Distribution vers Tidekanine (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	3,64	0,04	0,04	1,28		1,28
1-2	5	3,64	0,04	0,04	1,28		2,57
2-3	5	3,64	0,08	0,08	1,21		3,77
3-4	5	3,64	0,13	0,13	1,10		4,88
4-5	5	3,64	0,22	0,22	0,91		5,79
5-6	5	3,64	0,22	0,22	0,91		6,70
6-7	5	3,64	0,29	0,29	0,79		7,49
7-8	5	3,64	0,65	0,65	0,06		7,55
8-9	5	3,64	0,56	0,56	0,24		7,78
9-10	5	3,64	0,41	0,42	0,53		8,31
10-11	5	3,64	0,26	0,26	0,84		9,15
11-12	5	3,63	0,26	0,26	0,85		10,00
12-13	5	3,63	0,22	0,22	0,92		10,92
13-14	5	3,63	0,22	0,22	0,92		11,84
14-15	5	3,63	0,30	0,30	0,77		12,61
15-16	5	3,63	0,40	0,40	0,58		13,19
16-17	5	3,63	0,66	0,66	0,04		13,23
17-18	5	3,63	0,60	0,60	0,17		13,40
18-19	0	3,63	0,47	0,47		4,56	8,84
19-20	0	3,63	0,10	0,10		3,83	5,01
20-21	0	3,63	0,10	0,10		3,83	1,17
21-22	0	3,63	0,06	0,06		3,76	-2,59
22-23	5	3,63	0,04	0,04	1,29		-1,29
23-24	5	3,63	0,04	0,04	1,29		0,00
Total	100	87,23	6,38	6,39	15,99	15,99	

Le tableau (II.1) donne :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,40| + |-2,59|$ $P_{\max} = 15,99\%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{15,99 \cdot 3529,728}{100} + 120$ $V_T = 684,40 \text{ m}^3$.

La capacité du réservoir projeté de Bethlou (R1) sera de : **700 m³**

- **Le diamètre du réservoir :**

La hauteur du réservoir peut varier de 4 à 6 m. On prend H= 5 m.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}}$$

Avec $V=700 \text{ m}^3$ $D = \sqrt{\frac{4 \cdot 700}{\pi \cdot 5}} = 13,35 \text{ m}$ d'où : **D=14 m.**

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \cdot V_{\text{inc}}}{\pi \cdot (D_{700})^2} \right]$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (13,35)^2} \right] \text{ d'où } H_{\text{inc}} = 0,86 \text{ m.}$$

II.7.2. Vérification de la capacité du réservoir R2 de Bonour

Ce réservoir est alimenté à partir de la station de reprise SR1, il fait l'adduction gravitaire vers la station de reprise Bonor SR2 qui refoule ensuite vers les réservoirs R3 et R4, et il assure la distribution vers les villages Bonor et Imekhelaf dont la valeur de $K_{\max,h}$ est égal à 1,872 et 2,301 respectivement. Donc $Q_{\max,j} = Q_{\max,j}(\text{Ibounedjdamen} + \text{TalaN'Savoun} + \text{Tercha} + \text{M'Larbea} + \text{Imdounen} + \text{Bonor} + \text{Imekhelaf})$.

Tableau (II.2) : Dimensionnement du R2

Heure	Apport (%)	Adduction vers SR2 (%)	Distribution vers Bonor (%)	Distribution vers Imekhelaf (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	2,09	0,32	0,09	2,50		2,50
1-2	5	2,09	0,32	0,09	2,50		5,01
2-3	5	2,09	0,32	0,15	2,44		7,45
3-4	5	2,09	0,37	0,21	2,33		9,78
4-5	5	2,09	0,86	0,43	1,62		11,40
5-6	5	2,09	1,64	0,57	0,70		12,10
6-7	5	2,09	1,96	0,65	0,31		12,41
7-8	5	2,08	1,93	1,10		0,10	12,31
8-9	5	2,08	1,76	0,88	0,28		12,59
9-10	5	2,08	1,72	0,70	0,50		13,09
10-11	5	2,08	1,97	0,64	0,31		13,40
11-12	5	2,08	2,66	0,77	-0,51		12,89
12-13	5	2,08	2,87	0,72		0,67	12,22
13-14	5	2,08	2,38	0,59		0,05	12,17
14-15	5	2,08	1,93	0,63	0,35		12,52
15-16	5	2,08	1,75	0,75	0,41		12,94
16-17	5	2,08	1,53	1,01	0,39		13,32
17-18	5	2,08	1,76	0,93	0,23		13,55
18-19	0	2,08	2,29	0,89		5,27	8,29
19-20	0	2,08	2,06	0,44		4,59	3,70
20-21	0	2,08	1,97	0,44		4,50	-0,80
21-22	0	2,08	1,11	0,24		3,42	-4,22
22-23	5	2,08	0,74	0,15	2,03		-2,19
23-24	5	2,08	0,37	0,10	2,45		0
Total	100	49,99	36,84	13,17	19,10	19,10	

Le tableau ci-dessus donne :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,55| + |-4,22|$ $P_{\max} = 17,77 \%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{inc} = \frac{17,77 \cdot 3078,984}{100} + 120$ $V_T = 667,14 \text{ m}^3$.

La capacité future du réservoir R2 est de 680 m^3 . De ce fait, la capacité totale des deux réservoirs jumelés existants de Bonor ($2 \cdot 500 \text{ m}^3$) est suffisante.

II.7.3. Dimensionnement du réservoir projeté R3 Ibounedjdamen

Ce réservoir est alimenté à partir de la station de reprise SR2 et assure la distribution vers le village Ibounedjdamen dont $K_{\max,h} = 2,097$ et $Q_{\max,j} = 577,128 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (II.3) : Dimensionnement du R3

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,72	4,28		4,28
1-2	5	0,72	4,28		8,56
2-3	5	1,04	3,96		12,52
3-4	5	1,19	3,81		16,33
4-5	5	3,10	1,90		18,23
5-6	5	5,11		0,11	18,12
6-7	5	5,31		0,31	17,81
7-8	5	6,41		1,41	16,40
8-9	5	4,53	0,47		16,87
9-10	5	4,08	0,92		17,79
10-11	5	5,63		0,63	17,16
11-12	5	7,65		2,65	14,51
12-13	5	7,53		2,53	11,98
13-14	5	5,52		0,52	11,47
14-15	5	4,94	0,06		11,52
15-16	5	5,23		0,23	11,29
16-17	5	4,84	0,16		11,45
17-18	5	4,64	0,36		11,81
18-19	0	6,25		6,25	5,56
19-20	0	5,15		5,15	0,41
20-21	0	5,15		5,15	-4,74
21-22	0	2,61		2,61	-7,35
22-23	5	1,73	3,27		-4,08
23-24	5	0,92	4,08		0,00
Total	100	100,00	27,55	27,55	

D'après le tableau (II.3) :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |18,23| + |-7,35|$ **$P_{\max} = 25,58\%$** .
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{25,58 \cdot 577,128}{100} + 120$ **$V_T = 267,63 \text{ m}^3$** .

La capacité du réservoir projeté R3 de Ibounedjdamen sera de : **300 m^3** .

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend $H=5$ m

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \quad \text{Avec : } V= 300 \text{ m}^3 \quad D = \sqrt{\frac{4*300}{\pi*5}} = 8,74 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D= 9 \text{ m}}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{inc} = \left[\frac{4*V_{inc}}{\pi*(D_{300})^2} \right]$$

$$H_{inc} = \left[\frac{4*120}{\pi*(8,74)^2} \right] \quad \text{d'où} \quad \mathbf{H_{inc} = 2,00 \text{ m.}}$$

II.7.4. Dimensionnement du réservoir projeté R4 de Tala N'Savoun :

Ce réservoir est alimenté à partir de la station de reprise SR2, il fait l'adduction gravitaire vers le réservoir R5 et distribue vers les villages Tala N'Saboune et Imdounene dont $K_{max,h}$ est égal à 2,6 et 2,145 respectivement. Donc $Q_{max,j} = Q_{max,j}$ (Tercha + M'Larbea + Tala N'Saboune + Imdounene) = 961,848 m³/j.

Tableau (II.4) : Dimensionnement du R4

Heure	Apport (%)	Adduction vers R5 Tercha + M'Larbea (%)	Distribution vers Tala N'Savoune (%)	Distribution vers Imdounene (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1,46	0,08	0,37	3,09		3,09
1-2	5	1,46	0,08	0,37	3,09		6,19
2-3	5	1,46	0,15	0,55	2,83		9,02
3-4	5	1,46	0,25	0,67	2,61		11,64
4-5	5	1,46	0,44	1,64	1,45		13,09
5-6	5	1,46	0,44	2,57	0,52		13,61
6-7	5	1,46	0,57	2,72	0,24		13,85
7-8	5	1,46	1,29	3,59		1,34	12,51
8-9	5	1,46	1,12	2,63		0,21	12,30
9-10	5	1,46	0,82	2,29	0,43		12,73
10-11	5	1,46	0,52	2,85	0,17		12,90
11-12	5	1,46	0,52	3,78		0,76	12,14
12-13	5	1,46	0,44	3,69		0,59	11,55
13-14	5	1,46	0,44	2,76	0,34		11,89
14-15	5	1,46	0,60	2,57	0,37		12,27
15-16	5	1,46	0,79	2,80		0,04	12,22
16-17	5	1,46	1,32	2,88		0,66	11,57
17-18	5	1,46	1,19	2,73		0,38	11,19
18-19	0	1,46	0,93	3,34		5,72	5,47
19-20	0	1,46	0,20	2,47		4,13	1,34
20-21	0	1,46	0,20	2,47		4,13	-2,80
21-22	0	1,46	0,13	1,27		2,85	-5,65
22-23	5	1,45	0,08	0,83	2,64		-3,01
23-24	5	1,45	0,08	0,46	3,01		0,00
Total	100	35,02	12,68	52,30	20,82	20,82	

D'après le tableau (II.4) :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,85| + |-5,65|$ **$P_{\max} = 19,5\%$.**
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{19,5 \cdot 961,848}{100} + 120$ **$V_T = 307,56\text{m}^3$.**

La capacité du réservoir projeté R4 de Tala N'Savoun sera de : **350m^3** .

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend $H = 5$ m.

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \quad \text{Avec } V=350 \text{ m}^3 \quad D = \sqrt{\frac{4*350}{\pi*5}} = 9,44\text{m} \quad \text{d'où : } D= 10 \text{ m.}$$

- Hauteur d'incendie du réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4*V_{\text{inc}}}{\pi*(D_{350})^2} \right]$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4*120}{\pi*(9,44)^2} \right] \quad \text{d'où} \quad H_{\text{inc}}=1,72 \text{ m.}$$

II.7.5. Vérification de la capacité du réservoir R5 de M'Larbea

Ce réservoir est alimenté gravitairement à partir du réservoir R4 et assure la distribution vers les villages Tercha et M'Larbea dont $K_{\text{max},h} = 2,379$ et $Q_{\text{max},j} = 336,864 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (II.5) : Dimensionnement du R5

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	4,16	0,6363	3,52		3,52
1-2	4,16	0,6363	3,52		7,05
2-3	4,16	1,1516	3,01		10,06
3-4	4,16	1,758	2,40		12,46
4-5	4,16	3,379	0,78		13,24
5-6	4,16	3,984	0,18		13,41
6-7	4,16	4,742		0,58	12,83
7-8	4,16	9,0626		4,90	7,93
8-9	4,17	7,5174		3,35	4,58
9-10	4,17	5,774		1,60	2,98
10-11	4,17	4,5598		0,39	2,59
11-12	4,17	5,1648		0,99	1,59
12-13	4,17	4,71		0,54	1,05
13-14	4,17	4,105	0,06		1,12
14-15	4,17	4,7726		0,60	0,52
15-16	4,17	5,9096		1,74	-1,22
16-17	4,17	8,7302		4,56	-5,78
17-18	4,17	7,9722		3,80	-9,59
18-19	4,17	6,9854		2,82	-12,40
19-20	4,17	2,6648	1,51		-10,90
20-21	4,17	2,6648	1,51		-9,39
21-22	4,17	1,484	2,69		-6,70
22-23	4,17	0,9388	3,23		-3,47
23-24	4,17	0,6968	3,47		0,00
Total	100	100	25,88	25,88	

D'après le tableau (II.5) :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |13,41| + |-12,40|$ $P_{\max} = 25,81\%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{25,81 * 336,864}{100} + 120$ $V_T = 206,94 \text{m}^3$.

La capacité future du réservoir R5 de M'Larbea est de 250m^3 , elle dépasse de 100m^3 la capacité du réservoir existant. Pour cela on propose de projeter un autre réservoir dont le volume est de 150m^3 qui sera jumelé avec le réservoir existant, aura les mêmes caractéristiques topographiques que ce réservoir.

- **Le diamètre du réservoir à projeter :**

On prend $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \quad \text{Avec } V = 150 \text{ m}^3 \quad D = \sqrt{\frac{4 * 150}{\pi * 4}} = 6,91 \text{ m} \quad \text{d'où : } D = 7 \text{ m.}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{V_{\text{inc}}}{S_{\text{Res.existant}} + S_{\text{Res.projété}}} \right] \quad \text{D'où : } D_{\text{res.existant}} = 5,6 \text{ m et } H = 4 \text{ m.}$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{120}{24,62 + 38,47} \right] \quad \text{D'où : } H_{\text{inc}} = 1,90 \text{ m.}$$

II.8. Dimensionnement des stations de reprise

II.8.1. Dimensionnement de la bache de la station de reprise projetée (SR1)

La bache à eau de la première station de reprise est considérée comme un réservoir, vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du réservoir principale R1 Bethlou, ce qui fait qu'elle est alimentée en continu. Et avec un refoulement pendant une durée de 20 heures par jour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (II.6) : Dimensionnement de la station de reprise SR1

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	5		0,84	-0,84
1-2	4,16	5		0,84	-1,68
2-3	4,16	5		0,84	-2,52
3-4	4,16	5		0,84	-3,36
4-5	4,16	5		0,84	-4,2
5-6	4,16	5		0,84	-5,04
6-7	4,16	5		0,84	-5,88
7-8	4,16	5		0,84	-6,72
8-9	4,17	5		0,83	-7,55
9-10	4,17	5		0,83	-8,38
10-11	4,17	5		0,83	-9,21
11-12	4,17	5		0,83	-10,04
12-13	4,17	5		0,83	-10,87
13-14	4,17	5		0,83	-11,7
14-15	4,17	5		0,83	-12,53
15-16	4,17	5		0,83	-13,36
16-17	4,17	5		0,83	-14,19
17-18	4,17	5		0,83	-15,02
18-19	4,17	0	4,17		-10,85
19-20	4,17	0	4,17		-6,68
20-21	4,17	0	4,17		-2,51
21-22	4,17	0	4,17		1,66
22-23	4,17	5		0,83	0,83
23-24	4,17	5		0,83	0
Total	100	100	16,68	16,68	

D'après le tableau (II.6) :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |1,66| + |-15,02|$ **$P_{\max} = 16,68\%$** .
- **Volume total du réservoir de la SR1** :

$$V_{SR1} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max,j}}{100} = \frac{16,68 \cdot 3078,984}{100} \quad V_{SR1} = 513,57 \text{ m}^3.$$

Le volume calculé est de $513,57 \text{ m}^3$, le volume du réservoir de la SR1 sera de 550 m^3 .

- **Le diamètre du réservoir de la SR1** :

On prend $H = 5 \text{ m}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} \quad \text{Avec } V = 550 \text{ m}^3 \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 550}{\pi \cdot 5}} = 11,84 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 12 \text{ m.}}$$

II.8.2. Dimensionnement de la bête de la station de reprise projetée (SR2) de Bonor

Le même calcul effectué précédemment sera fait pour cette station de reprise (SR2), les résultats sont détaillés dans le tableau (II.6).

D'après le tableau (II.6) :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |1,66| + |-15,02|$ **$P_{\max} = 16,68\%$.**
- **Volume total du réservoir de la SR2 :**

$$V_{SR2} = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{16,68 * 1538,976}{100} \quad V_{SR2} = 256,70 \text{ m}^3.$$

Le volume calculé est de 256,70 m³, le volume du réservoir de la SR2 sera de 300 m³.

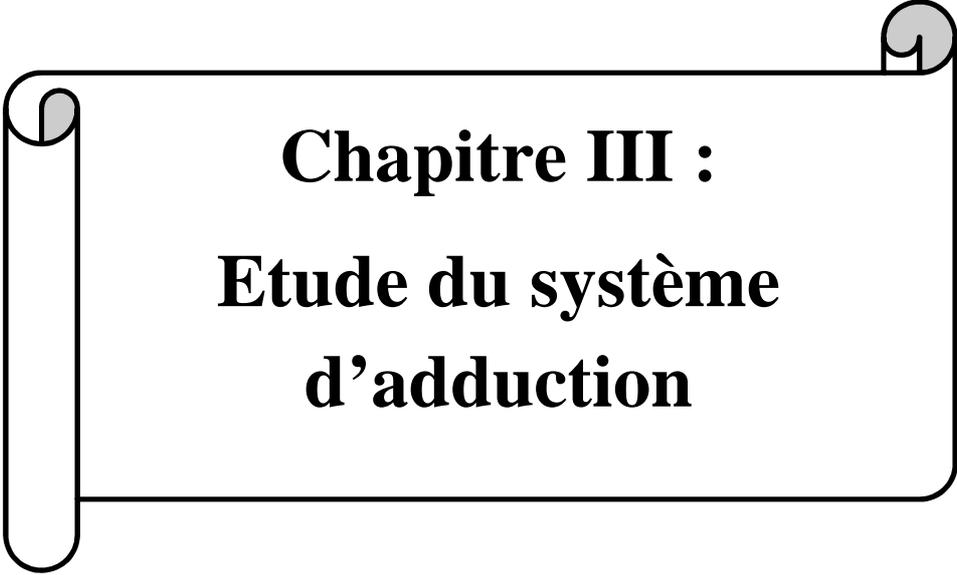
II.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les capacités des réservoirs, leurs diamètres, ainsi que leurs hauteurs d'incendie. Le tableau (II.7) résume la capacité des réservoirs servant à la distribution des différents villages de la zone d'étude.

Tableau (II.7) : La capacité des réservoirs servant à la distribution des différents villages

Réservoirs	Volumes des réservoirs (m ³)
(R1) de Bethlou	700
(R2) de Bonor	680
(R3) de Iboundjdamen	300
(R4) de Tala N'Savoun	350
(R5) de M'Larbaa	250

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs, où cette étude sera détaillée dans le chapitre qui suit.



Chapitre III :
Etude du système
d'adduction

III.1. Introduction

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, nous passerons à présent au réseau d'adduction. Ce dernier est définie comme étant le transport des eaux à partir du point de captage jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution. Suivant la nature du relief on distingue deux types d'adduction [4] :

➤ **Adduction gravitaire**

Dans l'adduction gravitaire, le lieu de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur.

➤ **Adduction par refoulement**

Dans l'adduction par refoulement, le lieu de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir et l'écoulement se fait par pompage.

III.2. Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [5] :

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

III.3. Choix du type des conduites

Le choix du type de conduite destinée à l'adduction d'eau des différents villages de la commune d'El kseur est porté sur le PEHD, pour les raisons suivantes [9] :

- Facilité de pose ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) .

On utilise le PEHD (PN 10) lorsque la hauteur géométrique $H_g < 100$ m, et le PEHD (PN20) lorsque $H_g \approx 200$ m.

On a recours à la fonte ductile lorsque le PEHD ne dispose pas des diamètres calculés, et lorsque la nature du terrain l'exige.

III.4. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants [6] :

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retour ;
- Crépine.

III.5. Etude technico-économique des conduites

Elle consiste à étudier le choix le plus économique en respectant les deux critères suivants :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal.

III.5.1. Calcul du diamètre économique

- Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

$$\checkmark \text{ Formule de BONNIN : } D_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\checkmark \text{ Formule de BRESS : } D_2 = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

- Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre V_{\min} et V_{\max} :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} \quad (\text{III.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D_{\max} : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

III.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s).

III.5.3. Calcul des pertes de charge

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charges linéaires ;
- Les pertes de charges singulières.

III.5.3.1. Les pertes de charge linéaire (H_L)

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_L = J \cdot L = \frac{\lambda \cdot L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/ml) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADZI

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \cdot \ln\left(\frac{K}{D}\right) \right)^{-2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

- Régime transitoire

Il est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- K : La rugosité absolue de la conduite en (0.15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD) ;
- R_e : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- V : Vitesse de l'eau (m/s) ;
- ν : Viscosité cinématique, calculé par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 T + 0.000221 T^2} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, T = 20 °C.

III.5.3.2. Les pertes de charges singulières (H_s)

Elles sont générées par les singularités, telles que les vannes, les coudes, les clapets, les pertes de charge d'élargissement et de rétrécissement, ...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires :

$$H_s = 0,10 * H_L \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- H_s : Perte de charge singulière (m) ;
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

III.5.3.3. Les pertes de charges totale (H_t)

Représentent la somme des deux pertes de charge H_s et H_L .

$$H_t = H_L + H_s = H_L + 0.10 H_L$$

$$H_t = 1.10 * H_L \quad (\text{III.12})$$

III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Mmt)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_t$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m).

III.5.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad \text{(III.14)}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe (%). Fixé à 70 %.

III.5.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \cdot t \cdot 365 \quad \text{(III.15)}$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- t : Nombre d'heures de pompage (24 h pour les forages et 20 h pour la station pompage) ;

III.5.7. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \cdot e_u \quad \text{(III.16)}$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- e_u : Prix unitaire du KWh. Fixé par la SONELGAZ (4.67 DA).

III.5.8. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = P_u \cdot L \cdot A \quad \text{(III.17)}$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- i : Taux d'intérêt, on prend 8%.
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n= 30$ ans).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30}-1} + 0,08 \quad ; \quad A=0,088= 8,89\%$$

III.5.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- B_L : Le bilan en (DA).

III.6. Description du schéma d'adduction

Le schéma hydraulique du présent projet est donné dans la figure (III.1), le système d'adduction retenu est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement, le point de démarrage est le forage Descaille qui se situe à une côte de 17,42m. L'eau sera pompée avec un débit de 41 l/s jusqu'au réservoir projeté de Bethlou situé à une côte de 200,10m. À partir de ce dernier l'eau s'écoulera gravitairement vers la station de reprise projetée SR1 située à une côte 97m sur un linéaire de 2285m et ensuite refoulée vers le réservoir de Bonor qui se trouve à une côte de 251,89m sur un linéaire de 1828m. À partir de ce réservoir l'eau est transférée par gravité vers la station de reprise SR2 projetée de Bonor située à une côte de 210,61m sur un linéaire de 630m.

La reprise est assurée par refoulement vers les deux réservoirs : Ibounejdamen situé à une côte de 317,42m sur un linéaire de 1971m et le réservoir de Tala N'Savoun situé à une côte de 334,22m sur un linéaire de 1492m, ce dernier alimentera gravitairement le réservoir de M' Larbaa qui se trouve à une côte de 259,18m et sur un linéaire de 2027m.

III.7. Dimensionnement des différent tronçons de l'adduction

III.7.1. Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)

III.7.1.1. Tronçon : F-R1

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,041 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 3510 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du réservoir R1 : CTP (R1) = 203,10 m.
- La cote du niveau dynamique du forage F : CND (F) = 5,42 m ;
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP}(\text{R1}) - \text{CND}(\text{F}) = 203,10 - 5,4 = 197,7 \text{ m}$;
- Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (2).

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve : $D_{\min} = 0,202 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,304 \text{ m}$. La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 300 et 350mm.

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (III-1): (Donnant la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C).

Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt du tronçon F-R1

$D_{\text{int}}(\text{m})$	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g
0,1892	276053,38	1,46	0,0113	3510	43,813	0,01979	241,513	197,7
0,2384	219082,63	0,92	0,0032	3510	13,467	0,01932	211,167	197,7
0,2876	181603,97	0,63	0,0013	3510	5,684	0,019098	203,384	197,7
0,336	155444,34	0,46	0,0006	3510	2,603	0,190359	200,303	197,7

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas de diamètre $\varnothing 350$. Donc on élimine ce diamètre.

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.2) :

Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon F-R1

$D_{\text{ext}}(\text{mm})$	$D_{\text{int}}(\text{mm})$	P (K,w)	E (K,w,h)	$F_{\text{exp}}(\text{Da/K,W,h})$
200	189,2	138,769	1013018,75	4730797,563
250	238,4	121,332	885721,749	4136320,567
300	287,6	116,862	853090,443	3983932,368

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (III.3) :

Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F-R1

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
200	189,2	3800	3510	0,088	1184780,307
250	238,4	5750	3510	0,088	1792759,674
300	287,6	6500	3510	0,088	2026597,893

➤ **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-4) :

Tableau (III.4) : Calcul du bilan du tronçon F-R1

D (mm)	V (m/s)	F_{exp}(Da/K,W,h)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
200	1,46	4730797,563	1184780,307	5915577,87
250	0,92	4136320,567	1792759,674	5929080,241
300	0,63	3983932,368	2026597,893	6010530,261

D'après le tableau (III.4) on trouve que le diamètre le plus économique est **Ø 200 mm** avec une vitesse acceptable de 1,46 m/s.

III.7.1.2. Tronçon SR1-R2

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,036 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1828 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du réservoir R2 : CTP (R2) = 254,89 m.
- La cote du radier de SR1: CR (SR1) = 95m ;
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP}(\text{R2}) - \text{CR}(\text{SR1}) = 254,89 - 95 = 159,89 \text{ m}$;
- Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (4).

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve : $D_{\min} = 0,189 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,285 \text{ m}$. Le PEHD (PN 20) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250 et 315 mm.

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (III.5) ci-après :

Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt du tronçon SRI-R2

$D_{int}(m)$	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g
0,1242	369242,13	2,97	0,0564	1828	113,474	0,01556	273,364	159,89
0,1552	295488,87	1,90	0,0187	1828	37,608	0,01571	197,498	159,89
0,1942	236147,65	1,21	0,0062	1828	12,495	0,01601	172,385	159,89
0,2446	187489,26	0,77	0,0020	1828	4,050	0,01645	163,940	159,89

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas de diamètre $\varnothing 160$. Donc on élimine ce diamètre.

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.6) :

Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SRI-R2

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	P (K,w)	E (K,w,h)	F_{exp} (Da/K,W,h)
200	155,2	99,644	727404,408	3396978,584
250	194,2	86,970	634878,769	2964883,849
315	244,6	82,711	603785,188	2819676,827

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (III.7) :

Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SRI-R2

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
200	155,2	3793,42	1828	0,088	615962,446
250	194,2	5900,88	1828	0,088	958164,526
315	244,6	9015,89	1828	0,088	1463969,097

➤ **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-8) :

Tableau (III.8) : Calcul du bilan du tronçon SRI-R2

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (Da/K,W,h)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
200	1,90	3396978,584	615962,446	4012941,03
250	1,21	2964883,849	958164,526	3923048,375
315	0,77	2819676,827	1463969,097	4283645,925

D'après le tableau (III.8) on trouve que le diamètre le plus économique est $\varnothing 250$ mm avec une vitesse acceptable de 1,21 m/s.

III.7.1.3. Tronçon SR2-R3

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,0067 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1971 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du réservoir R3 : CTP (R3) = 320,42 m.
- La cote du radier de SR2: CR (SR2) = 208,61 m ;
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP}(\text{R3}) - \text{CR}(\text{SR2}) = 320,42 - 208,61 = 111,81 \text{ m}$.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve : $D_{\min} = 0,082 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,123$. Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 et 160 mm .

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (III.9) ci-après :

Tableau (III.9) : Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R3

$D_{\text{int}}(\text{m})$	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g
0,0792	107765,55	1,36	0,0227	1971	49,146	0,01903	160,956	111,81
0,096	88906,58	0,93	0,0088	1971	19,185	0,01943	130,995	111,81
0,1102	77450,38	0,70	0,0045	1971	10,70	0,01980	122,506	111,81
0,141	60532,14	0,43	0,0014	1971	3,243	0,02058	115,053	111,81

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas de diamètre $\varnothing 160$. Donc on élimine ce diamètre.

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.10) :

Tableau (III.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-R3

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	P (K,w)	E (K,w,h)	F_{exp} (Da/K,W,h)
90	79,2	15,113	132390,360	618262,981
110	96,8	12,300	107746,636	503176,791
125	110,2	11,503	100764,734	470571,308

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (III.11) :

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2-R3

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
90	79,2	446,80	1971	0,088	78225,240
110	96,8	665,64	1971	0,088	116539,500
125	110,2	843,99	1971	0,088	147764,817

➤ **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-12) :

Tableau (III.12) : Calcul du bilan du tronçon SR2-R3

D (mm)	V (m/s)	F_{exp}(Da/K,W,h)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
90	1,36	618262,981	78225,240	696488,2207
110	0,93	503176,791	116539,500	619716,2908
125	0,70	470571,308	147764,817	618336,1245

D'après le tableau (III.12) on trouve que le diamètre le plus économique est **Ø 125 mm** avec une vitesse acceptable de 0,70 m/s.

III.7.1.4. Tronçon SR2-R4

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,011 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 1492 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du réservoir R4 : CTP (R4) = 337,22 m.
- La cote du radier de SR2: CR (SR2) = 208.61m ;
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CTP}(\text{R4}) - \text{CR}(\text{SR2}) = 337,22 - 208,61 = 128,61$.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve : $D_{\min} = 0,105 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,157$. Le PEHD (PN20) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 et 160 mm .

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (III.13) ci-après :

Tableau (III.13) : Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R4

$D_{int}(m)$	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g
0,0698	200755,57	2,88	0,1065	1492	174,830	0,01764	303,440	128,61
0,0854	164083,59	1,92	0,0392	1492	64,298	0,01778	192,908	128,61
0,097	144461,23	1,49	0,0209	1492	37,456	0,01795	166,066	128,61
0,1242	112823,98	0,91	0,0062	1492	11,173	0,01843	139,783	128,61

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas de diamètre Ø90. Donc on élimine ce diamètre.

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.14) :

Tableau (III.14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR2-R4

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	P (K,w)	E (K,w,h)	F_{exp} (Da/K,W,h)
110	0,0854	29,738	217089,465	618262,981
125	0,097	25,119	183369,765	503176,791
160	0,1242	21,549	157304,693	470571,308

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (III.15) :

Tableau (III.15) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR2-R4

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Prix (Da/ml)	L (m)	A	F_{am} (Da)
110	0,0854	1175,74	1492	0,088	155821,446
125	0,097	1490,27	1492	0,088	197506,274
160	0,1242	2423,58	1492	0,088	321198,343

➤ **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III-16) :

Tableau (III.16) : Calcul du bilan du tronçon SR2-R4

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (Da/K,W,h)	F_{am} (Da)	Bilan (Da)
110	1,92	618262,981	155821,446	774084,4271
125	1,49	503176,791	197506,274	700683,0649
160	0,91	470571,308	321198,343	791769,6514

D'après le tableau (III.16) on trouve que le diamètre le plus économique est $\varnothing 125$ mm avec une vitesse acceptable de 1,49 m/s.

III.7.2. Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)

III.7.2.1. Tronçon R1-SR1

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,036 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 2285 \text{ m}$;
- La cote du radier du réservoir R1 : $CR(R1) = 198,10 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du SR1 : $CTP(SR1) = 100 \text{ m}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = CR(R1) - CTP(SR1) = 198,10 - 100 = 98,1 \text{ m}$.

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\min} = 0,15 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,30 \text{ m}$. Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250 et 315mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (III.17) : Calcul de la Hmt du tronçon R1-SR1

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g (m)
0,16	0,141	325247,32	2,31	0,0300	2285	75,553	0,01563	173,653	98,1
0,20	0,1762	260271,69	1,48	0,0100	2285	25,169	0,01587	123,269	98,1
0,25	0,2204	208075,65	0,94	0,0033	2285	8,411	0,01623	106,511	98,1
0,315	0,2776	165201,27	0,60	0,0011	2285	2,737	0,01675	100,837	98,1

On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta H = 25,169 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 98,1 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,48 m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = H_g - \Delta h \quad \text{(III.20)}$$

$$J_v = 98,1 - 25,169 = 72,931 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} \quad \text{(III.21)}$$

$$\text{Donc } \xi = 72,931 * \frac{2 * 9,81}{(1,48)^2} \quad \xi = 653,26.$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne θ° :**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (5)).

Pour $\xi = 653,26$, l'angle d'ouverture de la vanne θ° sera de 68° .

III.7.2.2. Tronçon R4-R5

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,0039 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 2027 \text{ m}$;
- La cote du radier du réservoir R4 : CR (R4) = $332,22 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du R5 : CTP (R5) = $262,18 \text{ m}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = \text{CR}(R4) - \text{CTP}(R5) = 332,22 - 262,18 = 70,04 \text{ m}$;
- Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (3).

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\min} = 0,050 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,100 \text{ m}$. Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75 et 90 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (III.18) : Calcul de la Hmt du tronçon R4-R5

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g (m)
0,05	0,044	112912,57	2,57	0,1512	2027	337,091	0,01982	407,131	70,04
0,063	0,0554	89677,85	1,62	0,0484	2027	107,844	0,02006	177,884	70,04
0,075	0,066	75275,04	1,14	0,0205	2027	49,834	0,02039	119,874	70,04
0,090	0,0792	62729,20	0,79	0,0084	2027	20,481	0,02086	90,521	70,04

On optera pour un diamètre de **75 mm** avec une perte de charge $\Delta H = 49,834 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 70,04 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,14 m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = H_g - \Delta h$$

$$J_v = 70,04 - 49,834 = 20,21 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2}$$

$$\text{Donc } \xi = 20,21 * \frac{2 * 9,81}{(1,14)^2} \quad \xi = 305,11.$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne θ° :**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (5)).

Pour $\xi = 305,11$, l'angle d'ouverture de la vanne θ° sera de 63° .

III.7.2.3. Tronçon R2-SR2

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Le débit : $Q = 0,018 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 630 \text{ m}$;
- La cote du radier du réservoir R2 : $CR(R2) = 249,89 \text{ m}$;
- La cote du trop-plein du SR2 : $CTP(SR2) = 213,61 \text{ m}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = CR(R2) - CTP(SR2) = 249,89 - 213,61 = 36,28 \text{ m}$;
- Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (3).

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\min} = 0,11 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,214$. Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 et 200 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (III.19) : Calcul de la Hmt du tronçon R2-SR2

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Re	V (m/s)	j (m/m)	L (m)	ΔH (m)	λ	Hmt (m)	H_g (m)
0,110	0,0968	236879,51	2,45	0,0529	630	36,641	0,01677	72,921	36,28
0,125	0,1102	208075,65	1,89	0,0278	630	19,293	0,01688	55,573	36,28
0,160	0,1410	162623,66	1,15	0,0083	630	6,270	0,01725	42,550	36,28
0,200	0,1762	130135,85	0,74	0,0028	630	2,114	0,01772	38,394	36,28

On optera pour un diamètre de **160 mm** avec une perte de charge $\Delta H = 6,270 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 36,28$, avec une vitesse acceptable de **1,15 m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = H_g - \Delta h$$

$$J_v = 36,28 - 6,270 = 30,01 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2}$$

$$\text{Donc } \xi = 30,01 * \frac{2 * 9,81}{(1,15)^2} \quad \xi = 445,21$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne θ° :**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (5)).

Pour $\xi = 445,21$, l'angle d'ouverture de la vanne θ° sera de 66° .

III.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir ; l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, on optant pour le PEHD et la fonte ductile.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (III.20) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Tronçons	Type d'adduction	Matériaux	Paramètres		
			D (mm)	V (m/s)	L (m)
F-R1	Refoulement	Fonte ductile	200	1,46	3510
R1-SR1	Gravitaire	PEHD	200	1,48	2285
SR1-R2	Refoulement	PEHD	250	1,21	1828
R2-SR2	Gravitaire	PEHD	160	1,15	630
SR2-R3	Refoulement	PEHD	125	0,70	1971
SR2-R4	refoulement	PEHD	125	1,49	1492
R4-R5	gravitaire	PEHD	75	1,14	2027

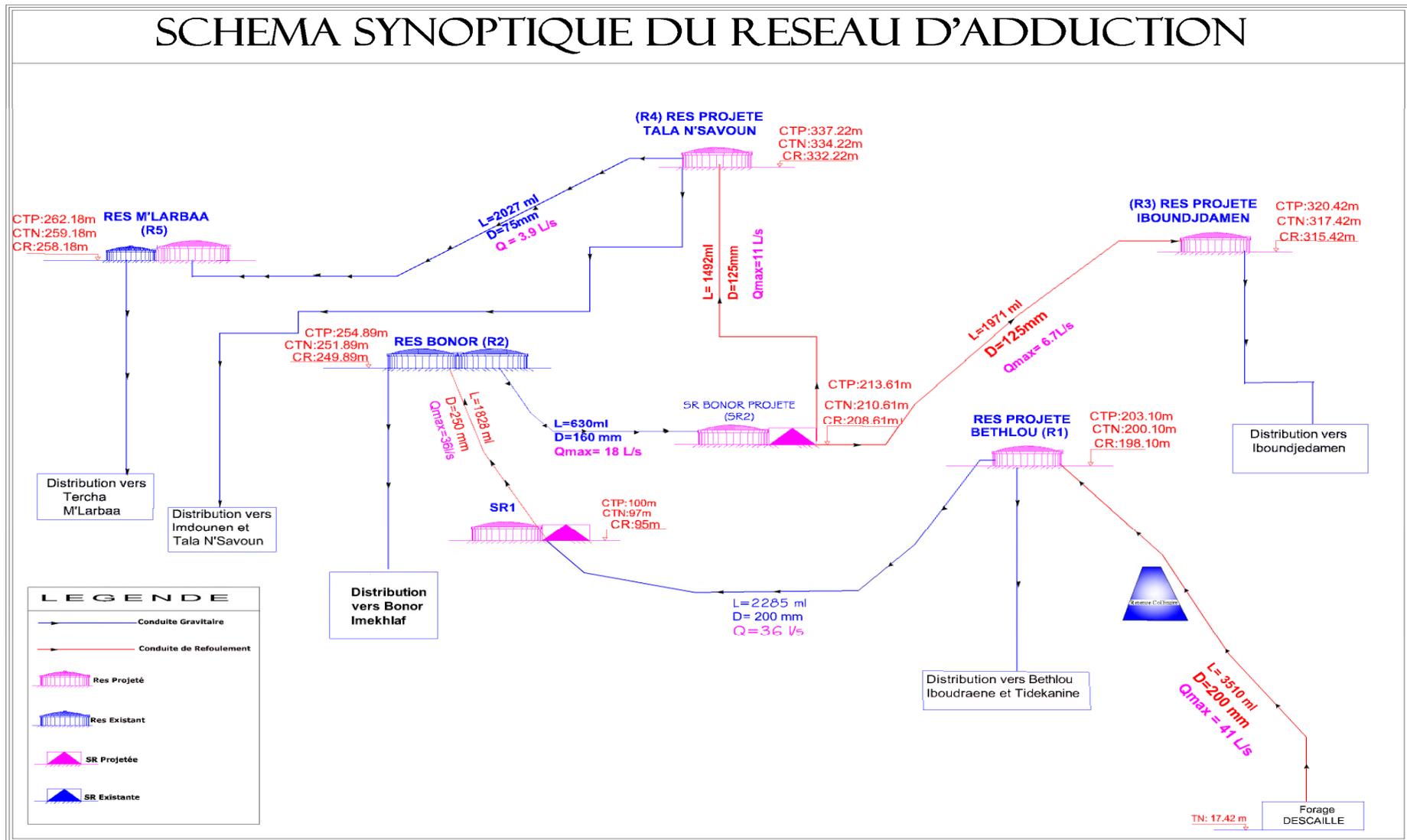
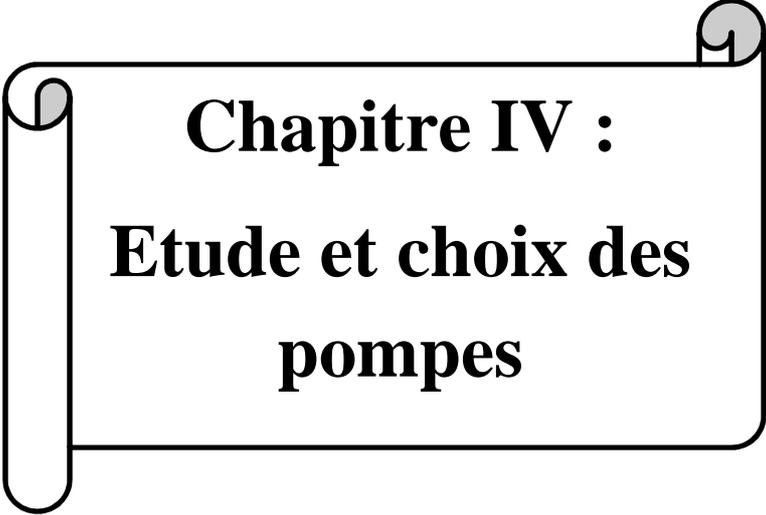


Figure (III.1) : Schéma général d'adduction



Chapitre IV :
Etude et choix des
pompes

IV.1. Introduction

On appelle une pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une région à plus haute pression.

Du point de vue physique, le fonctionnement d'une pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique, c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui traverse une certaine puissance.

La réserve d'énergie reçue par le liquide à l'intérieur de la pompe permet au courant de surmonter les pertes de charge et de s'élever jusqu'à une certaine hauteur.

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

IV.2. Le choix de type de la pompe

Le choix du type de la pompe à installer se base sur les critères suivant [7] :

- Le débit à refouler (Q) ;
- La hauteur manométrique totale (Hmt) ;
- Assurer le rendement maximum (η).
- Une vitesse de rotation importante.

Au niveau de forage, on choisira le groupe électropompe immergé pour les avantages suivants :

- Amorçage automatique.
- Rendement élevé.
- fiabilité.
- Entretien nul.

Pour les différentes stations de reprise existantes dans la zone d'étude, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal multicellulaires vu qu'elles s'utilisent pour les hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètre.

IV.3. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

IV.3.1. Hauteur manométrique (Hmt)

C'est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée comme suit :

$$\mathbf{Hmt = H_g + J_{asp} + J_{ref}} \quad \mathbf{(IV.1)}$$

Avec :

- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

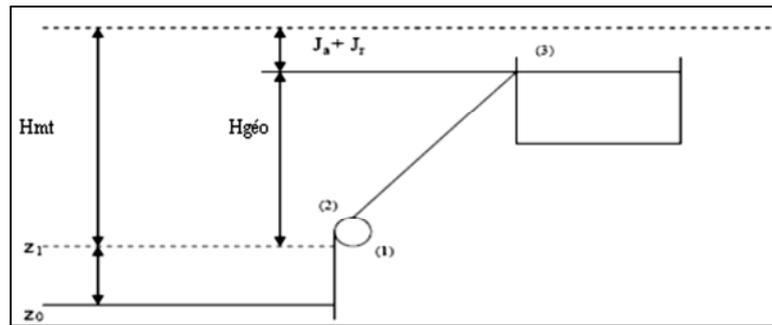


Figure (IV.1) : Profil piézométrique du refoulement

IV.3.2. Le débit (Q)

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

IV.3.3. La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tours effectués par la pompe par unité de temps ; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/min).

IV.3.4. Les puissances

a) La puissance absorbée par la pompe (Pa)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Son expression est déjà définie dans le chapitre précédent (voir formule (III.14)).

b) La puissance hydraulique ou la puissance utile (Pu)

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

$$P_u = g \cdot H_{mt} \cdot Q \quad (IV.2)$$

IV.3.5. Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (IV.3)$$

IV.4. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donné, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta = f(Q)$ »

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

IV.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a = f(Q)$ »

Cette courbe présente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

IV.5. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ », il est donné par la formule suivante :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- $R \cdot Q^2$: Perte de charge au point considéré (m) ;
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ($m^{-5} \cdot s^2$).

$$R = 1,1 \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite.
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.
- D : Diamètre de la conduite.
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2).

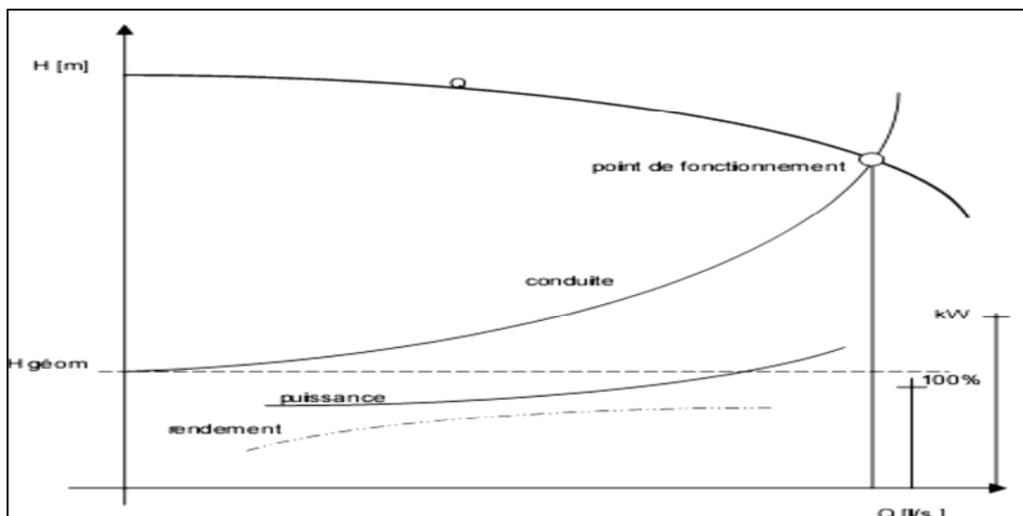


Figure (IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe

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

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

IV.5.1. Première variante : modification du temps de pompage

Consiste à chercher le nouveau temps de pompage à l'aide de la formule suivante :

$$Q * T' = 20 * Q_1 \quad (IV.6)$$

D'où :

$$T' = \frac{20 * Q_1}{Q} \quad (IV.7)$$

IV.5.2. Deuxième variante : régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 , la puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \quad (IV.8)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (IV.9)$$

D'où :

- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- h : Perte de charge engendré par vannage en (m).

IV.5.3. Troisième variante : Rognage de la roue

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

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (IV.10)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera

$$r = (1-m) * 100 (\%) \quad (IV.11)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad (KW) \quad (IV.12)$$

IV.5.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , en traçant une parabole d'équation $H = a \cdot Q^2$ passant par l'origine et par le point $P_1 (Q_1, H_1)$ et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$.

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/min)} \quad \text{(IV.13)}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad \text{(IV.14)}$$

IV.6. Etude de cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondante à sa température. Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges), elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la Hmt, du débit et du rendement.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement sans cavitation, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad \text{(IV.15)}$$

➤ pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v) \quad \text{(IV.16)}$$

➤ Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) - H_a - (J_a + T_v) \quad \text{(IV.17)}$$

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;

- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Dans notre étude on prend $T=20\text{ }^\circ\text{C}$.

Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T(°C)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T_v(m)	0,06	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,33

La figure (IV.3) ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.



Figure (IV.3) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

IV.7. Choix des pompes du projet

IV.7.1. La pompe du forage

- **Caractéristiques de la conduite :**
 - Le débit véhiculé : $Q=41\text{ l/s}$;
 - La hauteur géométrique : $H_g=197,7\text{ m}$;
 - La hauteur manométrique totale : $H_{mt}=211,167\text{ m}$.
- **Caractéristiques de la pompe**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée de type (E10S50/8C+M10150) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'annexe(06) .

D'où :

$$\begin{array}{lll}
 Q = 40,41/s ; & H = 211\text{m} ; & \eta = 78,8\% ; \\
 P_a = 107\text{ KW} ; & (NPSH)_r = 5,5\text{m} ; & N = 2900\text{ tr/min.}
 \end{array}$$

On Remarque que le point de fonctionnement (40,4 l/s ; 211m) coïncide avec le point désiré (41 l/s ; 211,167 m), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification (voir la figure (IV.4)) :

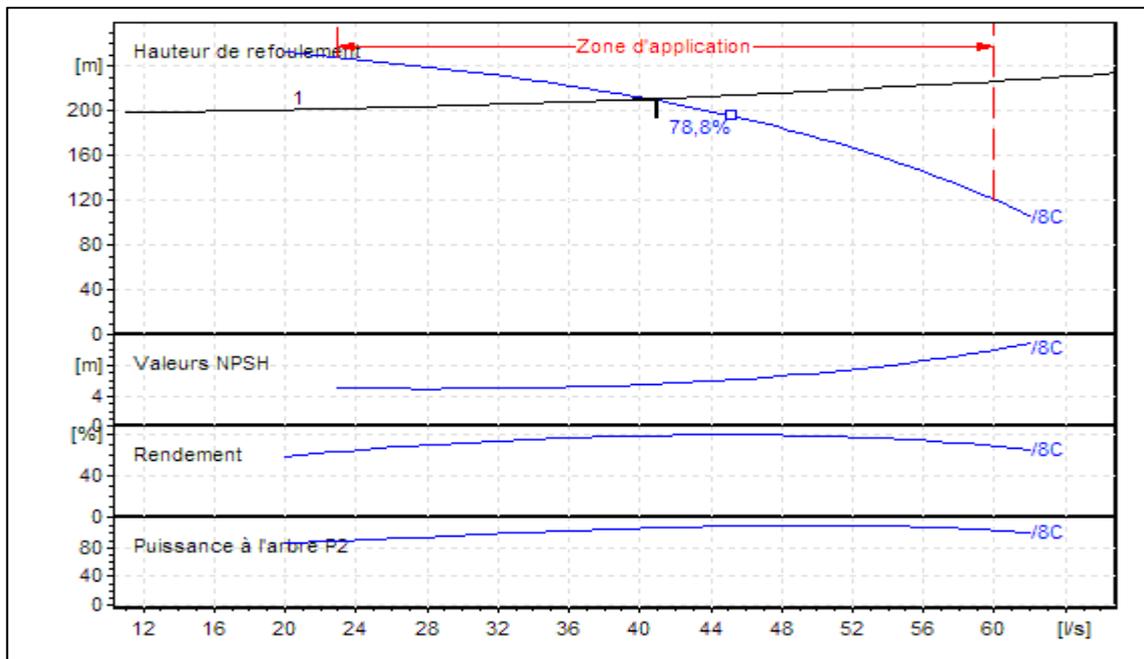


Figure (IV.4) : Les courbes caractéristiques de la pompe du forage

Par mesure de sécurité, les pompes immergées seront placées à 2m au-dessous du niveau dynamique des forages, donc ces pompes travaillent en charge et par conséquent il n'y a pas de cavitation.

IV.7.2. La pompe installée sur la station de reprise SR1

➤ **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit véhiculé : $Q = 36 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 159,89 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 172,385 \text{ m}$.

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM125/9 C) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe (07)) :

D'où :

$Q = 36 \text{ l/s}$;	$H = 172 \text{ m}$;	$\eta = 75 \%$;
$P_a = 80,1 \text{ KW}$;	$(NPSH)_r = 1,72$;	$N = 1437 \text{ tr/min}$.

On Remarque que le point de fonctionnement (36 l/s ; 172 m) coïncide avec le point désiré (36 l/s ; 172,385m), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification (voir la figure (IV.5)) ci-après :

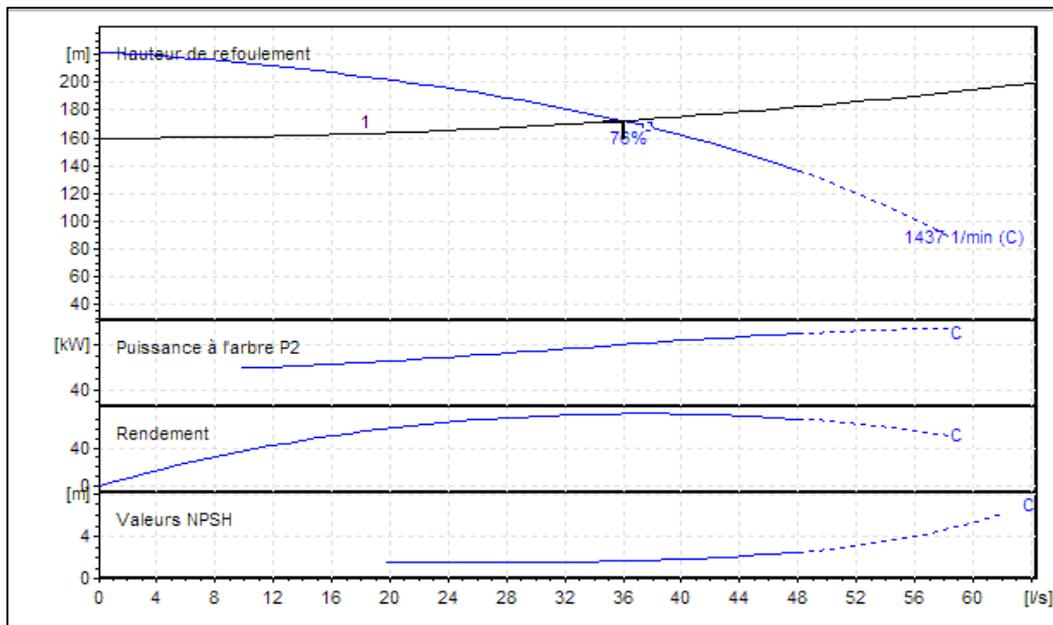


Figure (IV.5) : Les courbes caractéristique de la pompe de SR1

➤ **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 1,72 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g * \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$\text{D'où : } (NPSH)_d = 10,21 + 1 - (0 + 0,238) = \mathbf{10,972 \text{ m.}}$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r, \text{ donc la pompe ne cavite pas.}$$

IV.7.3. Les pompes installées sur la station de reprise (SR2)

La station de reprise (SR2) est composée de (02) pompes, la première refoule vers le réservoir (R3) d'Iboundjdamen, et la deuxième qui refoule vers le réservoir (R4) de Tala N' Savoun.

IV.7.3.1. La pompe (A)

➤ **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit véhiculé : $Q = 6,7 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 111,81 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 122,506 \text{ m}$.

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU40-2/4A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe (08)).

D'où :

$Q = 6,7 \text{ l/s}$; $H = 123 \text{ m}$; $\eta = 69,9 \%$;
 $P_a = 11,5 \text{ KW}$; $(NPSH)_r = 1,95$; $N = 2880 \text{ tr/min.}$

On Remarque que le point de fonctionnement (6,7 l/s ; 123m) coïncide avec le point désiré (6,7 l/s ; 122,506 m), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification (voir la figure (IV.6)) ci-après :

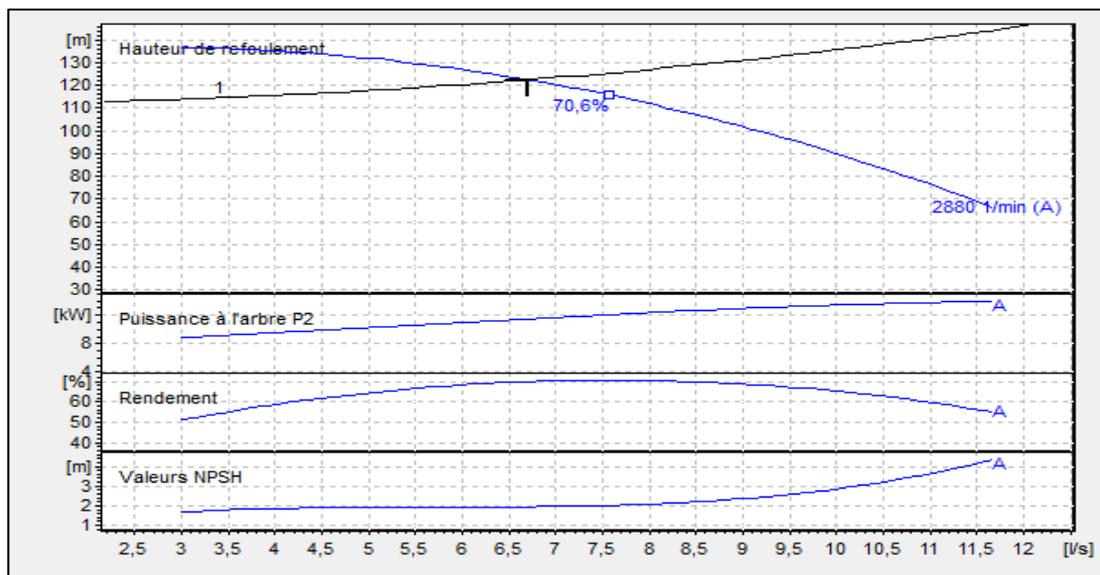


Figure (IV.6) : Courbes caractéristiques de la pompe (A) de la station de reprise SR2

➤ **Etude de la cavitation**

$(NPSH)_r = 1,95 \text{ m}$

$(NPSH)_d = (P_0/(g*\rho))+H_a-(J_a+T_v)$, on fixe $H_a= 1 \text{ m}$ et $J_a=0 \text{ m}$ (négligeable).

D'où : $(NPSH)_d = 10,07+1-(0+0,238) = 10,83 \text{ m.}$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.7.3.2. La pompe (B)

➤ **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit véhiculé : $Q = 11 \text{ l/s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 128,61 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 166,066 \text{ m}$.

➤ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 100/9 A), dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(09)).

D'où :

$Q = 12,6 \text{ l/s}$; $H = 178 \text{ m}$; $\eta = 70,6 \%$;
 $P_a = 37 \text{ KW}$; $(NPSH)_r = 1,89$ $N = 1450 \text{ tr/min}$.

On Remarque que le point de fonctionnement ($12,6 \text{ l/s}$; 178 m) ne coïncide pas avec le point désiré (11 l/s ; $166,066 \text{ m}$), par conséquent, cette pompe nécessite certaines modification (voir la figure (IV.7)) ci-après :

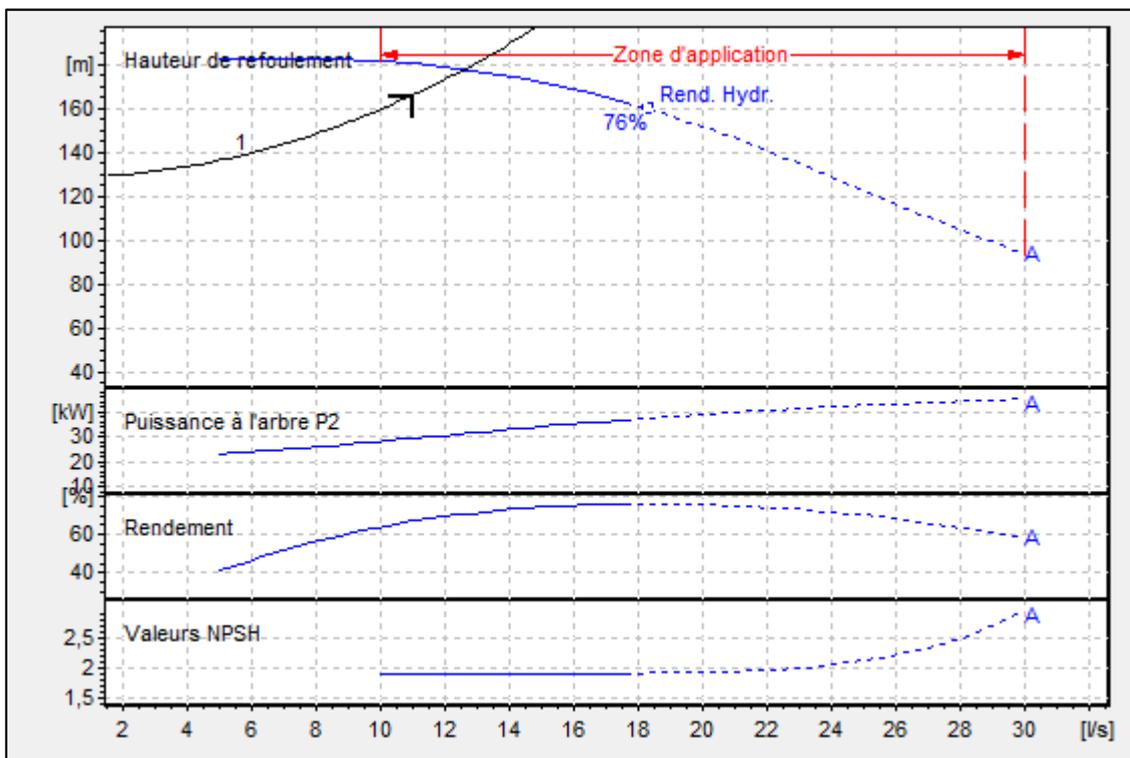


Figure (IV.7) : Courbes caractéristiques de la pompe (B) de la station de reprise SR2

➤ **Etude des variantes**

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompage, le vannage et la variation de la vitesse.

❖ Modification du temps de pompage :

$$Q * T' = 20 * Q_1 \longrightarrow T' = \frac{20 * Q_1}{Q} = \frac{20 * 11}{12.6}; \quad \mathbf{T' = 17,46 \text{ h}}$$

$$P_a = \frac{g * H * Q}{\eta} = \frac{9,81 * 178 * 0.0126}{0.706}; \quad \mathbf{P_a = 31,16 \text{ KW}}$$

- Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_a * t * 365 * e$$

$$F_{\text{exp}} = 31,16 * 20 * 365 * 4,67; \quad \mathbf{F_{\text{exp}} = 1062275,56 \text{ DA}}$$

❖ Le vannage :

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

$$h = H' - H_1 = 180 - 166; \quad \mathbf{h = 14 \text{ m}}$$

$$P_a = \frac{g * H' * Q_1}{\eta} = \frac{9,81 * 180 * 0.011}{0.706}; \quad \mathbf{P_a = 27,51 \text{ KW}}$$

- Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_a * t * 365 * e$$

$$F_{\text{exp}} = 27,51 * 20 * 365 * 4,67; \quad \mathbf{F_{\text{exp}} = 937843,41 \text{ DA}}$$

❖ Variation de la vitesse de rotation :

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

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3}$$

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 1.37 * Q^2$$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe est : $H_p = -0.04 Q^2 + 184$

On pose $H_p = H$, on trouve $Q = 11,42 \text{ l/s}$.

Les résultats de calcul sont illustrés sur la figure (IV.8) :

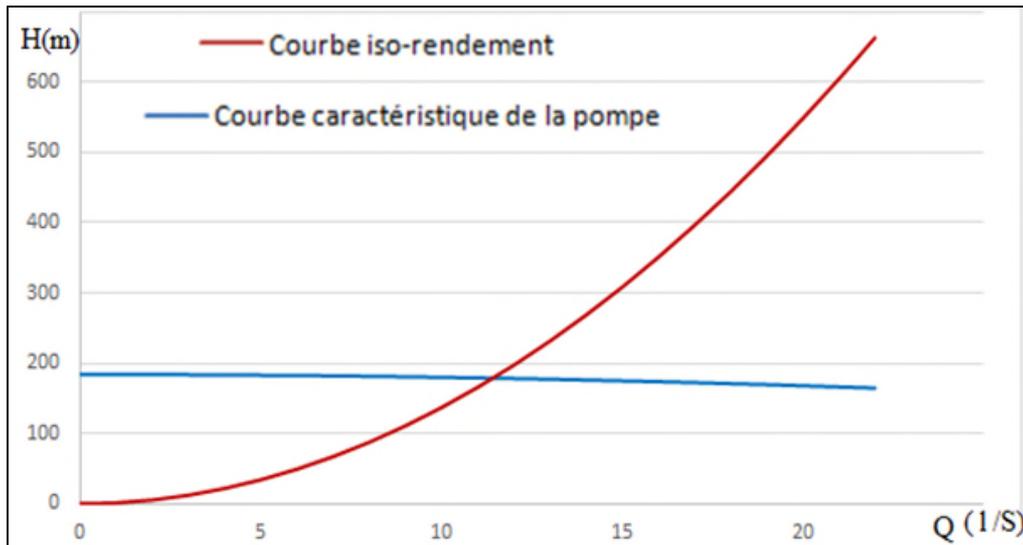


Figure (IV.8) : La recherche graphique du point homologue de la pompe (B) de la station de reprise (SR2)

D'après la figure (IV.8), nous aurons :

$$N' = 1450 * \frac{Q_1}{Q_3} = 1396,67 \text{ (tr/min)}$$

✓ La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times Q_1 \times H_1) / \eta = 9,81 \times 0,011 \times 166,07 / 0,706 ; \quad \mathbf{P_a = 25,38 \text{ KW.}}$$

- Calcul des frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = P_a * t * 365 * e$$

$$F_{\text{exp}} = 25,38 * 20 * 365 * 4,67 ; \quad \mathbf{F_{\text{exp}} = 865229,58 \text{ DA.}}$$

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente la variante la plus économique.

➤ Etude de la cavitation

$$(NPSH)_r = 1,89 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g * \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$\text{D'où : } (NPSH)_d = 10,07 + 1 - (0 + 0,238) = \mathbf{10,83 \text{ m.}}$$

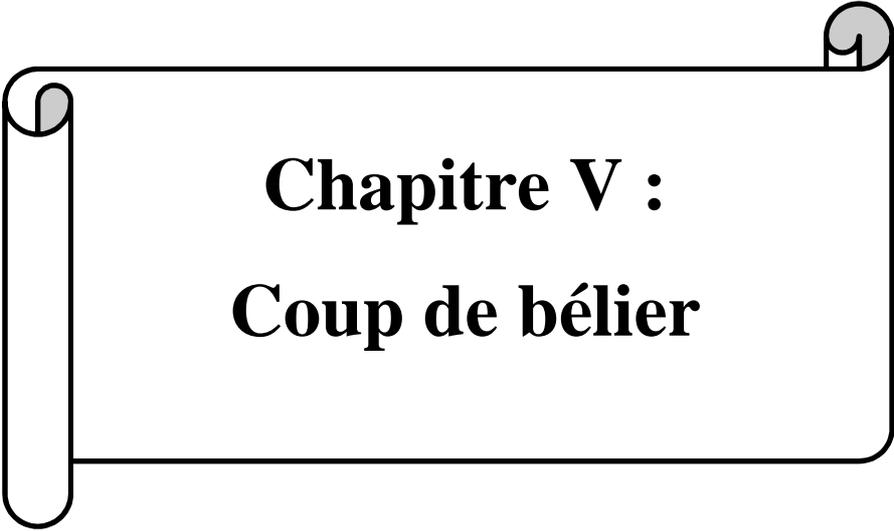
$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.8. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a effectué le choix des pompes nécessaires au relèvement des débits de notre projet présent, tout en ayant une meilleure économie ainsi qu'un meilleur rendement.

Le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR nous a aidé pour le choix des pompes, nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour les différentes stations de reprise et pour la pompe du forage on a utilisé des électropompes immergées.

Pour résoudre le problème de point de fonctionnement nous avons choisi la variante la plus économique pour le cas de la pompe (B) de la station de reprise SR2. Et pour protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs, il est nécessaire de faire une étude sur le Coup de Bélier, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.



Chapitre V :
Coup de bélier

V.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, fermeture ou ouverture brusque d'une vanne. Il provoque une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il est à l'origine de variation importante de la pression qui peut être supérieur à la pression nominale de la conduite, soit inférieur à la pression atmosphérique. C'est un désordre qu'on ne peut pas supprimer mais qu'il faut contrôler. Afin de réduire l'effet de ce phénomène, on utilise des dispositifs spéciaux suivi par un dimensionnement correct.

V.2. Causes fréquentes du coup de bélier

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont [10] :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

Cette liste est loin d'être exhaustive, et beaucoup d'autres situations complexes engendrent ce phénomène [10].

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de conduites, peut atteindre, des valeurs très élevées, pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau.

V.3. Analyse physique du coup de bélier dans les pompes [11]

a. Première phase du coup de bélier

Au temps initial $t=0$ (moment d'arrêt du courant), la colonne d'eau va poursuivre son ascension mais elle n'est plus alimentée. Il en résultera une dépression qui se propagera avec une célérité (a). Au bout du temps $t = \frac{L}{a}$, l'eau est alors immobile et la conduite sera en dépression.

b. Deuxième phase du coup de bélier

L'eau revient ensuite vers la pompe, et à $t=2L/a$, toute l'eau sera redescendue et arrêter par le clapet anti-retour de la pompe, qui entre temps se referme.

c. Troisième phase du coup de bélier

L'eau va se trouver comprimée, de proche en proche, dans le sens « pompe réservoir » entraînant une dilatation de la conduite.

A: $t = \frac{3*L}{a}$, toute l'eau sera comprimée et immobile.

d. Quatrième phase du coup de bélier

La conduite va tendre à revenir à son diamètre initiale, de proche en proche, à partir de la pompe, d'où la propulsion de l'eau vers le réservoir.

A : $t = \frac{4*L}{a}$, la conduite revient à son état initial.

Ce phénomène sera amorti par les pertes de charge dues aux frottements.

V.4. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coups de bélier qui se traduisent par :

- déboîtement des conduites ;
- détérioration des joints ;
- érosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Dé détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et à l'écrasement qui est dû à la
- dépression.

V.4.1. Cas de la surpression

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

V.4.2. Cas de dépression

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

V.4.3. Fatigue de la canalisation

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

V.5. Les dispositifs de protection

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants [9] :

V.5.1. Volant d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Mais ce système est peut ou non utilisable, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement.
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique.
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'excède pas quelques centaines de mètres.

V.5.2. Les ventouses

Le rôle principal des ventouses est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

V.5.3. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

V.5.4. Réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. L'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

La figure (V.1) représente les différentes étapes où la pression varie dans le réservoir :

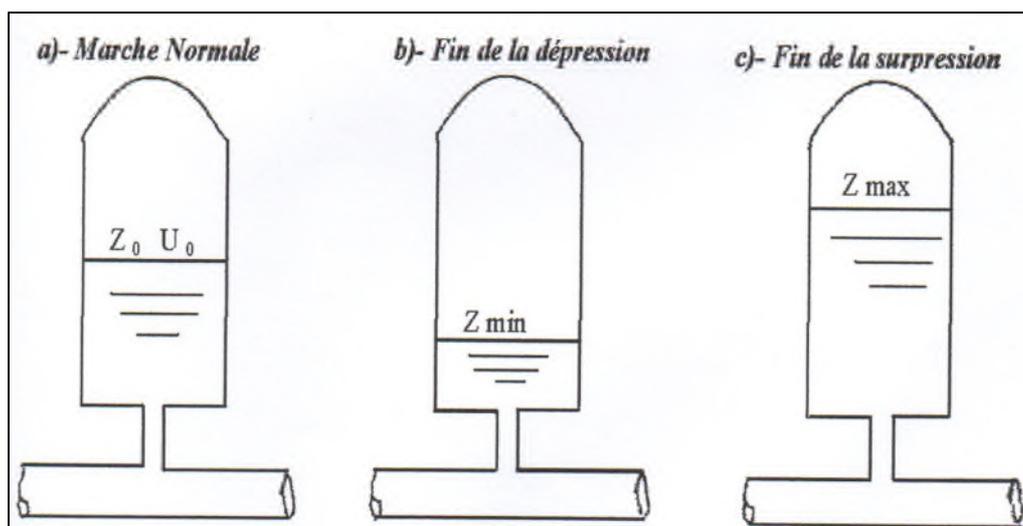


Figure (V.1) : Réservoir d'air

V.5.5. Cheminée d'équilibre

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

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

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

La figure (V.2) représente une cheminée d'équilibre :

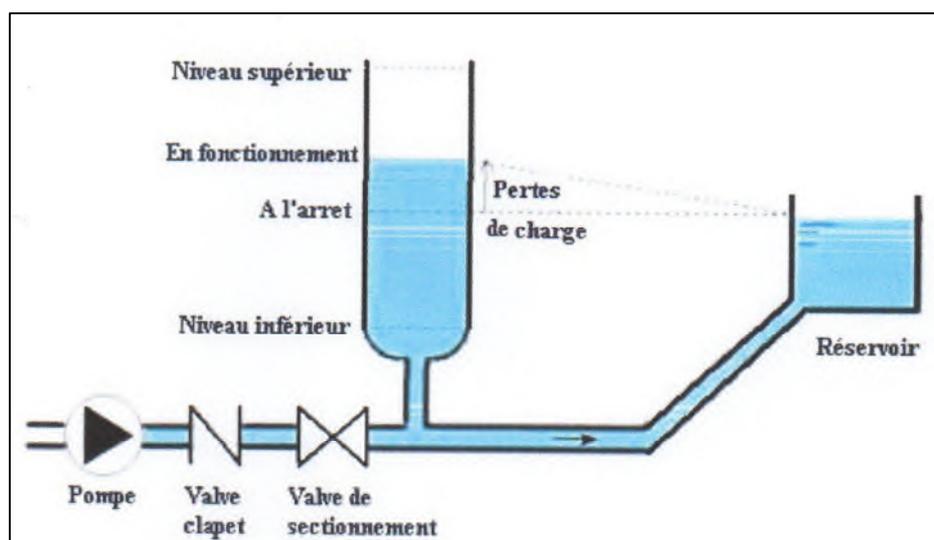


Figure (V.2) : Cheminée d'équilibre

V.6. Etude du coup de bélier

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

V.6.1. La valeur numérique du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

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

Avec :

- K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

$K = 83$ pour le PEHD ;

$K = 0,6$ pour la fonte ductile.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisé par un temps T_f , tel que : $T_f < \frac{2 \cdot L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sr} = H_0 + B \quad (\text{V.3})$$

- La valeur minimale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.4})$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

➤ 2^{ème} Cas : Fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f , tel que : $T_f > \frac{2*L}{a}$

La valeur numérique maximale du coup de bélier est calculée comme suit :

$$B = \frac{2*L*V_0}{g*T_f} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- L : La longueur de la conduite (m) ;
- T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considéra le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

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

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et vérifier si ces valeurs n'influencent pas sur le réseau.

➤ Caractéristiques des conduites

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont mentionnées dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau (V.1) : Caractéristiques des conduites de refoulement

Tronçons	D _{ext} (mm)	L (m)	e (mm)	V (m/s)
F-R1	200	3510	5,4	1,46
SR1-R2	250	1828	27,9	1,21
SR2-R3	125	1971	7,4	0,70
SR2-R4	125	1492	14,0	1,49

Les valeurs numériques du coup de béliet dans tous les tronçons de refoulement sont données dans le tableau (V.2) ci-après :

Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de béliet

Tronçons	a (m/s)	T _f (s)	B (m)	H _g (m)	H ₀ (m)	H _{sr} (m)	H _d (m)	PNS (bar)	Matériaux
F-R1	1189,05	5,90	176,96	197,7	207,7	384,66	30,74	40	Fonte
SR1-R2	395,67	9,24	48,80	159,89	169,89	218,69	121,09	20	PEHD
SR2-R3	276,24	14,27	19,71	111,81	121,81	141,52	102,1	10	PEHD
SR2-R4	396,52	7,53	60,23	128,61	138,61	198,84	70,38	20	PEHD

V.7.1. Constatation des résultats

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne de refoulement, les dépressions sont toutes positives, par contre il existe dans les tronçons SR1-R2 et SR2-R3 une surpression supérieure à la pression nominale de la conduite.

Pour cela, on optera pour un réservoir d'air pour les avantages qu'il représente en termes d'économie et d'efficacité.

V.7.2. Méthode de calcul du réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et la dépression maximale dans la conduite.

V.7.2.1. Principe de calcul du réservoir d'air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

- 1) Les temps se suivent selon les valeurs de

$$T_f = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (\text{V.7})$$

- 2) Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- ΔU : Variation du volume d'air (m³) ;
- S : Section de la conduite (m²) ;
- θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;

- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3) Le volume d'air comprimé

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{V.9})$$

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide ;

- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

4) La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1.4} = Z * U^{1.4} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue ;
- U_0 : Volume d'air initial ;
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

5) La vitesse dans la tubulure

❖ Cas de la montée de l'eau :

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- V_1 : Vitesse dans la tuyère ;
- V_f : Vitesse finale choisie ;
- D : Diamètre de la conduite.
- d' : Diamètre de la veine contractée.

$$d' = 0,92 d \quad (\text{V.12})$$

❖ Cas de la descente de l'eau :

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{v_2}{v_f} = 2 * \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère ;
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6) Calcul des pertes de charge

Cas de la montée de l'eau :

$$\Delta h_1 = C * \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{V.14})$$

$$C = f(m')$$

Avec :

$$m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} \quad (\text{V.15})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (10)).

❖ **Cas de la descente de l'eau**

$$\Delta h_2 = C' * \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{V.16})$$

$$C' = f(m'')$$

Avec :

$$m'' = \frac{1 * d^2}{2 * \phi^2} \quad (\text{V.17})$$

La valeur de « C' » est lue sur l'abaque (Annexe (10)).

La perte de charge δ est donnée par la formule de COLEBROOCK :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda * L * V_f^2}{D * 2 * g} \quad (\text{V.18})$$

La pression dans la conduite sans perte de charge :

- Cas de descente : $Z - \Delta h_1 - \delta$ (V.19)

- Cas de montée : $Z' + \Delta h_1 + \delta$ (V.20)

V.7.3. Application du calcul

V.7.3.1. Tronçon SR1-R2

On dispose d'une tuyère de diamètre $d=50$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 100$ mm.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

$$\diamond \text{ Montée de l'eau : } K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{(0,92*d)^2} = \frac{(0,1942)^2}{(0,92*0,05)^2} = 17,82$$

Donc, $K=18$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0,92*d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92*0,05)^2}{(0,100)^2} = 0,21 ; \quad \mathbf{m'=0,21}$$

A partir de l'annexe (10), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge « C » dans la tuyère. Ce qui nous donne $\mathbf{C=0,62}$.

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C * \frac{V_1^2}{2*g} ; \quad \Delta h_1 = 0,62 * \frac{V_1^2}{2*g}$$

$$\diamond \text{ Descente de l'eau : } K' = \frac{V_2}{V_f} = 2 * \frac{D^2}{d^2} = 2 * \frac{(0,1942)^2}{0,05^2} = 30,17, \text{ ce qui donne}$$

$$V_2 = K' * V_f = 30,17 * V_f$$

$$\text{Par ailleurs, } m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{(0,05)^2}{(0,1)^2} = 0,13 ; \quad \mathbf{m'' = 0,13.}$$

A partir de l'annexe (10), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $\mathbf{C'=0,74}$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V_2^2}{2*g} ; \quad \Delta h_2 = 0,74 * \frac{V_2^2}{2*g}$$

$$\diamond \text{ Variation du volume d'air : } \Delta U = S * V_m * \theta$$

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2*1828}{395,67} = 9,24 \text{ s ; } \quad \Delta U = 0,27 * V_m$$

$$\diamond \text{ Résultats de calcul du réservoir d'air :}$$

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1-R2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.3) ci-après. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.3).

Tableau (V.3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-R2

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,1942 m	Vitesse	1,2160023 m/s	Volume U ₁	0,4 m ³
Débit	0,036 m ³ /s	Section	0,0296052 m ²	K PDC ent	34,33 Vf ²
H géomet	159,89 m	Célérité a	395,67486 m/s	K PDC sort	10,03 Vf ²
Long. Con	1828 m	B	49,046028 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	218,93603 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0,0279 m	Hmin	110,84397 m	pres. air Z	
C Haz Will	142	periode θ	9,2399098 s	Ho	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	169,89 m	Résultats des pressions	
U _{max}	0,5650952 m ³	PDC δ	12,500275 m	Surpressio	
U _{min}	0,3741612 m ³	a/g	40,333829 s	Dépressio	
				27,084087 m	
				49,403714 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 : Δh2	Z-Δh : Z+Δh	δ	Z → Δh → +	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,4	182,39027	0	182,39027	12,500275	169,89	1,2160023	0	0	
9,2399098	0,1650952	0,5650952	120,48354	0,0027456	120,48629	0,0013988	120,48768	-0,008833	0,6035297	-0,008943	0,0001095
18,47982	-0,113262	0,4518328	157,57975	23,035771	180,61553	8,0141199	186,62965	-0,818642	-0,414047	-0,819152	0,0005102
27,719729	-0,077672	0,3741612	197,60736	0,6332743	196,97409	0,6740475	196,30004	0,251172	-0,28394	0,2512728	-0,000101
36,959639	0,0893831	0,4635443	152,81436	1,6227671	151,19159	1,6110671	149,58053	0,4024239	0,3267529	0,4022329	0,0001909
46,199549	0,0023797	0,465924	151,87826	5,0841904	156,96245	1,4843917	158,44684	-0,384822	0,0086392	-0,384835	1,267E-05
55,439459	-0,076579	0,3893452	188,39608	1,0520189	189,4481	0,3451286	189,79323	-0,175071	-0,279945	-0,175055	-1,56E-05
64,679369	0,0258555	0,4152008	174,407	1,3296109	173,07739	1,3396315	171,73775	0,3642032	0,0945187	0,3640926	0,0001106
73,919279	0,0481949	0,4633957	152,87318	0,0047199	152,8779	0,0023102	152,88021	-0,011711	0,1761836	-0,011725	1,491E-05
83,159188	-0,042227	0,4211689	171,4455	3,0283516	174,47385	0,9187221	175,39257	-0,29701	-0,154366	-0,297007	-3,35E-06
92,399098	-0,021339	0,3998296	182,48357	0,1993737	182,2842	0,231158	182,05304	0,1403749	-0,078009	0,1409884	-1,36E-05
101,63901	0,0452401	0,4450697	160,45751	0,3612267	160,09629	0,4007934	159,69549	0,1897808	0,1653818	0,1897752	5,577E-06
110,87892	-0,00311	0,4419596	161,81342	1,5504128	163,36383	0,494244	163,85807	-0,212523	-0,011369	-0,212514	-8,92E-06
120,11883	-0,039601	0,4023587	181,10801	0,2036523	181,31166	0,075443	181,3871	-0,077024	-0,144767	-0,077021	-3,24E-06
129,35874	0,0191965	0,4215552	171,25702	0,4739233	170,7831	0,5153735	170,26772	0,2173895	0,0701758	0,217372	1,748E-05

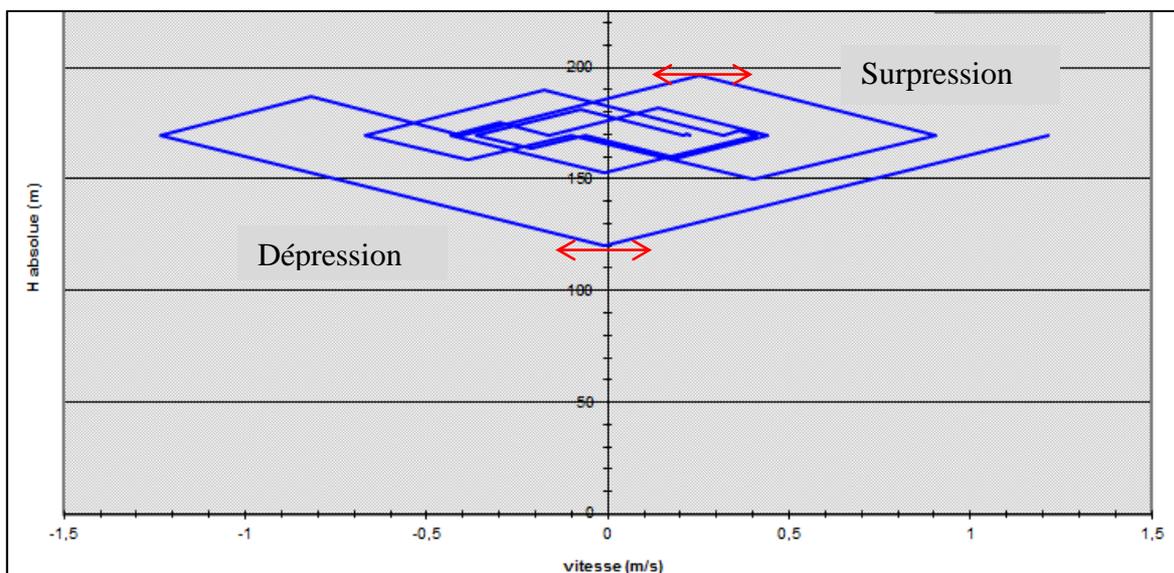


Figure (V.3) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-R2

❖ **Interprétation des résultats :** On remarque que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **49,40 m**. le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,57 m³**.

- La surpression est de **27,08**, le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,37 m³**.

Par ailleurs, la figure (V.4) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

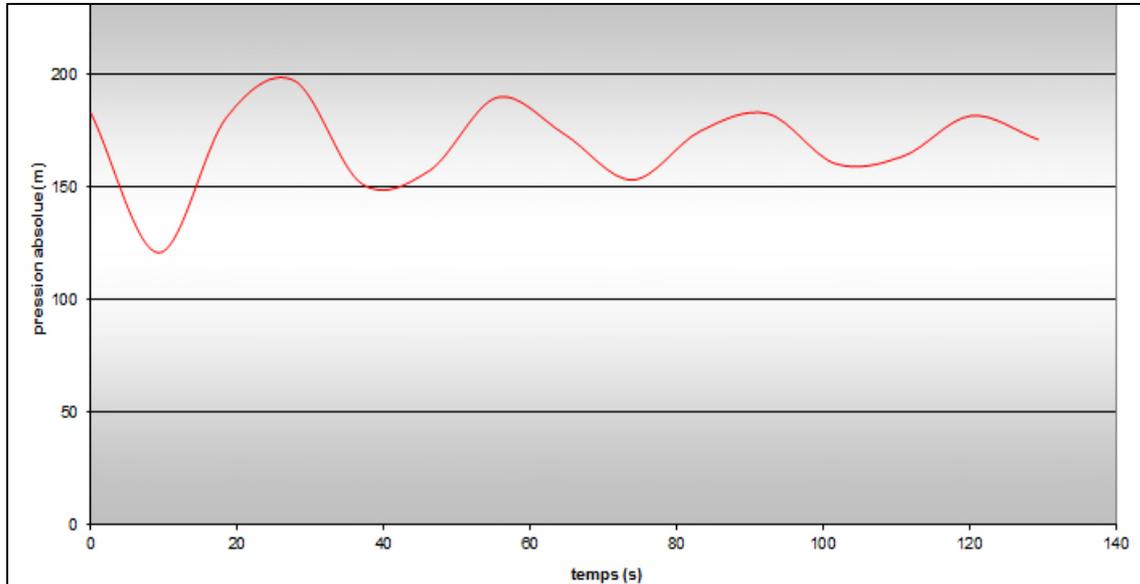


Figure (V.4) : Variation de la pression absolue pour le tronçon (SR1-R2)

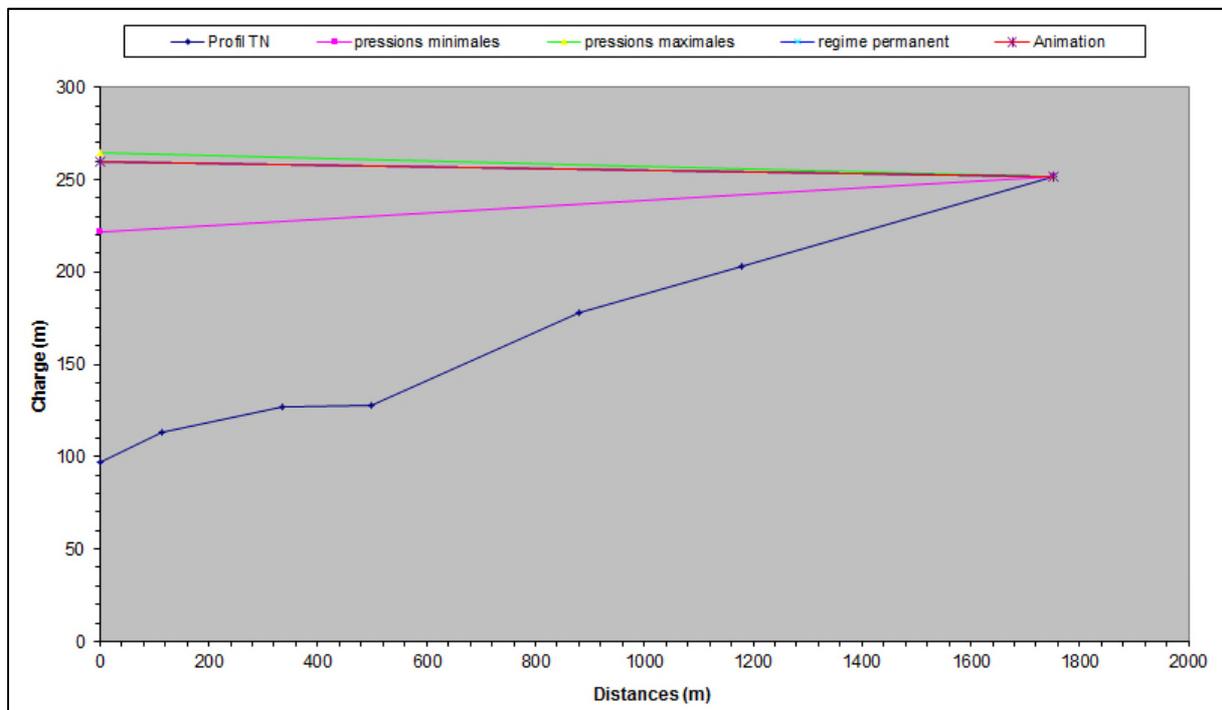


Figure (V.5) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon (SR1-R2)

❖ **Dimensionnement du réservoir d'air :**

A partir du tableau (V.3), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,57 m³**. par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti-bélier pour le tronçon SR1-R2, tel que : $V_t = 1,2 * U_{max} = 1,2 * 0,57 = \mathbf{0,684 \text{ m}^3}$.

On optera alors pour un réservoir de **0,7 m³ (700 l)**.

V.7.3.2. Tronçon SR2-R3

On dispose d'une tuyère de diamètre **d=30 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = \mathbf{63 \text{ mm}}$. D'où on aura :

A. Cas de la montée de l'eau:

- Le rapport de vitesse : $K = 15,94$
- La vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_1 = 15,94 V_f$
- Le rapport : $m' = 0,19$
- D'après la planche (annexe 10) : $C = 0,66$
- La perte de charge à la montée : $\Delta h_1 = 8,55 V_f^2$.

B. Cas de la descente de l'eau :

- Le rapport de vitesse : $K' = 26,99$
- La vitesse de l'eau dans la tuyère : $V_2 = 26,99 V_f$
- Le rapport : $m'' = 0,11$
- D'après la planche (annexe 10) : $C' = 0,79$
- La perte de charge à la descente : $\Delta h_2 = 29,33 V_f^2$.

❖ **Variation du volume d'air :** $\Delta U = S * V_m * \theta$

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 * 1971}{276.24} = \mathbf{14,27 \text{ s}} \quad ; \quad \Delta U = 0,14 * V_m$$

❖ **Résultats de calcul du réservoir d'air :**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-R3 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.4) ci-après. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.6).

Tableau (V.4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2-R3

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,1102 m	Vitesse	0,70281651 m/s	Volume U	0,2 m ³
Débit	0,0067 m ³ /s	Section	0,00953307 m ²	K PDC entr	29,33 Vf ²
H géomet	111,81 m	Célérité a	276,246881 m/s	K PDC sort	8,55 Vf ²
Long. Cond.	1971 m	B	19,7911182 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	131,601118 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0074 m	Hmin	92,0188818 m	pres. air Z	
C Haz Will	133	periode θ	14,2698444 s	H ₀	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	121,81 m	Résultats des pressions	
Umax	0,24826343 m ³	PDC δ	10,6724084 m	Surpression	
Umin	0,2 m ³	a/g	28,1597229 s	Dépression	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,2	132,482408	0	132,482408	10,6724084	121,81	0,70281651	0	0	
14,2698444	0,04826343	0,24826343	102,211299	0,00039012	102,210909	0,00196048	102,208948	0,00674958	0,3547857	0,00675488	-5,3019E-06
28,5396887	-0,02930752	0,21895591	118,840973	5,61742326	124,458396	4,43865672	128,897052	-0,43764397	-0,21544031	-0,4376355	-8,4747E-06
42,8095331	-0,0189059	0,20005001	132,442667	0,21800525	132,224662	0,68601073	131,538651	0,15951046	-0,13897777	0,15967996	-0,0001695
57,0793774	0,02504198	0,22509199	114,964077	0,37164684	114,59243	1,12421997	113,46821	0,20876026	0,18408424	0,20848853	0,00027173
71,3492218	-0,00076095	0,22433104	115,432197	1,41539466	116,847592	1,23849077	118,086083	-0,21971368	-0,00559377	-0,21967607	-3,7608E-05
85,6190661	-0,02015635	0,20417469	129,238501	0,17238126	129,410882	0,17626657	129,587149	-0,07577647	-0,14816981	-0,07666356	0,00088709
99,8889105	0,00835582	0,21253051	123,165382	0,34033048	122,825052	1,03621696	121,788835	0,1996518	0,06142384	0,19951124	0,00014056
114,158755	0,01179453	0,22432505	115,435899	0,01999126	115,45589	0,02397497	115,479865	-0,02589374	0,08670191	-0,02610743	0,00021369
128,428599	-0,01202783	0,21229721	123,327821	0,66633203	123,994153	0,61647822	124,610632	-0,15123243	-0,08841691	-0,1507264	-0,00050604
142,698444	-0,00399035	0,20830686	126,168203	0,07246173	126,095741	0,24738374	125,848357	0,09163177	-0,02933316	0,09206007	-0,00042829
156,968288	0,01211107	0,22041793	117,895683	0,06323209	117,832451	0,21806133	117,61439	0,08604745	0,08902877	0,08599748	4,9978E-05
171,238132	-0,00228964	0,21812829	119,382267	0,41996165	119,802229	0,40204279	120,204272	-0,11996801	-0,01683123	-0,11965994	-0,00030806
185,507977	-0,00972923	0,20839905	126,101229	0,01603214	126,117261	0,0195435	126,136805	-0,02333792	-0,07151984	-0,02337974	4,1825E-05
199,777821	0,00611189	0,21451095	121,802122	0,10963362	121,692489	0,36299315	121,329496	0,11325079	0,04492869	0,11323712	1,3668E-05

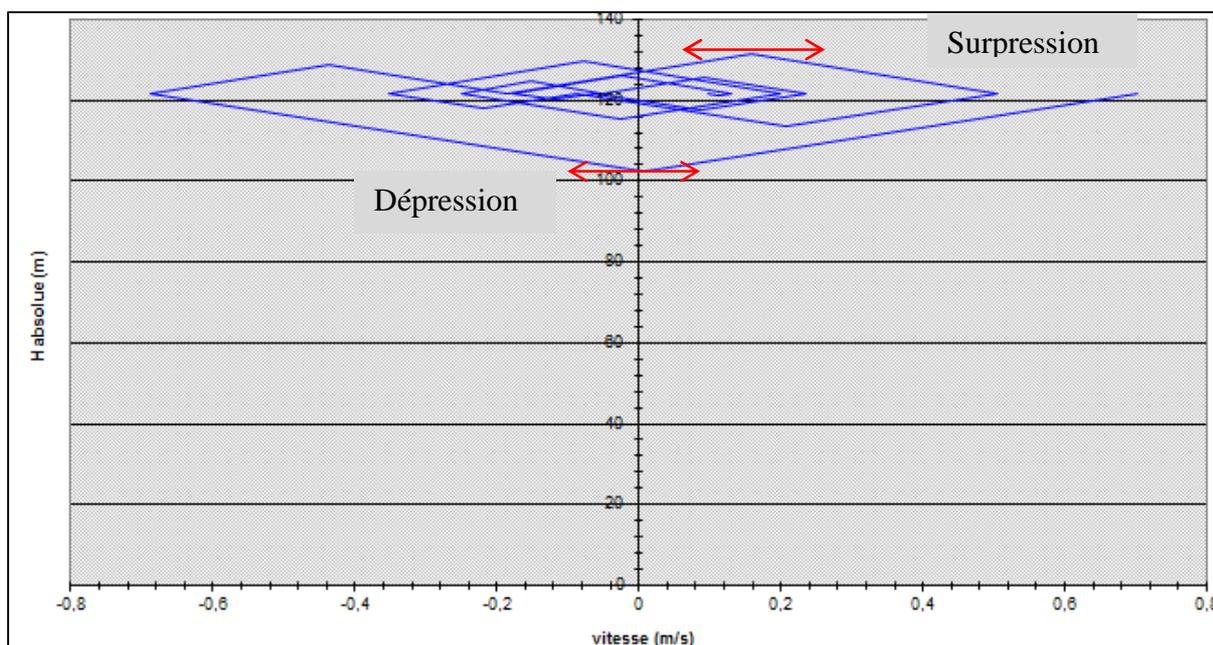


Figure (V.6) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR2-R3

❖ **Interprétation des résultats :** On remarque que :

- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **19,59m**. le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,25 m³**.

- La surpression est de **10,41**, le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,2 m³**.

Par ailleurs, la figure (V.7) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

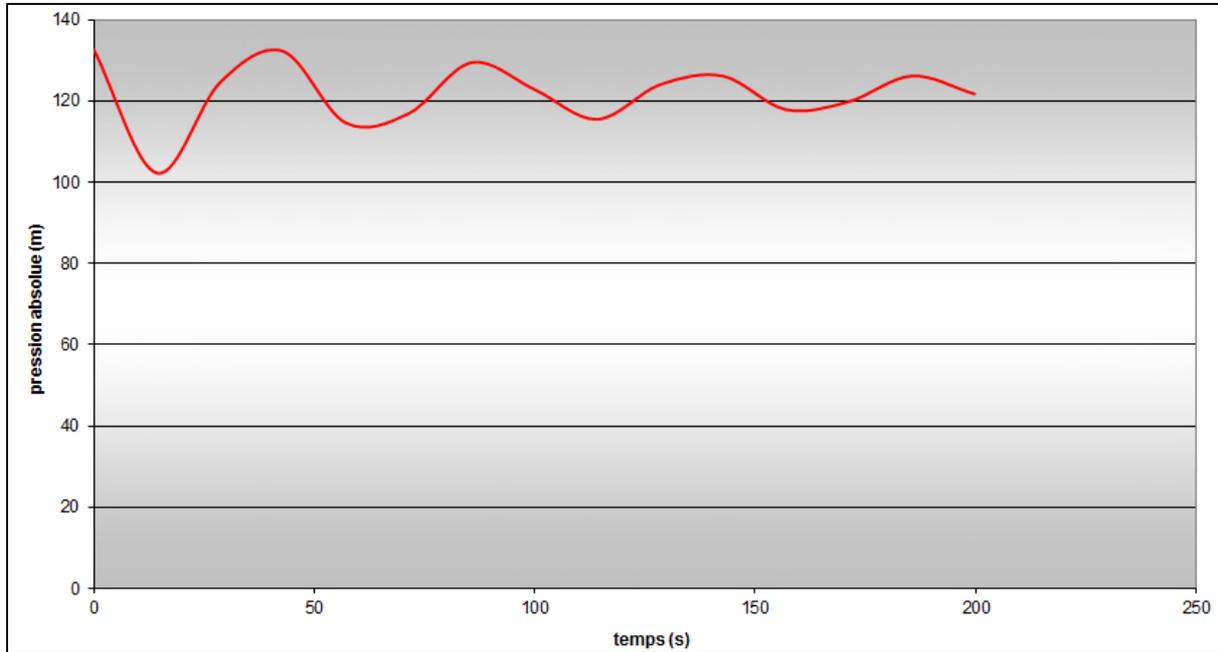


Figure (V.7) : Variation de la pression absolue pour le tronçon SR2-R3

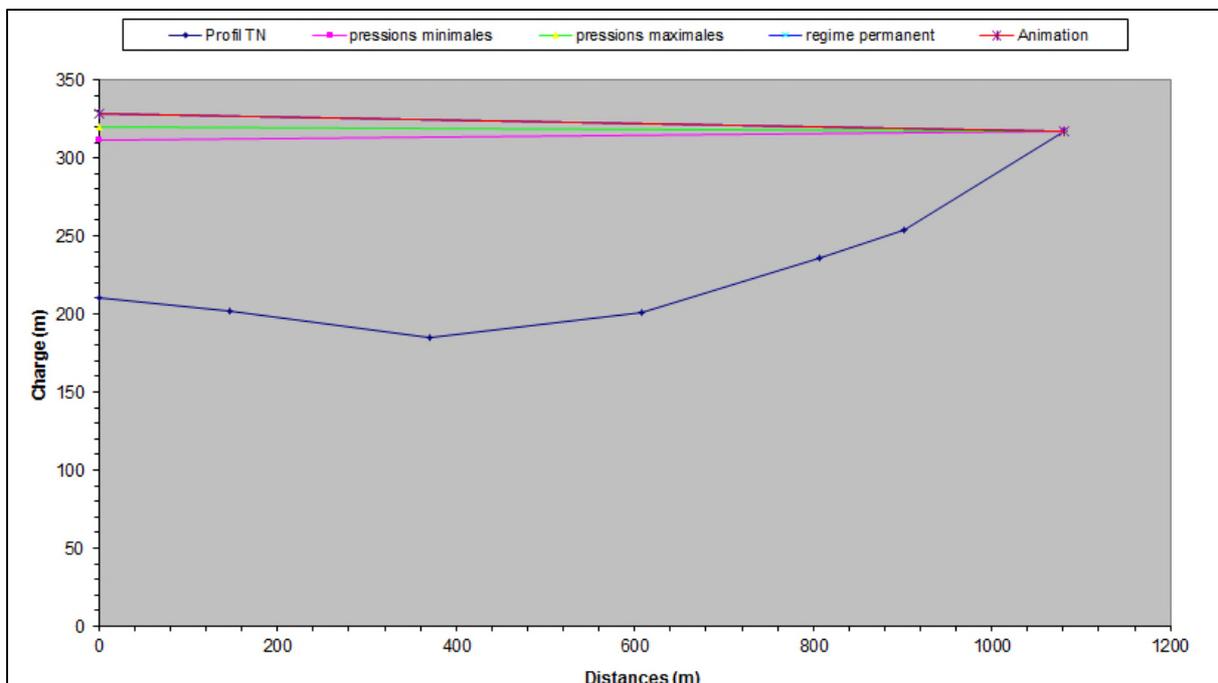


Figure (V.8) : L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon (SR2-R3)

❖ Dimensionnement du réservoir d'air :

A partir du tableau (V.4), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,25m³**. par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti-bélier pour le tronçon SR2-R3, tel que : $V_t = 1,2 * U_{max} = 1,2 * 0,25 = \mathbf{0,3m^3}$.

On optera alors pour un réservoir de **0,3 m³ (300l)**.

Remarque :

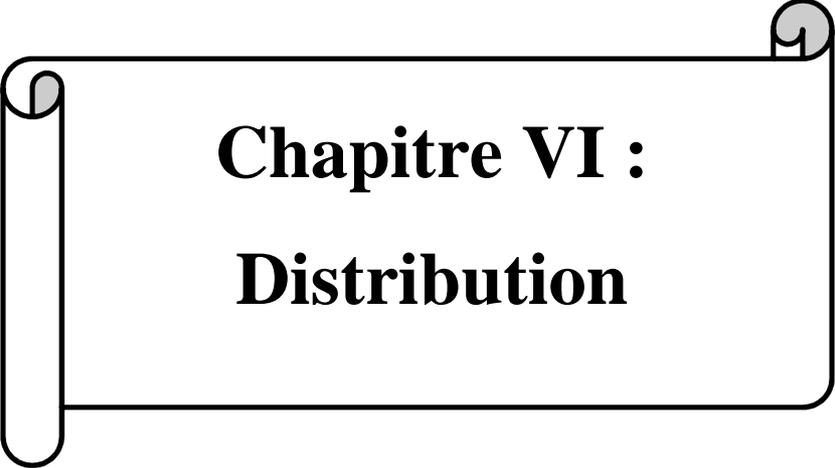
Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le phénomène du coup de bélier.

V.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de bélier, et afin de protéger le réseau étudié contre ce phénomène, nous avons procédé à :

- ✓ La fermeture lente de la vanne pour les tronçons gravitaires ;
- ✓ L'utilisation des réservoirs d'air pour les tronçons de refoulement.

Le volume des réservoirs trouvés sont : 0,7 m³ , 1,05 m³ pour les tronçons SR1-R2 , SR2-R3 respectivement.



Chapitre VI :
Distribution

VI.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable de village Tala N'Savoun, en exploitant le logiciel EPANET.

VI.2. Classification de réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

➤ **Réseau ramifié :**

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval.

➤ **Réseau maillé :**

Il permet, au contraire, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

➤ **Réseau mixte :**

Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

VI.3. Choix du type des conduites

En matière de canalisation, nous avons choisi d'utiliser les conduites en PEHD, pour les différents avantages qui sont déjà présentés dans le chapitre d'adduction.

VI.4. Description du schéma de distribution

La distribution en eau potable de la zone de Tala N'Savoun se fera par gravité, à partir du réservoir R4 de Tala N'Savoun d'une capacité 350 m^3 , situé à une côte de 334,22m. Vu le caractère rural de la localité, le relief du terrain qui est accidenté et aussi la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire total de 1921,21m comme représenté dans la figure (VI.1) ci-après:

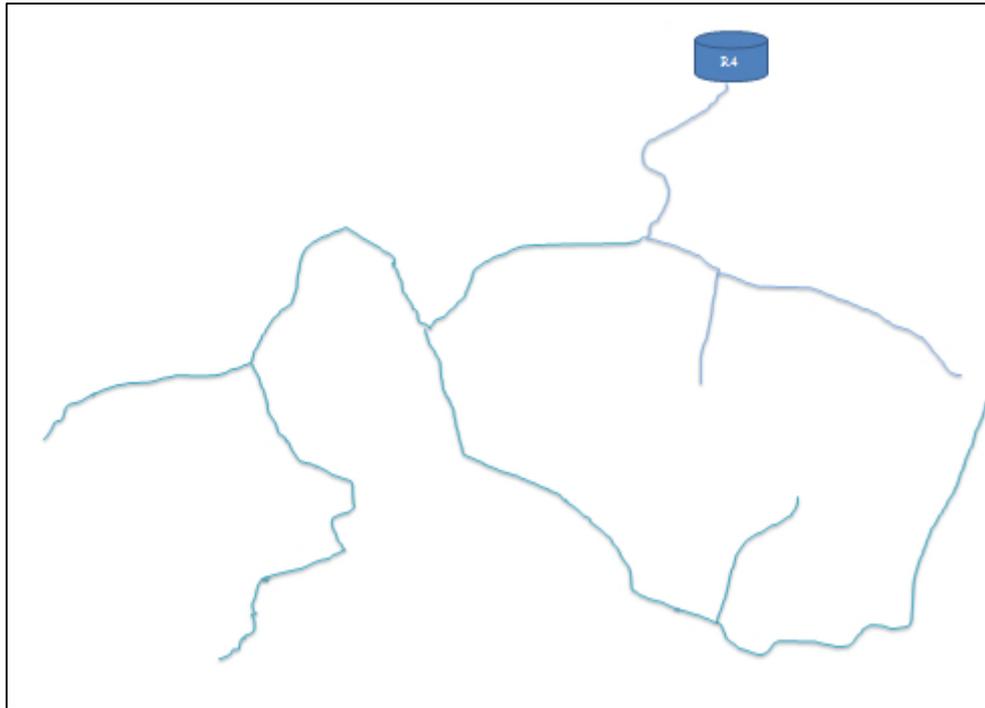


Figure (VI.1) : Réseau ramifié de Tala N'Savoun

VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

VI.5.1. Débit de pointe :

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

$$Q_p = 12,70 \text{ m}^3/\text{h} = 3,67 \text{ l/s.}$$

VI.5.2. Débit spécifique :

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- Q_s : Débit spécifique (l/s.m) ;
- $\sum L_i$: La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VI.5.3. Débit de route :

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon.

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j).

VI.5.4. Débit au nœud :

Il correspond à la moitié de la somme des débits de route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_n = 0,5 \sum Q_r + \sum Q_c \tag{VI.3}$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$: Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VI.5.5. Calcul des différents débits du réseau du village Tala N’Savoun

VI.5.5.1. Cas de pointe

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau (VI.1) : Détermination des débits des différents nœuds cas de pointe

Nœuds	Côtes (m)	Tronçons	L(m)	Q_s (l/s.m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
1	301,63	1-R	269,47	0,00191	0,515	0,29
		1-2	13,17	0,00191	0,025	
		1-5	191,49	0,00191	0,037	
2	300,29	1-2	13,17	0,00191	0,025	0,09
		2-3	34,47	0,00191	0,066	
		2-4	49,93	0,00191	0,095	
3	297,24	3-2	34,47	0,00191	0,066	0,03
4	296,83	2-4	49,93	0,00191	0,095	0,05
5	282,52	5-1	191,49	0,00191	0,366	0,66
		5-9	306,08	0,00191	0,585	
		5-6	195,20	0,00191	0,373	
6	269,13	6-5	195,20	0,00191	0,373	0,59
		6-7	55,97	0,00191	0,107	
		6-8	369,26	0,00191	0,705	
7	274,95	6-7	55,97	0,00191	0,107	0,05
8	286,08	8-6	369,26	0,00191	0,705	0,35
9	254,60	9-5	306,08	0,00191	0,585	0,69
		9-10	159,79	0,00191	0,305	
		9-11	256,45	0,00191	0,490	
10	257,96	9-10	159,79	0,00191	0,305	0,15
11	141,20	9-11	256,45	0,00191	0,490	0,25

VI.5.5.2. Cas de pointe + incendie

Les résultats sont représentés dans le tableau (VI.2) ci-dessous avec $Q_{\text{incendie}}=17$ l/s.

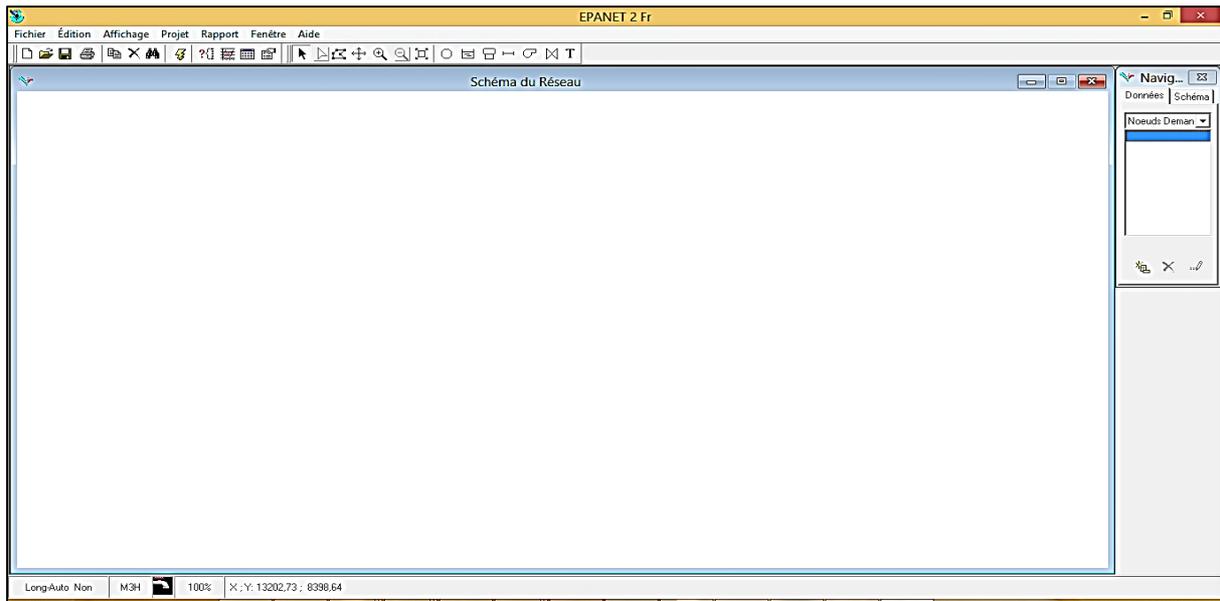
Tableau (VI.2) : Détermination des débits des différents nœuds cas de pointe + incendie

Nœuds	Côtes (m)	Tronçons	L(m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qn(l/s)
1	301,63	1-R	269,47	0,01076	2,899	2,55
		1-2	13,17	0,01076	0,142	
		1-5	191,49	0,01076	2,060	
2	300,29	1-2	13,17	0,01076	0,142	0,52
		2-3	34,47	0,01076	0,371	
		2-4	49,93	0,01076	0,537	
3	297,24	3-2	34,47	0,01076	0,371	0,19
4	296,83	2-4	49,93	0,01076	0,537	0,27
5	282,52	5-1	191,49	0,01076	2,060	3,73
		5-9	306,08	0,01076	3,293	
		5-6	195,20	0,01076	2,100	
6	269,13	6-5	195,20	0,01076	2,100	3,34
		6-7	55,97	0,01076	0,602	
		6-8	369,26	0,01076	3,973	
7	274,95	6-7	55,97	0,01076	0,602	0,30
8	286,08	8-6	369,26	0,01076	3,973	1,99
9	254,60	9-5	306,08	0,01076	3,293	3,89
		9-10	159,79	0,01076	1,719	
		9-11	256,45	0,01076	2,759	
10	257,96	9-10	159,79	0,01076	1,719	0,86
11	141,20	9-11	256,45	0,01076	2,759	1,38

VI.6. Modélisation et simulation du réseau par logiciel Epanet

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau. Il est largement utilisé dans le monde entier grâce à [12]:

- Ses algorithmes de calcul les plus avancées ;
- Son interface graphique conviviale et intuitive ;
- Aux possibilités de relation avec d'autres logiciels d'application.



Figure(VI.2) :L'interface Epanet

VI.6.1. Les étapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes d'utilisation d'EPANET peuvent être résumées en cinq étapes suivantes [12] :

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier ;
2. La saisie des propriétés des éléments du réseau ;
3. La sélection du type de la simulation ;
4. Lancement de la simulation ;
5. Affichage et interprétation des résultats.

VI.6.2. Modélisation du réseau

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données suivantes :

- **Au niveau des nœuds** : l'altitude du nœud et la demande de base.
- **Au niveau des arcs** : le diamètre, la longueur et la rugosité.
- **Au niveau des réservoirs** : l'altitude et le diamètre.

VI.6.3. Simulation du réseau

Après l'introduction des paramètres du réseau, on exécute une simulation hydraulique du type permanent. Dans cette étape, et grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débit, pression et les côtes piézométriques), ce qui implique de résoudre

simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque conduite du réseau.

VI.6.4. Les résultats de la simulation (Cas de pointe)

VI.6.4.1. Etat de réseau après la première simulation

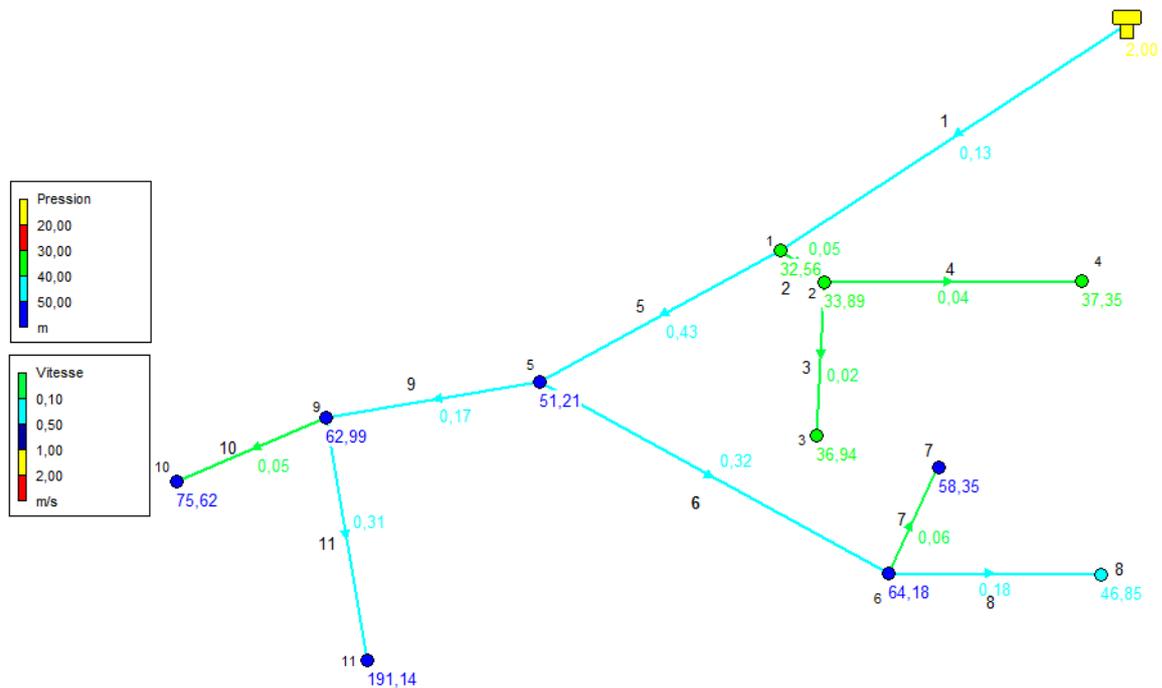


Figure (VI.3) : Etat du réseau après la première simulation

Les résultats de la variation de la pression et la variation de la vitesse sont représentés dans la figure (VI.4) et (VI.5) respectivement :

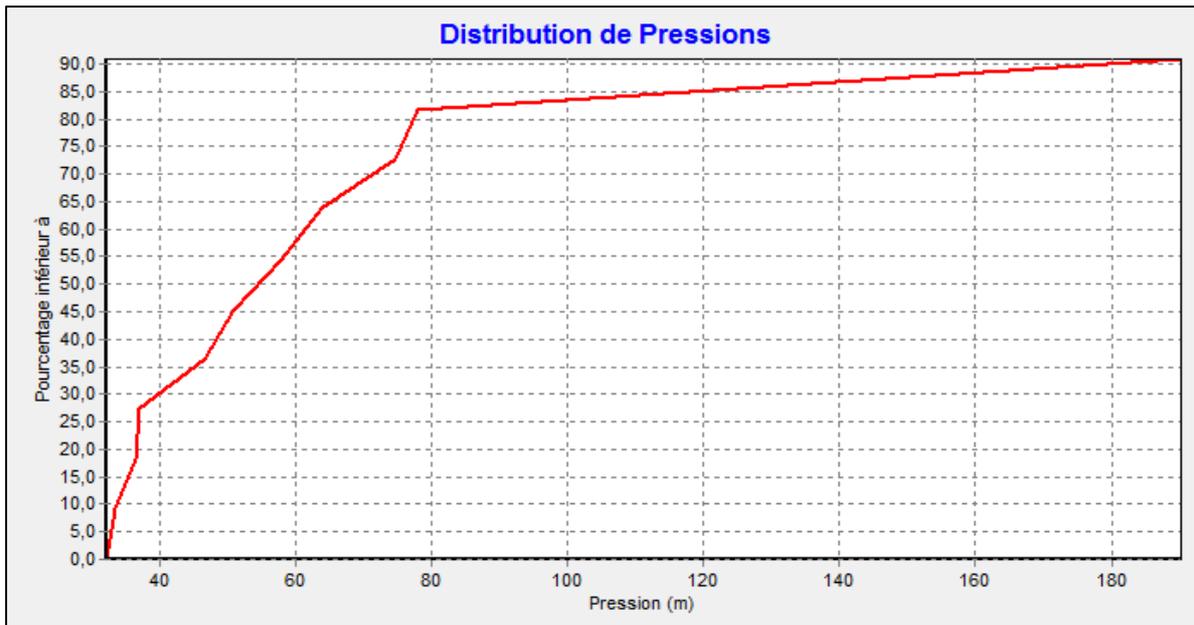


Figure (VI.4) : La variation de la pression dans le réseau avec la première simulation

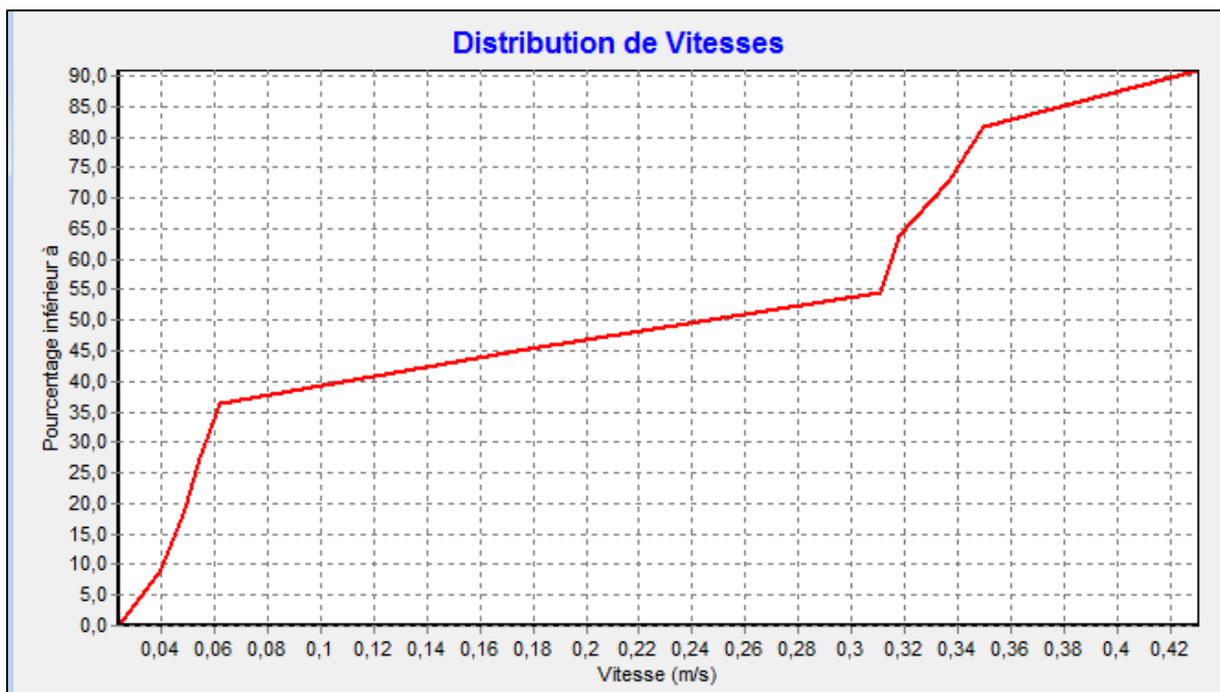


Figure (VI.5) : La variation de la vitesse dans le réseau avec la première simulation

On remarque que les pressions sont supérieures à 6 bars, et toutes les vitesses sont inférieures à 0,5.

Pour avoir un réseau de distribution qui fonctionne avec les conditions adéquates, il va falloir effectuer des changements dans le réseau dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0,5m/s – 1m/s) pour chaque conduite, et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépasse pas 60 m.c.e. avec l'utilisation de :

- ❖ Changements des diamètres des tronçons ;
- ❖ Vannes de régulation des pressions.

VI.6.4.2. Etat de réseau après la deuxième simulation

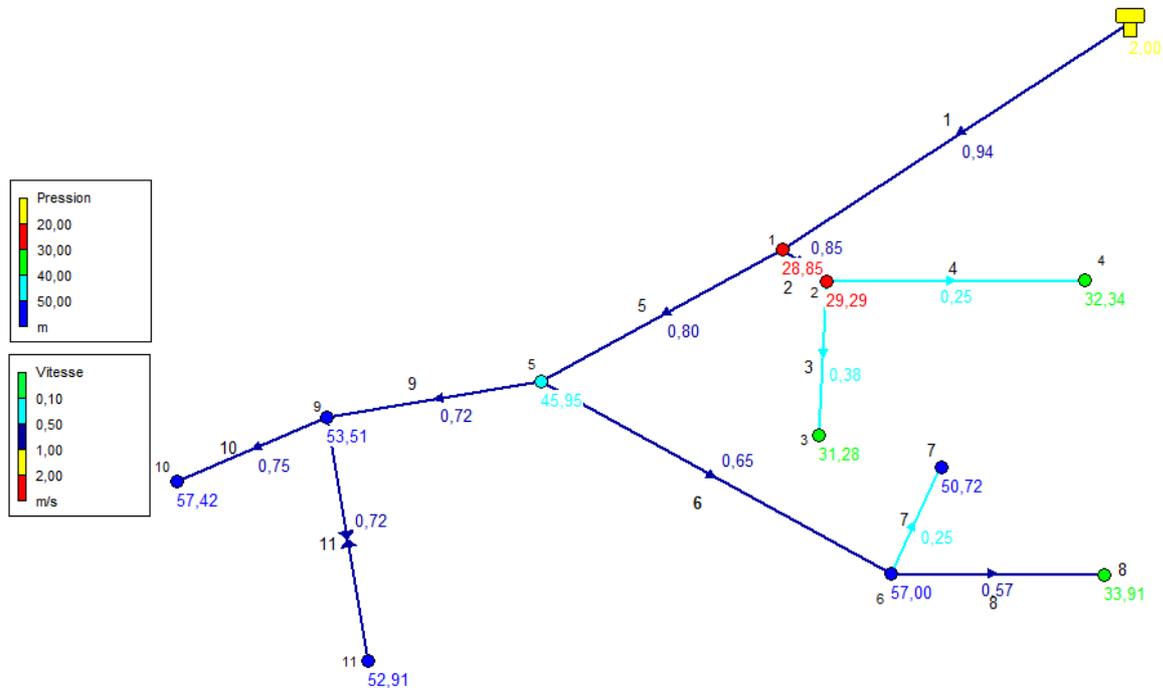


Figure (VI.6) : Etat de réseau après la deuxième simulation

Après plusieurs itérations on a mis le réseau sous des conditions adéquates de fonctionnement d'un système de distribution. Cependant, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10 (Annexe (03)), les résultats de la dernière simulation donnée par EPANET sont représentés si dessous :

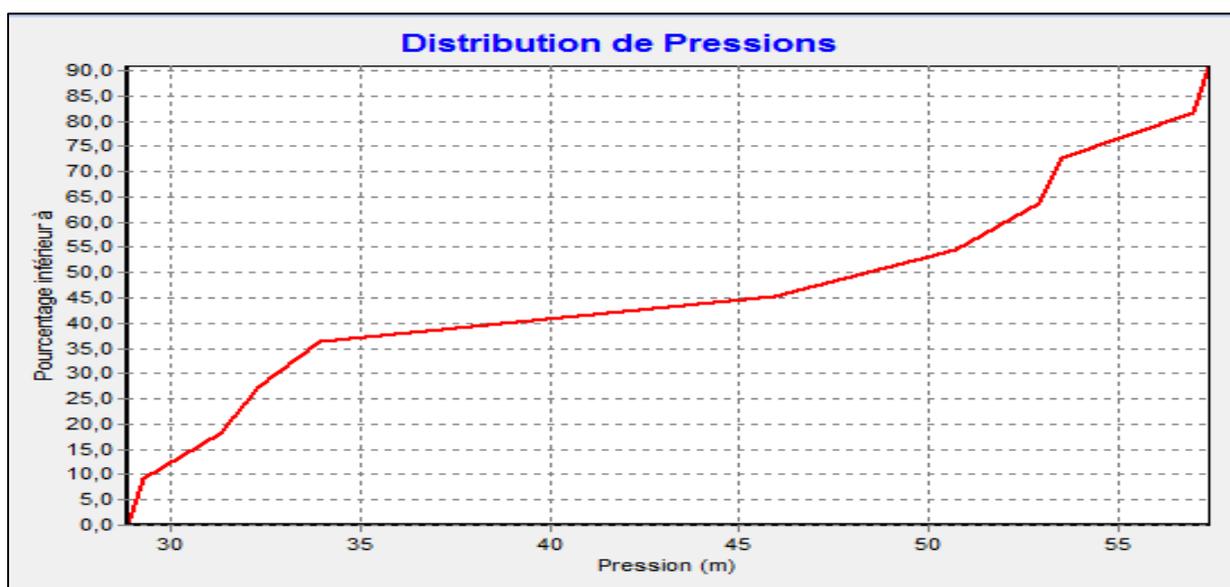


Figure (VI.7) : La variation de la pression dans le réseau avec la dernière simulation.

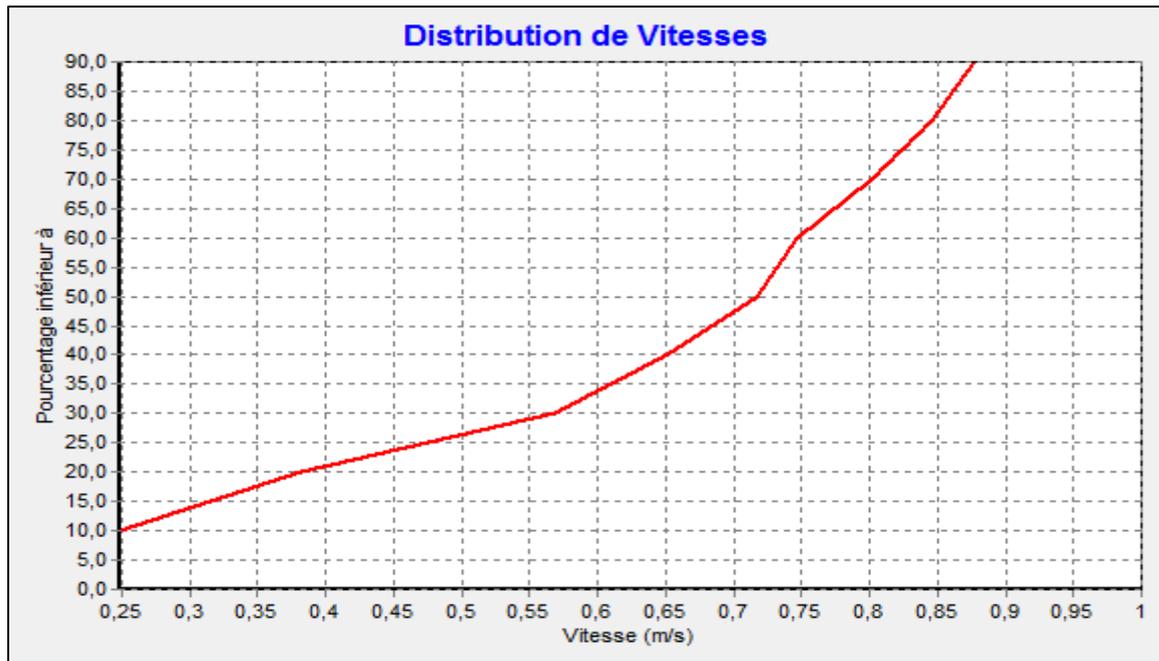


Figure (VI.8) : Variation de la vitesse dans le réseau avec la dernière simulation.

Les résultats de la dernière simulation en détail sont représentés dans les tableaux ci-après :

A. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.3), en chaque nœud, on cite :

- L'altitude ;
- La pression ;
- La demande de base.

Tableau(VI.3) : Etat des nœuds du réseau

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	301,63	0,29	28,85
2	300,29	0,09	29,29
3	297,24	0,03	31,28
4	296,83	0,05	32,34
5	282,52	0,66	45,95
6	269,13	0,59	57,00
7	274,95	0,05	50,72
8	286,08	0,35	33,91
9	254,60	0,69	53,51
10	257,96	0,15	57,42
11	141,20	0,25	52,91

B. Etat des conduites du réseau

Dans le tableau (VI.4) suivant, on cite :

- La longueur ;
- Le diamètre ;
- Le débit ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge unitaires dans chaque conduite.

Tableau (VI.4) : Etat des conduites de réseau

Conduites	Longueurs (m)	Diamètres intérieurs (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaires (m/Km)
1	269,47	66	3,20	0,94	13,89
2	13,17	16	0,17	0,85	68,15
3	34,47	16	0,03	0,38	30,75
4	49,93	16	0,05	0,25	8,15
5	191,49	66	2,74	0,80	10,50
6	195,20	44	0,99	0,65	11,99
7	55,97	16	0,05	0,25	8,15
8	369,26	28	0,35	0,57	16,63
9	306,08	44	1,09	0,72	14,22
10	159,79	16	0,15	0,75	54,66
11	256,45	21	0,25	0,72	130,00

Remarque :

- La majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0,5 et 1 m/s.
- Il y'a quelques vitesses inferieures à 0,5 m/s, ceci est dû aux faibles débits dans les tronçons concernés.

VI.6.5. Résultats de la simulation (Cas de pointe + incendie)

VI.6.5.1. Etat du réseau après la simulation

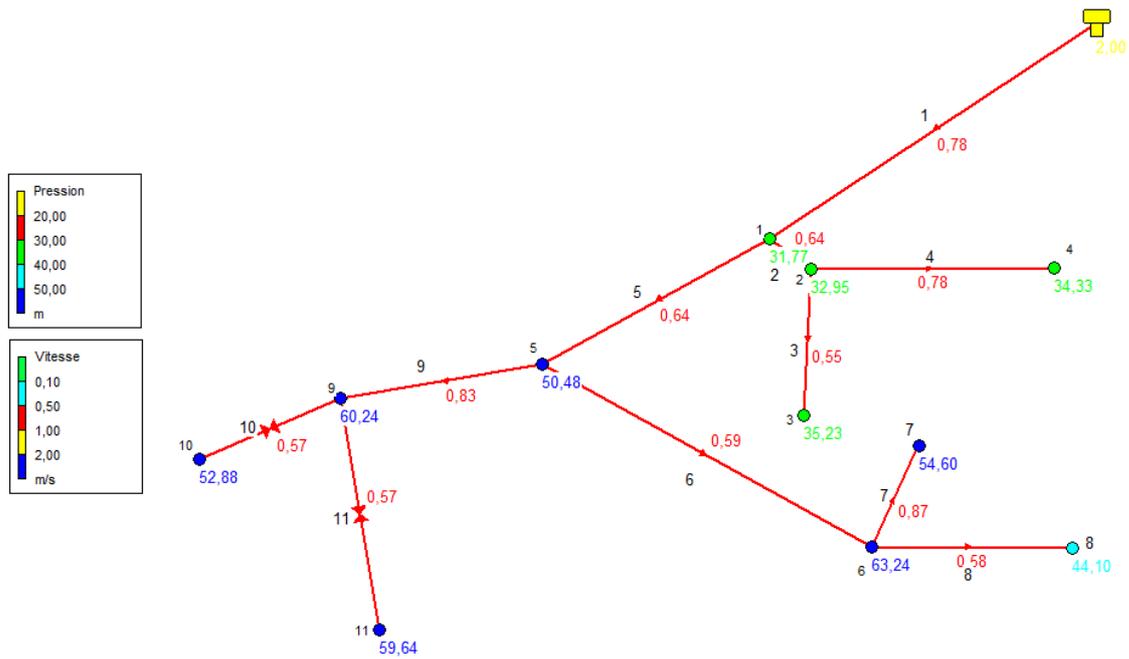


Figure (VI.9) : Etat du réseau après simulation en cas de pointe + incendie

Les résultats de la dernière simulation en détail sont représentés dans les tableaux ci-après :

A. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.5), en chaque nœud, on cite l'altitude, la pression et la demande de base :

Tableau (VI.5) : Etat des nœuds du réseau cas de pointe + incendie

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	301,63	2,55	31,77
2	300,29	0,52	32,95
3	297,24	0,19	35,23
4	296,83	0,27	34,23
5	282,52	3,73	50,48
6	269,13	3,34	63,24
7	274,95	0,30	54,60
8	286,08	1,99	44,10
9	254,60	3,89	60,24
10	257,96	0,86	52,88
11	141,20	1,38	59,64

B. Etat des conduites du réseau

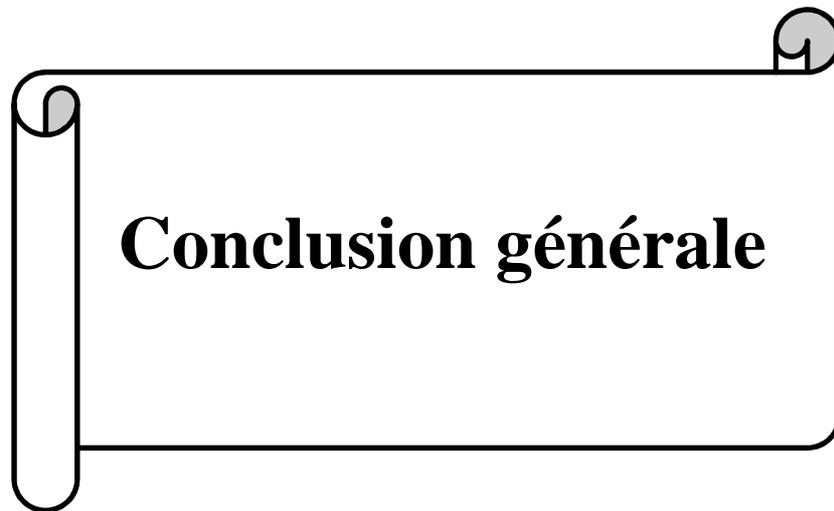
Dans le tableau (VI.6) suivant, on cite la longueur, le diamètre, le débit, la vitesse, et les pertes de charge unitaires dans chaque conduite.

Tableau (VI.6) : Etat des conduites du réseau cas de pointe + incendie

Conduites	Longueurs (m)	Diamètres intérieurs (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaires (m/Km)
1	269,47	176,2	19,02	0,78	3,04
2	13,17	44	0,98	0,64	11,77
3	34,47	21	0,19	0,55	22,52
4	49,93	21	0,27	0,78	11,79
5	191,49	176,2	15,49	0,64	2,09
6	195,20	110,2	5,63	0,59	3,24
7	55,97	21	0,30	0,87	50,36
8	369,26	66	1,99	0,58	5,92
9	306,08	96,8	6,13	0,83	7,05
10	159,79	44	0,86	0,57	20,00
11	256,45	55,4	1,38	0,57	130

VI.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Tala N'Savoun dont le type du réseau est ramifié, et à l'aide du logiciel Epanet, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres vitesses et pression. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10).



Conclusion générale

Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons présenté, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable des villages : Tercha, M'Larbaa, Imdounen, Bonor, Tala N'Savoun, Iboundjedamen, Imekhelaf, Tidekanine, Iboudraane et Bethlou de la commune d'El kseur. Durant notre étude, nous nous sommes intéressés au côté technico-économique afin d'assurer une bonne conception et réalisation du projet.

En réalisant une collecte des données relatives aux besoins, l'estimation des besoins journaliers à l'horizon 2048 avec un nombre d'habitants estimé à 15495 sera de 3529,728 m³/j, soit 41 l/s.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau vers la zone d'étude concernée, nous avons projeté quatre (04) réservoirs et deux (02) stations de reprise.

La réalisation de ce projet a nécessité la prise en compte des caractéristiques hydrauliques. Pour le dimensionnement des conduites, et après une étude technico-économique, nous avons choisi les diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables. Dans le cas de l'adduction gravitaire et afin d'augmenter les pertes de charge, nous avons utilisé des vannes papillons. Le matériau des conduites adopté est le PEHD (PN10 et PN20). En plus nous avons fait appel à la fonte ductile lorsque la nature du terrain l'exige.

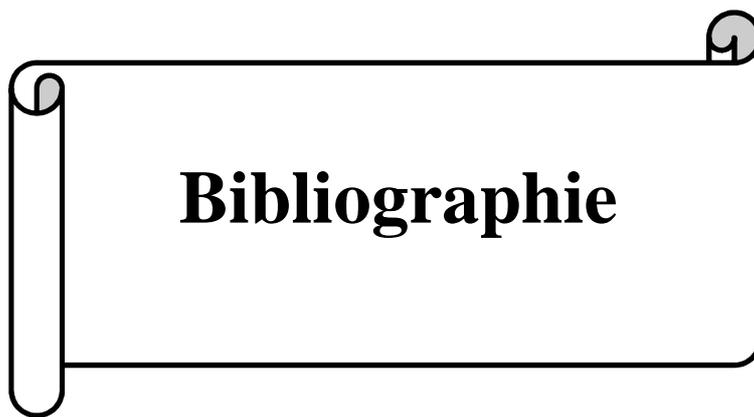
Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour les différentes pompes des stations de reprise, et pour la pompe du forage, on a opté pour une électropompe immergée. Ce choix a été réalisé à l'aide du catalogue Caprari, par conséquent, on a obtenu les résultats suivants : une pompe immergée de type (E10S50/8C+M10150) pour le forage ; une pompe pour la station de reprise SR1 de type (PM125/9C) ; deux pompes pour la station de reprise SR2 : la pompe (A) de type (HMU402/4A) et la pompe (B) de type (PM100/9A).

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, on a constaté que les deux (02) tronçons d'adduction par refoulement (SR1-R2) et (SR2-R3) sont menacés par le coup de bélier dans lesquels apparait une surpression qui peut les endommager. De ce fait nous avons dimensionné des réservoirs d'air ayant les capacités 0,7m³ et 0,3m³ pour les tronçons (SR1-R2) et (SR2-R3) respectivement.

Quant aux tronçons d'adduction gravitaire, on a proposé l'utilisation des vannes à fermeture lente, pour éviter l'apparition de ce phénomène.

Le dimensionnement du réseau de distribution du village Tala N'Savoun a été effectué avec le logiciel de simulation EPANET. Pour ajuster notre réseau aux conditions de fonctionnement adéquates, plusieurs itérations ont été effectuées.

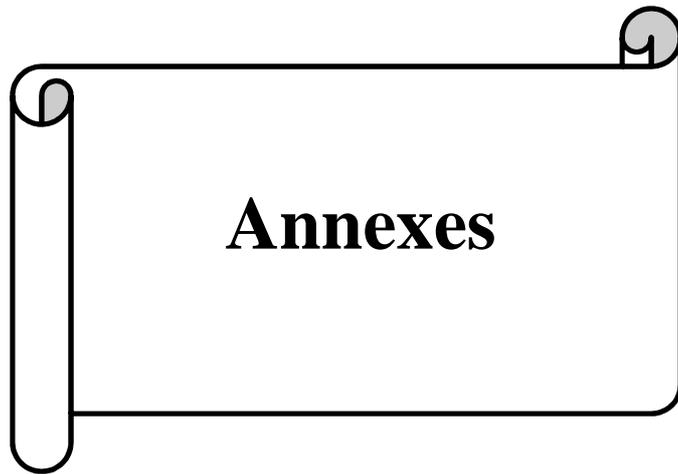
A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ, et aussi nous espérons que le mémoire sera utile aux études à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.



Bibliographie

Liste des références

- [1] : Données recueillies auprès du bureau d'étude de monsieur N.DEHDOUH.
- [2] : **BENACER, Z. et BOUHALI, S.** : « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la commune d'EL KSEUR (W-BEJAIA) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2007.
- [3] : Données recueillies auprès des services : APC de la commune d'EL KSEUR, ADE de la commune d'ELKSEUR.
- [4] : **MAKHLOUFI, H. et ZOUBID, M.** : « Etude de renforcement de la chaîne d'adduction de la commune IGHRAM à partir du barrage TICHY-HAF (W-BEJAIA) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2017.
- [5] : Données recueillies auprès du service d'hygiène de l'APC d'EL KSEUR
- [6] : **SADELLI, H. et GOUDJIL, S.** : « Alimentation en eau potable des localités M'Nair I , M'Nair II, Heddada, Dhmmnet Elfhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W- Souk Ahras) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2017.
- [7] : **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux », Tome II, Edition EYROLLES, 1979.
- [8] : **BONVIN, J.** : « Hydraulique urbaine Tome I: Captage – Réseaux d'adduction – Réservoirs – Réseaux de distribution – Equipement – Pompes – Petites centrales Hydrauliques ». Version 2005.
- [9] : **IGROUFA, M. et HAMDANI, A.** : « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et Périphérie, Tibouamoucine, Ighil N'Djiber, Sidi Mouffok et Seddouk Ouada (W-Béjaia) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Béjaia, 2017.
- [10] : **AMARA, L.**, Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristiques. Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingéniorat, Université de BEJAIA, 2010.
- [11] : **ABERKANE, H. et AOUDJIT, L.** : « Adduction de la commune d'Ait Smail et du Riff à partir de la source bleue de Bordj Mira (W- Béjaia) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2015.
- [12] : **Cours logiciel 3^{ème} année hydraulique urbaine**, Université de Bejaia, 2015.



Annexes

Annexe (1) : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($K_{\max h}$)											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (Da)
100	4,8	40	2800
125	4,8	40	3000
150	5	40	3300
200	5,4	40	3800
250	5,8	40	5750
300	6,2	40	6500
350	7,8	30	8750
400	7,8	30	11000
450	7,8	30	15300
500	7,8	30	19600
600	7,8	30	20300
700	7,8	25	24000

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10

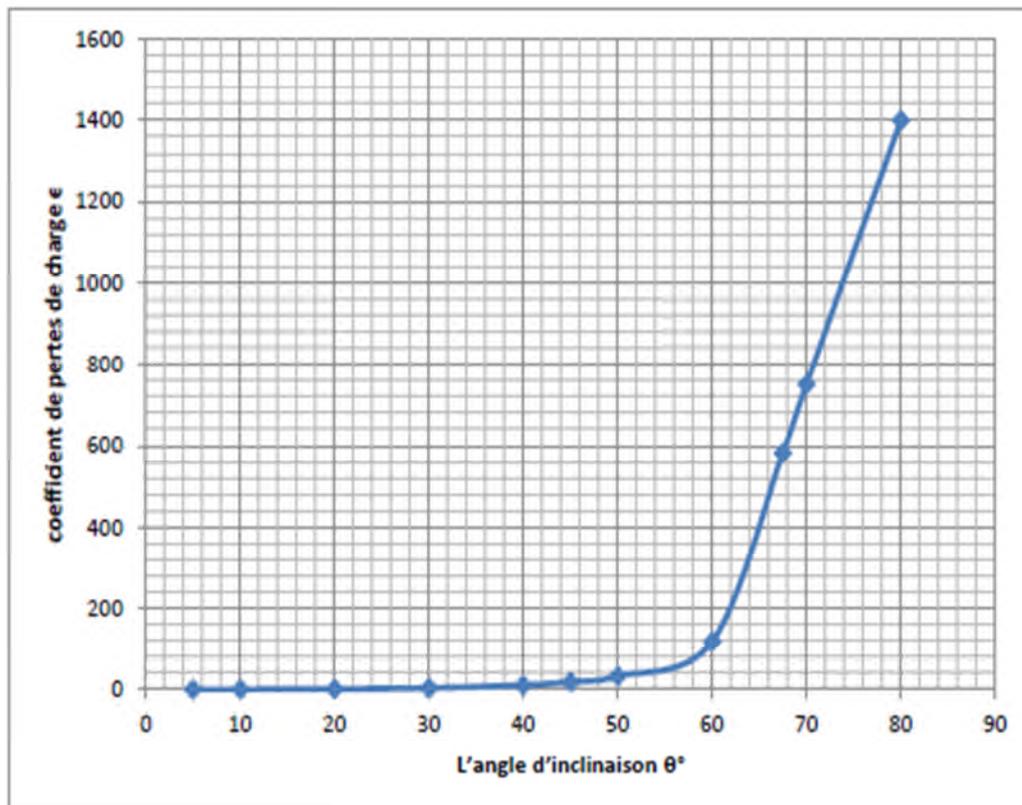
Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (Da)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN(20)

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	3,0	44,46
25	3,5	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	423,18
75	10,3	595,00
90	10,1	794,01
110	12,3	1175,74
125	14,0	1490,27
160	17,9	2423,58
200	22,4	3793,42
250	27,9	5900,88
315	35,2	9015,89
400	44,7	14529,62
500	55,8	22624,58
630	70,3	35945,05

Annexe (5) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

L'angle d'inclinaison θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



Annexe (6) : Courbes caractéristiques de la pompe du forage



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E10S50/8C + M10150

Caractéristiques requises	
Débit	41 l/s
Hauteur de refoulement	211 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

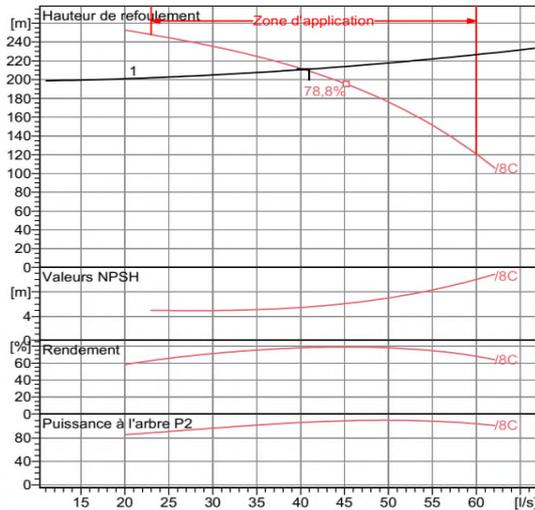
Caractéristiques de la pompe	
Débit	40,4 l/s
Hauteur de refoulement	211 m
Puissance absorbée	107 kW
Rendement	78%
Hauteur manométrique H(Q=0)	285 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	213 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales	
Poids	638 kg

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

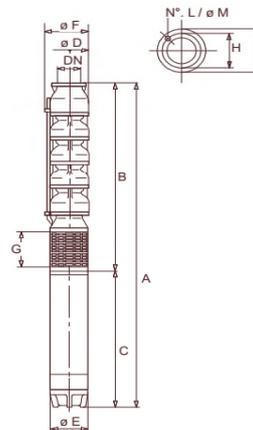


Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 3580
- B = 1835
- C = 1745
- D = 240
- DN = 150
- E = 242
- F = 251
- G = 198
- H = 206
- I = 234
- L = 6
- M = 16



Notes:

Date 18.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (7) : Courbes caractéristiques de la pompe SR1

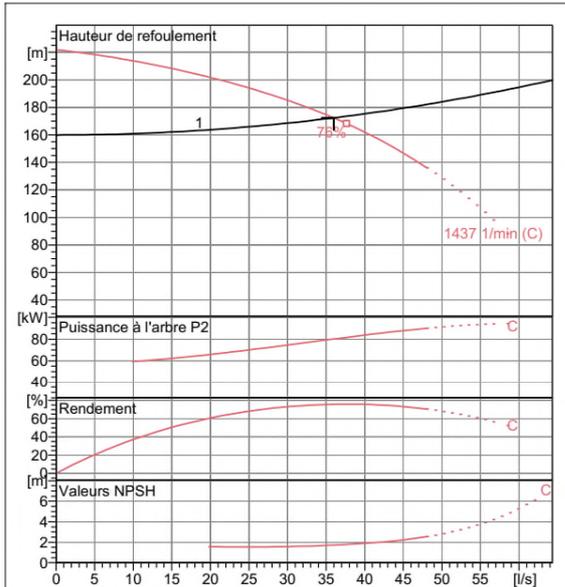


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 9 C	
Caractéristiques requises	
Débit	36 l/s
Hauteur de refoulement	172 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	36 l/s
Hauteur de refoulement	172 m
Puissance absorbée	80,1 kW
Rendement	75,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	222 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1360 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

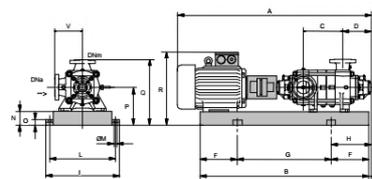


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2713
B = 2327
C = 945
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 244
F = 400
G = 1527
H = 644
I = 720
L = 670
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 740
R = 836
V = 320



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
18.06.2018	1		

Annexe (8) : Courbes caractéristiques de la pompe (A) de la station de reprise SR2

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001
HMU40-2/ 4A**Caractéristiques requises**

Débit	6,7 l/s
Hauteur de refoulement	123 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	6,7 l/s
Hauteur de refoulement	123 m
Puissance absorbée	11,5 kW
Rendement	69,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	131 m
Orif. de refoulement	40 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

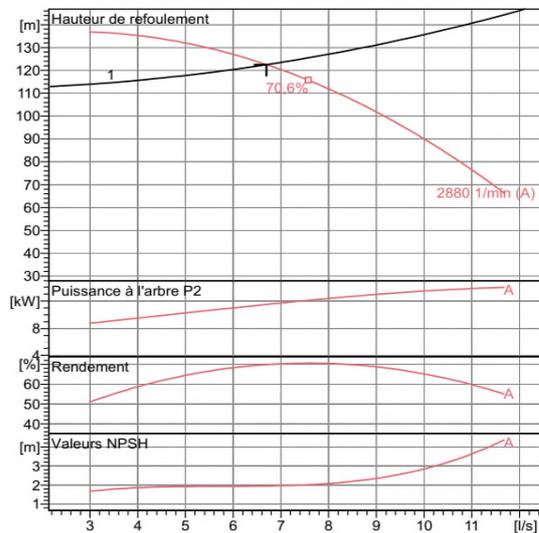
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	241 kg
-------	--------

Matériaux

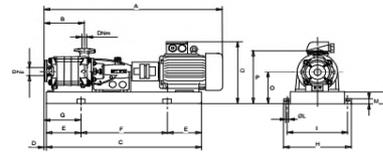
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement** Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

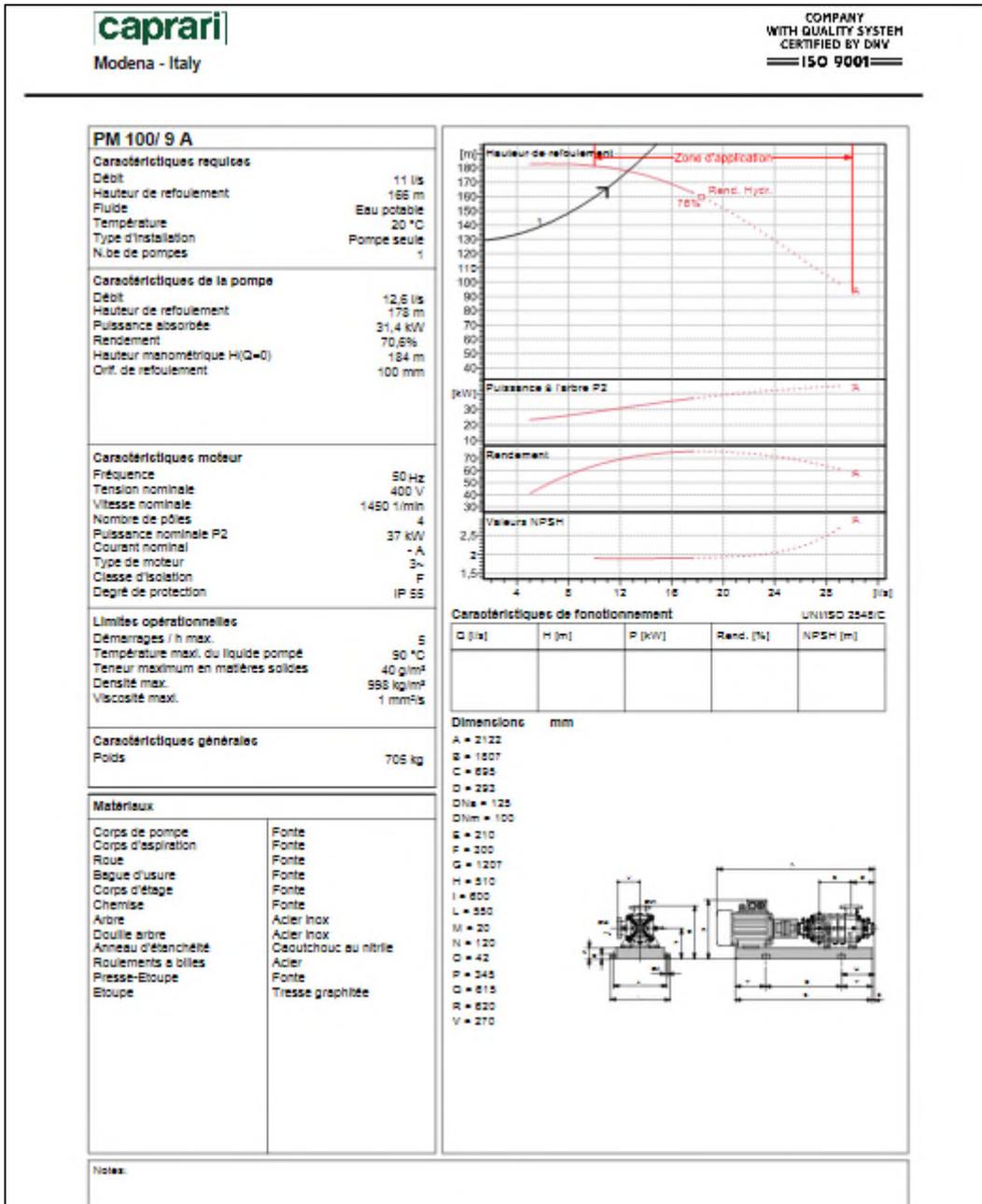
A = 1309
B = 300
C = 860
D = 344
E = 150
F = 560
G = 494
H = 430
I = 390
L = 16
M = 38
N = 80
O = 240
P = 415
Q = 490

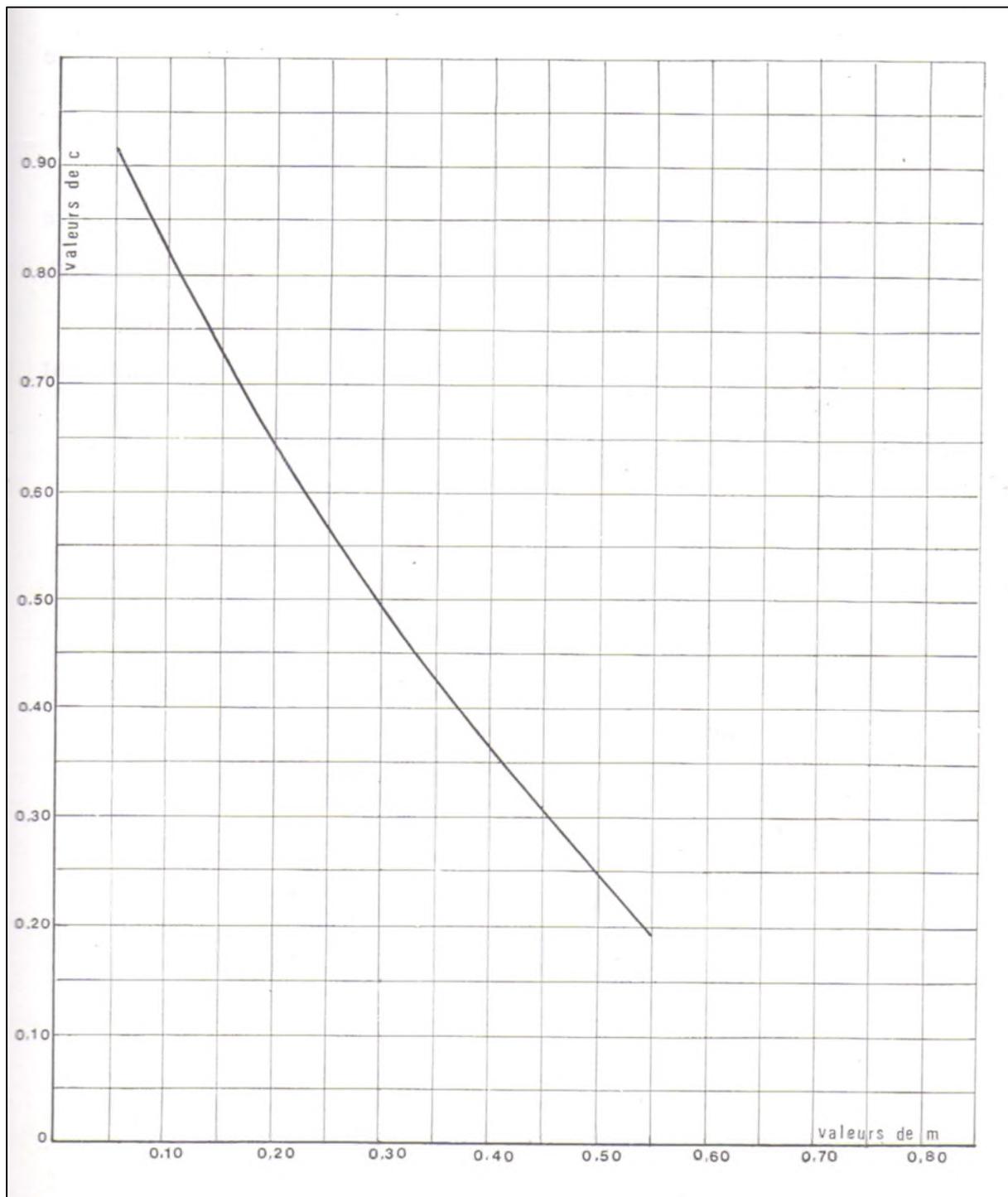


Notes:

Date 18.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (9) : Courbes caractéristiques de la pompe (B) de la station de reprise SR2



Annexe (10) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans la logique d'alimentation en eau potable sur un horizon de 30 ans. Comme étude de cas, nous avons pris comme exemple dix villages de la commune d'El Kseur qui sont : Tercha, M' Larbea, Imdounen, Bonor, Tala N' Savoun, Iboundjedamen, Imekhelaf, Tidekanine, Iboudraene et Bethlou. Ces villages seront alimentés à partir d'un forage implanté au niveau du domaine Messaoudi, sur la nappe alluvionnaire de la rive gauche de l'oued Soummam.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé le calcul des besoins en eau actuels et futurs des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits. Ensuite, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations, ces derniers ont été équipés en fontainerie nécessaire, suivi d'une étude technico-économique des conduites d'adduction, et nous avons fait le choix des pompes adéquates pour chaque station de reprise. Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé des réservoirs d'air. En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution, nous avons opté pour le réseau du village Tala N' Savoun.

Mots clés

Alimentation en eau potable ; Réservoirs ; Adduction ; Refoulement ; Pompes ; Coup de bélier ; Distribution.

Abstract

The present work is part of the drinking water supply system over 30-year horizon. As example of the study, we state 10 village of El Kseur: Tercha, M' Larbea, Imdounen, Bonor, Tala N' Savoun, Iboundjedamen, Imekhelaf, Tidekanine, Iboudraene and Bethlou. These villages will be supplied from fodder located in the Messaoudi, on the left bank of Soummam River.

After presenting the project site, we began calculating the current and future water needs of the different categories of use. Then we sized the tanks according to the consumption regime of the agglomerations, those tanks were equipped with the necessary fountain, Followed by a technical and economic study of the adduction pipes and we chose the right pumps for each pickup station. In order to protect the pressure pipes against the water hammer phenomenon, we have recommended air tanks. Lastly, we designed and sized a distribution network; we opted for the Tala N' Savoun village network.

Key words

Drinking water supply, Tanks, adduction, pumps, pressure, water hammer, distribution network.

ملخص

يُسجَل هذا العمل ضمن مشروع امداد المياه الصالحة الشرب في أفق 30 عام وكمثال للدراسة أخذنا عشر قرى لبلدية القصر والتي تتمثل: طرشى، ملاربعاء، إمدونين، بُور، تالة نالصابون، إبونجدامن، إمخلاف، تيدكانين، إبودراعن وبثلو، هذه القرى ستزوّد بمياه الشرب انطلاقاً من البئر المتواجد بمنطقة مسعودي في الشطّ اليساري لواد الصومام.

بعد قيامنا بعرض المشروع، تطرّقنا في بحثنا هذا إلى حساب احتياجات السكان المائية في الحاضر والمستقبل، ثم إنتقلنا إلى تصميم خزانات المياه وفقاً لنظام إستهلاك المواطنين، متبعاً بدراسة تقنية وإقتصادية حول خطّ السحب، كما قمنا باختيار مضخّات ملائمة لكلّ محطة ضخ مياه، لغرض حماية قنوات الضخّ ضد ظاهرة المطرقة المائية، اقترحنا خزانات هوائية، وفي الأخير قمنا بتصميم وحساب شبكة التوزيع لقرية تالة نالصابون.

الكلمات المفتاحية:

تزويد المياه الصالحة للشرب، المضخات، المطرقة المائية، شبكة توزيع المياه.