



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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté par :

M^r. LAMARI Latamane

M^r. DABEL Rezki

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'AEP DES SIX VILLAGES DE LA COMMUNE DE CHAABET EL AMEUR (BOUMERDES) ADDUCTION ET DISTRIBUTION

Soutenu le 25/06/2018 Devant le jury composé de :

- Président : **M^r. IKNI, T.**
- Promoteur : **M^r. HAMMOUCHE, A.**
- Examineur : **M^r. BERREKSI, A.**

Année Universitaire : 2017/2018

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon dieu pour nous avoir donné le courage, la volonté, la persévérance et surtout la patience pour mener ce travail à son terme.

Nos sincères remerciements s'adressent à notre encadreur Mr HAMMOUCHE. A, pour son aide, conseil, orientation et le temps qu'il nous a accordé.

On remercié également madame BAKHOUCHE. H, pour nous avoir accueillis au sein de la direction des ressources en eau de la wilaya de BOUMERDES, aussi pour nous avoir fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Rezki et latamene.



œ Dédicace œ

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents, qui m'ont
soutenu durant toutes ces années de
formation.

A mes deux sœurs, SIHAM et SAMIRA.

A mes deux frères, NAFAA et SADIK.

A mon très cher ami et binôme REZKI et sa
famille.

A tous mes amis (es) en particulier HICHAM, TAKI,
JUBA, AMAR, ZIZOU, REZAK, MALEK, et à toutes
les personnes chères à mon cœur.

LAMARI Latamene.



∞ Dédicace ∞

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents, qui m'ont
soutenu durant toutes ces années de
formation.

A la mémoire de mes grands parents,
AMAR et OUZNA

A mes trois sœurs, OUZNA, FARIZA et
KAHINA.

A mes cinq frères, AMAR, MOHAMED,
RAMDANE, LOUNIS et SAID.

A mon très cher ami et binôme LATAMENE
et sa famille.

A ma chère bien aimée DYTHIA qui ma portée
tant de soutient et de réconfort

A tous mes amis (es) en particulier, AKLI, JUGURTA,
BOUSSAD, MOUMOUH, bilal, HOCINE, AMINE,
AMAR, HICHAM, TAKI, ZIZOU, REZAK, MALEK, et
à toutes les personnes chères a mon cœur.

REZKI

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction2

I.1 Présentation du site2

I.1.1 Situation géographique2

I.1.2 Situation topographique3

I.1.3 Structure géologique4

I.1.4 Situation climatologique4

I.1.4.1 Climat4

I.1.4.2 Température4

I.1.4.3 Pluviométrie4

I.1.5 Situation hydrographique5

I.1.6 Situation démographique5

I.1.7 Situation hydraulique actuelle5

Conclusion6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction7

II.1 Evolution de la population7

II.2 Estimation des besoins en eau potable8

II.2.1 Les besoins domestique8

II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière à l'horizon 2048.....8

II.2.2 Les besoins scolaires.....9

II.2.3 Les besoins sanitaires9

II.2.4 Les besoins socioculturels10

II.2.5 Les besoins des chaptels10

II.2.6 Estimation des besoins en eau en tenant comptes des pertes11

II.2.7 Etude des variations de la consommation journalière12

II.2.7.1 Consommation maximale journalière12

II.2.7.2 Consommation minimale journalière12

II.2.8	Variation de consommation horaire	13
II.2.8.1	Consommation maximale horaire	13
II.2.8.2	Consommation minimale horaire	13
II.2.9	Confrontation ressources-besoins	15
	Conclusion	15

Chapitre III : Les réservoirs

	Introduction	16
III.1	Généralités sur les réservoirs	16
III.1.1	Définition	16
III.1.2	Principales fonctions d'un réservoir	16
III.1.2.1	Du point de vue technique	16
III.1.2.2	Du point de vue économique	16
III.1.3	Classification des réservoirs	16
III.1.3.1	Classification selon le matériau de construction	16
III.1.3.2	Classification selon la situation des lieux	17
III.1.3.3	Classification selon la forme géométrique	17
III.1.3.4	Classification selon l'utilisation	17
III.1.4	Emplacement des réservoirs	17
III.2	Les exigences principales à satisfaire pour les réservoirs	17
III.2.1	La durabilité	17
III.2.2	Etanchéité	18
III.2.3	La résistance	18
III.2.4	Entretien de l'ouvrage	18
III.3	Choix du réservoir	18
III.4	Equipement du réservoir	19
III.4.1	Conduite d'arrivée ou d'alimentation	19
III.4.1.1	Par le haut	19
III.4.1.2	Par le bas	19
III.4.2	Conduite de départ ou de distribution	19
III.4.3	Conduite du trop-plein	20
III.4.4	Conduite de vidange	20
III.4.5	Conduite de by-pass	20
III.4.6	Matérialisation de la réserve d'incendie	21
III.4.6.1	Système à deux prises	21
III.4.6.2	Système à syphon	21

III.5 Détermination de la capacité d'un réservoir	22
III.5.1 Principe de calcul	22
III.5.1.1 Méthode analytique	22
III.5.1.2 Calcul du résidu P_{\max}	23
III.5.1.3 Le volume total du réservoir	23
III.5.1.4 Calcul du diamètre	23
III.5.1.5 Calcul de la hauteur d'incendie	24
III.5.1.6 Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)	24
III.5.1.7 La station de reprise	24
III.6 Description du schéma des réservoirs	24
III.7 Détermination des capacités des réservoirs	26
III.7.1 Dimensionnement du réservoir R01 (Ouled Said)	26
III.7.2 Dimensionnement du réservoir R02 (Azouza)	27
III.7.3 Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled el Hadj)	28
III.7.4 Dimensionnement du réservoir R04	29
III.7.5 Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet)	30
III.7.6 Dimensionnement de la station de reprise (STR01)	31
Conclusion	32

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction	33
IV.1 Types d'adductions	33
IV.1.1 Adduction par refoulement	33
IV.1.2 Adduction gravitaire	33
IV.1.3 Adduction mixte	33
IV.2 Quelques notions simples sur l'adduction	33
IV.2.1 Choix du tracé	33
IV.2.2 Choix du type des conduites	34
IV.2.2.1 Partie refoulement	34
IV.2.2.2 Partie gravitaire	34
IV.2.3 Profil en long d'une adduction	35
IV.2.4 La ligne piézométrique	35
IV.3 Etude technico-économique des conduites	35
IV.3.1 Calcul du diamètre économique	35
IV.3.1.1 Dimensionnement de la conduite	35
IV.3.1.2 Méthode de calcul	35

IV.3.2	Calcul de la vitesse	36
IV.3.3	Calcul des pertes de charge	36
IV.3.3.1	Les pertes de charge linéaires	37
IV.3.3.2	Les pertes de charge singulières (J_s)	38
IV.3.3.3	Les pertes de charges totales (J_t)	38
IV.3.4	Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)	38
IV.3.5	Puissance absorbée par la pompe	38
IV.3.6	Energie consommée par la pompe	38
IV.3.7	Frais d'exploitation	39
IV.3.8	Frais d'amortissement	39
IV.3.9	Calcul du bilan	39
IV.4	Les équipements de l'adduction	39
IV.4.1	Les vannes de sectionnement	40
IV.4.1.1	Les robinets vannes à opércule	40
IV.4.1.2	Les vannes à papillons	40
IV.4.1.3	La vidange	40
IV.4.2	Ventouse	41
IV.4.3	Les clapets anti-retour	41
IV.4.4	Crépine	41
IV.5	Descriptif du schéma d'adduction	41
IV.6	Dimensionnement des différents tronçons d'adduction	42
IV.6.1	Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)	42
IV.6.1.1	Tronçon STR01-R01	42
IV.6.1.2	Tronçon STR01-R02	43
IV.6.1.3	Tronçon STR02-R03	44
IV.6.2	Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)	45
IV.6.2.1	Tronçon RT-Bache	45
IV.6.2.2	Tronçon bache-STR01	47
IV.6.2.3	Tronçon R03-R04	48
IV.6.2.4	Tronçon R04-R05	49
IV.7	Récapitulatif des résultats	50
Conclusion	52

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	53
V.1 Définition	53
V.2 Couplage des pompes	53
V.3 Classification des pompes	53
V.3.1 Pompes volumétriques	53
V.3.2 Turbo-pompes	53
V.4 Choix du type des pompes	54
V.5 Choix du nombre des pompes	54
V.6 Caractéristique hydraulique des pompes centrifuges	54
V.6.1 Hauteur manométrique	54
V.6.2 La vitesse de rotation	55
V.6.3 La puissance	55
V.6.3.1 La puissance absorbée par la pompes	55
V.6.3.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile	55
V.6.4 Le rendement	55
V.7 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	55
V.8 Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	56
V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe	56
V.8.1.1 Modification du temps de pompage	57
V.8.1.2 le vannage	57
V.8.1.3 Le rognage de la roue	57
V.8.1.4 Variation de la vitesse de rotation	58
V.9 Etude de la cavitation	58
V.10 Choix du type de pompe	60
V.10.1 Tronçon STR01-R01	60
V.10.2 Tronçon STR01-R02	61
V.10.3 Tronçon STR02-R03	64
Conclusion	67

Chapitre VI : Protection et pose des conduites

Introduction	68
VI.1 Théorie du coup de bélier	68
VI.1.1 Définition du coup de bélier	68
VI.1.2 Cause du coup de bélier	68

VI.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier	68
VI.1.3.1 Les soupapes de décharge	69
VI.1.3.2 Les ventouses	69
VI.1.3.3 Les réservoirs d'air	69
VI.1.3.4 Les cheminées d'équilibre	69
VI.3 Etude du coup de bélier	70
VI.3.1 La valeur du coup de bélier	70
VI.3.1.1 1 ^{er} cas : Fermeture brusque	70
VI.3.1.2 2 ^{eme} cas : Fermeture lente	71
VI.4 Calcul du coup de bélier pour les déférents tronçons	71
VI.4.1 Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement	71
VI.5 Pose des canalisations	72
VI.5.1 Le principe de pose des canalisations	72
VI.5.2 Exécution et aménagement de la tranchée	73
VI.5.3 Les actions reçues par les conduites	74
VI.5.4 Stabilisation de la canalisation	74
Conclusion	75

Chapitre VII : Distribution

Introduction	76
VII.1 Classification des réseaux	76
VII.1.1 Réseau maillé	76
VII.1.2 Réseau ramifié	76
VII.1.3 Réseau étagé	77
VII.1.4 Réseau combiné	77
VII.2 Choix de tracé	77
VII.3 Choix du type des matériaux	77
VII.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution	78
VII.4.1 Détermination des débits	78
VII.4.1.1 Débit de pointe	78
VII.4.1.2 Débit spécifique	78
VII.4.1.3 Débit en route	79
VII.4.1.4 Débit en nœuds (nodaux)	79
VII.4.2 Les pertes de charge	79
VII.4.2.1 Les perte de singulier (J_s)	80
VII.4.2.2 Les pertes de charge totales (J_t)	80

VII.4.3 La vitesse	80
VII.4.4 Calcul des pressions	80
VII.4.5 Calcul des déferents débits du réseau du village Ouled Abdellah	81
VII.5 Dimensionnement du réseau	83
VII.5.1 Présentation du logiciel EPANET	83
VII.5.2 Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	83
VII.5.3 Etat du réseau après simulation	83
VII.5.4 Etat des arcs après simulation	84
VII.5.5 Etat des nœuds après simulation	85
VII.5.6 Etat du réseau après simulation (cas de pointe plus l'incendie)	86
VII.5.7 Etat des arcs après simulation	87
VII.5.8 Etat des nœuds après simulation	88
Conclusion	89
Conclusion générale	90
Références bibliographiques	91
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : La répartition mensuelle de la température en (°c)	04
Tableau (I.2) : La répartition mensuelle de la pluie en (mm)	04
Tableau (I.3) : Tableau de répartition de la population en 2008.....	05
Tableau (I.4) : Ouvrages de stockage de la zone d'étude	06
Tableau (II.1) : Variation du nombre d'habitants	07
Tableau (II.2) : Tableau récapitulatif des consommations journaliers	09
Tableau (II.3) : Détermination des besoins scolaires	09
Tableau (II.4) : Détermination des besoins sanitaire	09
Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels	10
Tableau (II.6) : Détermination des besoins des cheptels	10
Tableau (II.7) : Récapitulatif de la consommation journalière totale	11
Tableau (II.8) : Besoins en eau en tenant compte des pertes	11
Tableau (II.9) : Les consommations maximales et minimales journalières	12
Tableau (II.10) : β_{max} en fonction du nombre d'habitants	13
Tableau (II.11) : Valeurs de $K_{max h}$ de chaque village	13
Tableau (II.12) : β_{min} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau (II.13) : Valeurs de $K_{min h}$ de chaque village	14
Tableau (II.14) : Calcul des consommations maximales et minimales horaires.....	14
Tableau (II.15) : Bilan ressources-besoins	15
Tableau (III.1) : Détermination de la capacité du réservoir R01 (Ouled Said)	26
Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir R02 (Azouza)	27
Tableau (III.3) : Détermination de la capacité du réservoir R03 (Oules El hadj)	28
Tableau (III.4) : Détermination de la capacité du réservoir R04 (Ouled Abdellah)	29
Tableau (III.5) : Détermination de la capacité du réservoir R05 (bentefet)	30
Tableau (III.6) : Dimensionnement de la station de reprise (STR01)	31
Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01 – R01	43
Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R01	43
Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R01	43
Tableau (IV.4) : Calcul du bilan du tronçon STR01-R0	44
Tableau (IV.5) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-R02	44
Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R02	44
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R02	45
Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon STR01- R02	45
Tableau (IV.9) : Calcul de la Hmt du tronçon STR02-R03	45
Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR02-R03	46
Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR02-R03	46
Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon STR02- R03	46
Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon RT-Bâche	46
Tableau (IV.14) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture	47
Tableau (IV.15) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon bâche-STR01	48
Tableau (IV.16) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R03 - R04	49
Tableau (IV.17) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R04 - R05	50

Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	58
Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R01	59
Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R02	60
Tableau (V.4) : Les caractéristiques du tronçon STR02-R03	63
Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier	70
Tableau (VI.2) : Les différents matériaux	73
Tableau(VII.1) : Détermination des débits aux nœuds	81
Tableau (VII.2) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe	83
Tableau (VII.3) : Etat des nœuds du réseau après simulation	84
Tableau (VII.4) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe	86
Tableau (VII.5) : Etat des nœuds du réseau après simulation	87

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Chaabet El Aneur.....	2
Figure (I.2) : Situation géographique de la zone d'étude.....	3
Figure (II.1) : Evolution de la population.....	8
Figure (III.1) : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	18
Figure (III.2) : Conduite de départ.....	19
Figure (III.3) : Conduite de trop-plein.....	20
Figure (III.4) : Conduite de vidange.....	20
Figure (III.5) : Conduite de by-pass.....	21
Figure (III.6) : Cystème d'incendie.....	22
Figure (III.7) : Schéma général des réservoirs.....	25
Figure (IV.1) : Vanne à opercule.....	40
Figure (IV.2) : Vanne à papillon.....	40
Figure (IV.3) : Ventouse.....	41
Figure (IV.4) : Clapet anti-retour.....	41
Figure (IV.5) : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.....	47
Figure (IV.6) : Schéma général d'adduction.....	51
Figure (V.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	55
Figure (V.2) : Cas d'aspiration en charge.....	58
Figure (V.3) : Cas d'aspiration en dépression.....	58
Figure (V.4) : Courbe caractéristique de $NPSH_r$ et $NPSH_d$	59
Figure (V.5) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R01).....	60
Figure (V.6) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R02).....	61
Figure (V.7) : Courbe caractéristique de la pompe (STR02-R03).....	64
Figure (VI.1) : Pose de la conduite en tranchée.....	73
Figure (VI.2) : Quelques types de butées.....	74
Figure (VII.1) : Réseau maillé.....	75
Figure (VII.2) : Réseau ramifié.....	76
Figure (VII.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Ouled Abdellah.....	80
Figure (VII.4) : État du réseau après la simulation.....	83
Figure (VII.5) : Cas d'utilisation du poteau d'incendie placé sur le tronçon (1-5).....	85
Figure (VII.6) : Cas d'utilisation du poteau d'incendie placé sur le tronçon (5-7).....	86

LISTE DES SYMBOLES

- A** : Amortissement annuel
a : Célérité de l'onde en (m/s)
B: Valeur du coup de bélier en (m)
B_L : Bilan (DA)
Ca : La cote de plan d'aspiration en (m)
C_p : Cote de l'axe de la pompe en (m)
C_R : Cote du radier en (m)
C_{RT} : Cote de radier du réservoir tampon (m)
C_{TP} : Cote du trop plein en (m)
C_{STR01} : Cote de la station de reprise 01
C_{STR02} : Cote de la station de reprise 02
C_{R01} : Cote du trop-plein du réservoir 01
C_{R02} : Cote du trop-plein du réservoir 02
C_{R03} : Cote du réservoir 03
C_{R04} : Cote du réservoir 04
C_{R05} : Cote du trop-plein du réservoir 05
C_{batche} : Cote de la bache d'eau (Tizi El Bir)
D : Diamètre de la conduite (m)
D_{BONNIN} : Diamètre de Bonnin en (mm)
D_{BRESS} : Diamètre de Bresse en (mm)
D_{ext}: Diamètre extérieur de la conduite (mm)
D_{int}: Diamètre intérieur de la conduite (mm)
D_{max}: Diamètre maximal de la conduite en (m)
D_{min}: Diamètre minimal de la conduite en (m)
dot : Dotation de consommation en (l/j.hab)
E : Energie consommée par la pompe en (kwh)
e : Epaisseur de la conduite en (mm)
e' : Prix unitaire du Kwh. Fixé par la SONEGAS (4.67DA)
F_{am} : Frais d'amortissement (DA)
F_{exp}: Frais d'exploitation (DA)
g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)
H : Hauteur utile optimale d'eau (m)
H_a : Hauteur d'aspiration en (m)
H_d: Hauteur de dépression en (m)
H_g : La hauteur géométrique en (m)
H_{mt}: La hauteur manométrique totale en (m)
H_{inc} : hauteur d'eau d'incendie (m)
H_s: La hauteur de surpression en (m)
H₀: Pression absolue de la conduite
H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale
h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m)
i : Taux d'annuité =8%
J_{asp}: Pertes de charge à l'aspiration en (m)
J_i: Pertes de charge du tronçon i en (m)
J_l: Perte de charge linéaire en (m/m)
J_{ref}: Pertes de charge au refoulement en (m)
J_s: Pertes de charge singulière en (m)
J_t: Pertes de charge totale en (m)

K : Rugosité absolue (mm)
K_c: Coefficient dépendant de la nature de la conduite
K_{max.h}: Coefficient de consommation maximale horaire
K_{max.j}: Coefficient de variation journalière maximale
L : Longueur de la conduite en (m)
L_i: Longueur du tronçon concerné en (m)
m : Coefficient de rognage
N : Vitesse de rotation en (tr/min)
N_i : Nombre de consommateur
NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible en (m)
NPSH_r: Charge nette d'aspiration requise en (m)
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement
ni : Nombre d'années séparant l'année 2016 et l'horizon projeté
P : Pourcentage horaire en (%)
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
P_n: Nombre d'habitants dans n années
P_{max} : Résidu maximum (%)
Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
P₀: Nombre d'habitants actuel
Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s)
Q_{ci}: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s)
Q_i: Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s)
Q_{max.j}: Consommation maximale journalière (m³/j)
Q_{moy.h}: Débit moyen horaire en (m³/j)
Q_{moy.j}: Débit moyen journalier (m³/j)
Q_{moy.maj.j}: Débit moyen journalier majoré en (m³/j)
Q_{ni}: Débit nodal de nœud concerné (l/s)
Q_p: Débit de pointe (l/s)
Q_r: Débit en route (l/s)
Q_{ri}: Débit concentré au nœud (i) en (l/s)
Q_{sp}: Débit spécifique (l/s/ml)
R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite
R_e: Nombre de Reynolds
R⁺_{max}: Résidu maximum positif en (%)
R⁻_{max}: Résidu maximum négatif en (%)
R01 : Réservoir d'Ouled Said
R02 : Réservoir d'Azouza
R03 : Réservoir de Ouled El Hadj
R04 : Réservoir de Chlout et Ouled abedellah
r : Pourcentage de rognage en (%)
S : Surface du planché de l'équipement en (m²)
S_e : Section du réservoir en (m²)
STR : station de reprise
SPET : Station de production des eaux de taksebt
T : Température en degré (°c)
T_{moy} : Température moyenne en °C
T_p: Nombre d'heure de pompage (20h)
h_v: Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température
t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h)
T_{min} : Température minimale en °C

- T_{max}** : Température maximale en °C
V : Vitesse d'écoulement en (m/s)
V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m³)
V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³)
V_r : Volume de régularisation du réservoir (m³)
V_t : Volume total du réservoir (m³)
V_{STR} : Volume de la station de reprise (m³)
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
λ : Coefficient de perte de charge linéaire
τ : Taux d'accroissement de la population (%)
ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)
η : Rendement de la pompe en (%)
Θ : Angle d'ouverture de la vanne papillon
ϵ : Coefficient d'ouverture de la vanne

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau est la matière la plus répandue sur terre. Elle est la condition indispensable à la vie, à l'évolution économique et civilisationnelle. L'augmentation continue de la population mondiale, l'élévation sans arrêt du standing de vie conditionné par la croissance de la production, ont provoqués des déséquilibres dans le rapport eau-société. Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes d'alimentation en eau potable (AEP) judicieux. Ils constitueront toujours un grand défi d'ingénierie afin de satisfaire les besoins en eau de la société. C'est dans ce contexte, que s'inscrit notre projet de fin de cycle, qui vise à étudier l'alimentation en eau potable des six villages de la commune Chaabet El Ameer (Ouled Said, Azouza, Ouled El Hadj, Chlout, Ouled Abdellah et Bentafet) wilaya de Boumerdes, à partir d'un réservoir tampon qui reçoit les eaux du champ de captage (forages) situé au lieu-dit Oued Adjenan, ainsi que les eaux du point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger.

Notre objectif est de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs que se soit à court ou à long terme. En premier lieu, on s'intéresse à la recherche d'autres ressources en eau potable. En second lieu, de faire un dimensionnement technico-économique du réseau.

Notre étude s'articule sur sept chapitres et se présente comme suit :

- Le premier chapitre est destiné à la présentation générale de la zone d'étude ;
- Le deuxième chapitre est consacré à l'estimation des besoins en eau domestiques et d'équipements pour un horizon d'étude de 30 ans ;
- Le troisième chapitre abordera la conception et le dimensionnement des ouvrages de stockages (réservoirs) ;
- Le quatrième chapitre est réservé à la présentation du système d'adduction, autrement dit l'acheminement de l'eau depuis la source jusqu'aux différents points de stockage. Par la suite, l'étude technico-économique nous permettra de choisir les diamètres optimaux des conduites d'adduction ;
- Dans le cinquième chapitre, nous allons faire le choix des pompes à utiliser en tenant compte de celles qui donnent le meilleur rendement. Ce choix se fera à l'aide du catalogue Caprari ;
- En ce qui concerne le sixième chapitre, nous allons étudier le phénomène du coup de bélier et utiliser les moyens de protection qui s'imposent si c'est nécessaire ;
- Quant au dernier chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution du village d'Ouled Abdellah ceci en exploitant le logiciel Epanet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à la présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, climatologique, géologique et sa situation hydraulique. Cette présentation nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1 présentation du site

I.1.1 situation géographique

La commune de Chaabet El Aneur est située au Sud Est de la wilaya de Boumerdes. Elle est distante de 50Km du chef lieu de wilaya et de 15 Km du chef lieu de Daïra d'ISSER.

Le territoire communal s'étend sur une superficie de 72,28km² et compte 33 459 habitants depuis le dernier recensement de la population. La densité de population est de 458,3 habitants par km² sur la ville [1].

Située à 187 mètres d'altitude, la ville de Chaabet El Aneur a pour coordonnées géographiques Latitude: 36° 37' 60" nord, Longitude: 3° 42' Est.

Elle est limitée administrativement, comme suit :

- Au Nord, par la commune d'Isser ;
- Au Sud, par la wilaya de Bouira ;
- A l'Est, par la wilaya de Tizi Ouzou ;
- A l'Ouest, par les communes de Beni Amrane et Ammal.



Figure (I.1) : Situation Géographique de la commune de Chaabet El Aneur.

La zone concernée par cette étude englobe le village d'Azzouza, Ouled El Hadj, Ouled Abdellah, Ouled Said, Chellout et Bentafet. Ces villages sont situés dans la partie sud Est du chef lieu de la commune, le long du chemin de wilaya CW 151 reliant la ville d'Isser au chef lieu de la commune de Timezrit.

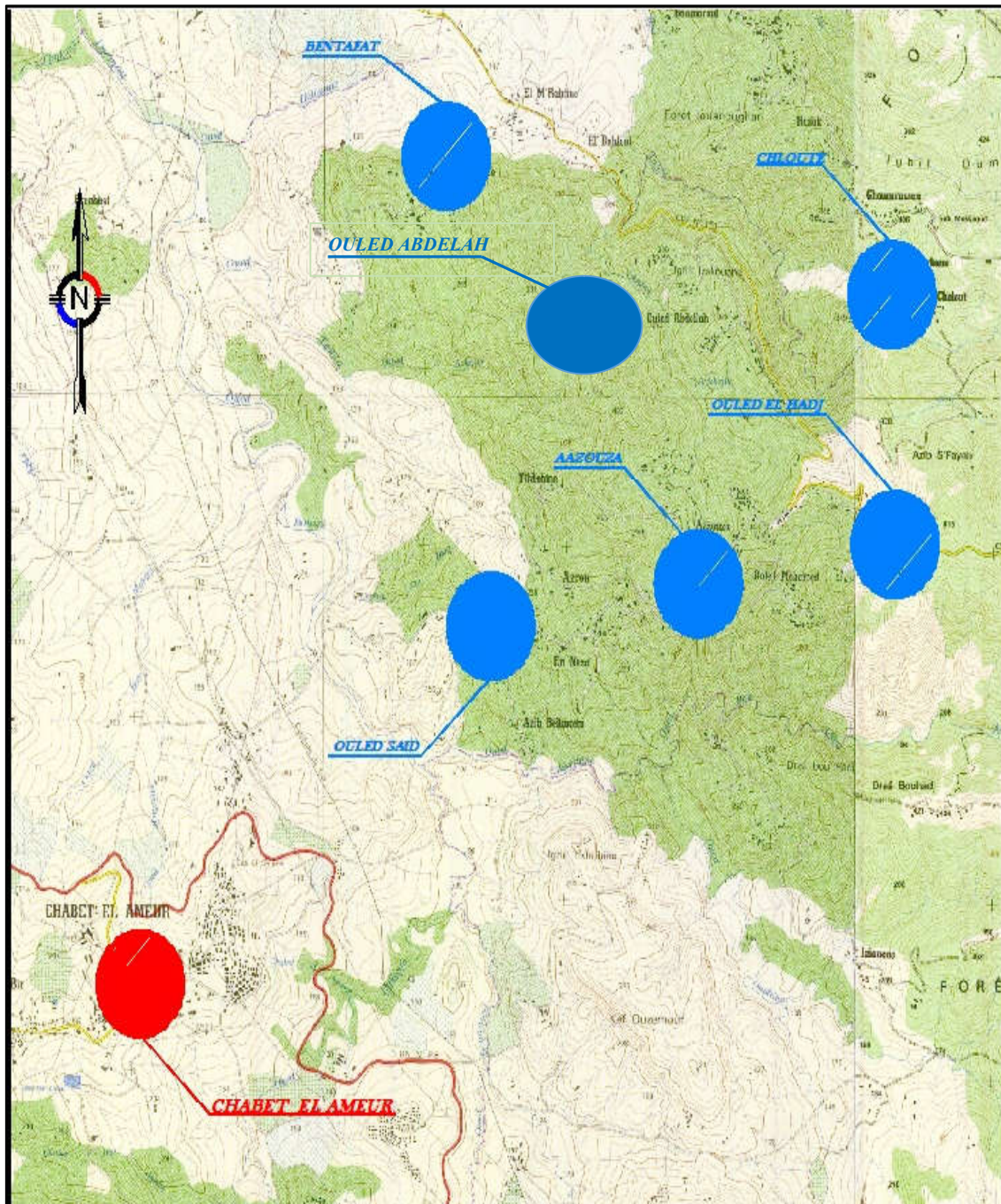


Figure (I.2) : Situation Géographique de la zone d'étude.

I.1.2 Situation topographique

La zone d'étude est montagneuse. En effet, 80 % du site est constitué de pentes supérieures à 10 %. Le chemin des villages est une ascension continue le long du CW 151 à partir du village Bentafet d'une cote de 160 m jusqu'au point le plus culminant à Ouled El Hadj d'une cote de 550 m sur un couloir de 5,5 km de longueur, soit une pente moyenne de plus de 07 %.

Les villages de Azzouza et Ouled Said se situent sur le chemin reliant le CW 151 à l'ACL de Chaabet El Ameur, le site est limité par Oued Bouiri du côté Ouest à une cote de 78 m et le CW 151 du côté Est avec une cote de 425 m soit une dénivelée de 347 m sur un linéaire de 4,50 km ce qui donne une pente moyenne de 7,80 % [2].

I.1.3 Structure géologique

Sur le plan de la structure géologique, on distingue trois ensembles [3] :

- Le premier ensemble situé au Sud, présente des terrains récents formés essentiellement de calcaire d'où la présence des sols très pauvres.
- Le deuxième ensemble est constitué de terrains d'âge récent, et issus d'une période de sédimentation marine intense.
- Le troisième ensemble situé au Nord-Est, appartient au socle Kabyle constitué de terrains anciens représentés par des roches métamorphiques (schisto - cristallins). Une partie de cet ensemble, enclavée sur la rive droite de l'Oued Bouiri est constituée essentiellement de grès-calcaire fait d'un mélange de sols caillouteux et de graviers comportant une croûte calcaire.

I.1.4 Situation climatologique

I.1.4.1 Climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec. La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois [3].

I.1.4.2 Température

Chaabet El Ameur affiche une température annuelle moyenne de 17.5 °C. Au mois d'Aout, la température moyenne est de 26.8 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 9.9 °C [3].

Tableau(I.1) : La répartition mensuelle moyenne de la température en (°c).

mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
T (°c)	9,9	10,6	12,7	14,9	18,5	22,4	26	26,8	24	19	14,3	10,7
T _{max} (°c)	14,1	14,9	17,2	19,7	23,4	27,5	31,6	32,5	28,7	23	18,4	15
T _{min} (°c)	5,7	6,3	8,2	10,1	13,6	17,4	20,5	21,2	19,3	14	10,2	6,5

I.1.4.3 Pluviométrie

Les précipitations annuelles à Chaabet El Ameur sont en moyenne de 794 mm.

Le mois le plus sec est celui de Juillet avec seulement 2 mm. Les précipitations record sont enregistrées en Décembre, elles sont de 138 mm en moyenne [3].

Tableau(I.2) : La répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).

mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
p _{moy}	132	96	78	66	45	20	2	4	37	70	106	138

I.1.5 Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la zone d'étude est très dense. On constate plusieurs oueds, et ces oueds sont des affluents d'oued Isser. Les importants oueds sont Oued Boudaoui au sud de Chaabet El Ameer et Oued Tikherbine du côté Est, ces deux oueds se rencontrent à la limite sud du village d'Ouled Said pour donner naissance à Oued Bouiri [3].

Du côté Nord de l'ACL les oueds de Boumessel, Oued Tezza, et Oued Halaouane se rencontrent pour former Oued Djemaa qui se déverse à Oued Isser.

I.1.6 Situation démographique

Lors du dernier recensement de 2008, la population totale des six villages de la zone d'étude atteignait les 6963 habitants (d'après l'APC de Chaabet El Ameer) [1].

La répartition de la population est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau(I.3) Tableau de répartition de la population en 2008.

N°	villages	Nombre d'habitants
01	Ouled El hadj	1371
02	Azouza	811
03	Ouled Said	2261
04	Ouled Abdellah	842
05	Chellout	730
06	Bentafat	948
Total		6963

I.1.7 Situation hydraulique actuelle

Actuellement la commune de Chaabet El Ameer est alimentée en eau potable à partir d'un réservoir tampon qui se situe sur une cote de 415 m, et qui reçoit les eaux du champ de captage (forages) situé au lieu-dit Oued Adjenan, ainsi les eaux du point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger [3].

Ce réservoir nous permet d'avoir un débit de 60 l/s, ce dernier est acheminé vers la bache existante au lieu-dit Tizi El Bir d'une capacité de 1000 m³. A partir de cette bache, un débit de 25 l/s est réservé à l'alimentation de l'ACL de Chaabet El Ameer, et les deux villages à savoir Amara Sefla et Beni Brahim, tandis que les 35 l/s restants sont destinés à l'alimentation de notre zone d'étude (Ouled Said, Azouza, Ouled El Hadj, Ouled Abdellah, Chlout et Bentafet).

La région d'étude dispose d'autres sources d'où s'approvisionnent les habitants, les plus importantes sont : Ain Zenzla, Ain Zaouia et une dans les hauteurs du village Chlout. Vue l'importance du nombre d'habitants ces sources s'avèrent incapable de satisfaire l'ensemble des besoins en eau de ces derniers.

Les ouvrages de stockage de la zone sont représentés dans le tableau (I.4) suivant :

Tableau (I.4) : Ouvrages de stockage de la zone d'étude.

Localité	Type	Capacité (m ³)	Etat
Tizi El Bir	Sur terre	1000	Bon
Azouza	Sur terre	500	Bon
Ouled El Hadj	Semi enterré	1000	Bon
Ouled abdellah	Semi enterré	150	Endommagé

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue topographique, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige une fixation impérative des normes unitaires pour chaque catégorie de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs, par exemple : le standing des habitats, les équipements existants, l'évolution de la population, ...etc. Ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins en eau pour un horizon d'étude de 30 ans.

II.1 Evolution de la population

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit une période de 30 ans, qui est une moyenne de durée de vie des canalisations. En 2008, la population des villages (Ouled Saïd, Azouza, Ouled El Hadj, Ouled Abdelah, Chellout et Bentafet) a été estimée à 6321 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2048, pour un taux d'accroissement de 2,8 %. [2]

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par l'application de la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P_n : population à l'horizon d'étude ;
- p_0 : population de l'année de référence ;
- τ : taux d'accroissement de la population en (%) ;
- n : nombre d'années à l'horizon considéré.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (II.1) suivant :

Tableau (II.1) : Variation du nombre des habitants.

Villages	P ₀ (2008)	Population projetée	
		2018	2048
Ouled El Hadj	1371	1808	4138
Azouza	811	1070	2451
Ouled Saïd	2261	2981	6826
Ouled Abdellah	842	1110	2541
Chlout	730	962	2202
Bentafet	948	1250	2863
Total (habitants)	6963	9181	21021

La répartition des habitants par villages est représentée dans la figure (II.1) ci-dessous :

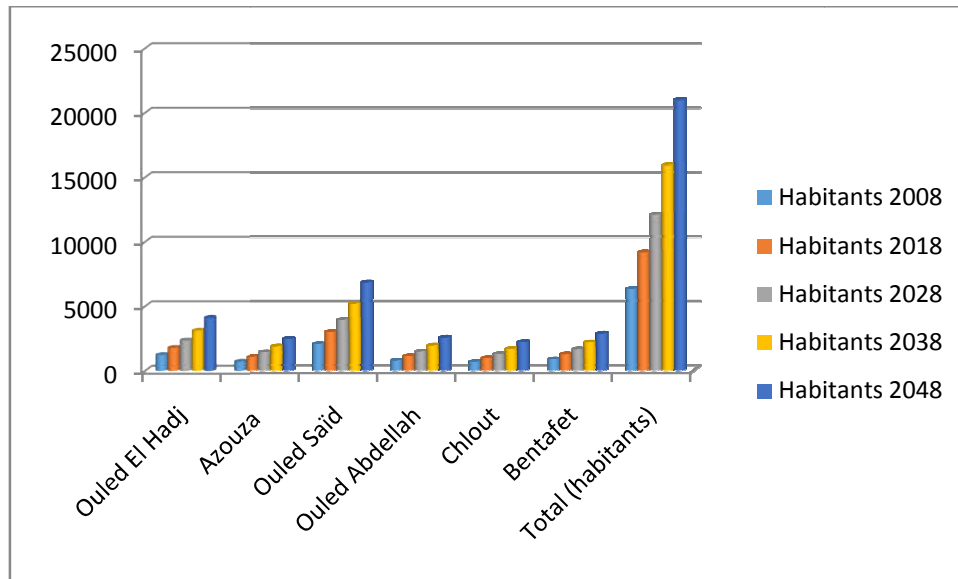


Figure (II.1) : Evolution de la population.

II.2 Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 Les besoins domestiques

L'eau à usage domestique est celle utilisée par les ménages : cuisines, lavages de linge, toilettes, douches, ...etc. Selon les services de la DRE (direction des ressources en eau), la dotation est de 150 litres par jour et par habitant.

II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière a l'horizon 2048

Pour calculer les consommations moyennes journalières, on utilise la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier ;
- dot : dotation moyenne (l/j/hab) ;
- N : nombre d'habitants.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Tableau récapitulatif des consommations journalières.

Village	2018			2048		
	Population	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)	Population	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)
Ouled El Hadj	1808	150	271,2	4138	150	620,7
Azouza	1070	150	160,5	2451	150	367,65
Ouled Said	2981	150	447,15	6826	150	1023,9
Ouled Abdellah	1110	150	166,5	2541	150	381,5
Chlout	962	150	144,3	2202	150	330,3
Bentafet	1250	150	187,5	2863	150	429,45
Total	9181	/	1377,15	21021	/	3153,5

II.2.2 Les besoins scolaires

Ces besoins concernent ceux des élèves des écoles primaires et des CEM. L'évaluation de ces besoins est représentée dans le tableau (II.3) ci-dessous.

Tableau (II.3) : Détermination des besoins scolaires.

villages	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Ouled El Hadj	Ecole primaire	1	480	10	4,8
Azouza	/	/	/	/	/
Ouled said	Ecole primaire CEM	1 1	480 360	10 20	4,8 7,2
Ouled Abdellah	/	/	/	/	/
Chlout	Ecole primaire	1	480	10	4,8
Bentafet	Ecole primaire	1	480	10	4,8
Total	/	/	2280	/	26,4

II.2.3 les besoins sanitaires

Notre zone d'étude est équipée de deux (02) salles de soin avec une dotation estimée a 5l /j/lit. [2]

Les besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.4) : Détermination des besoins sanitaires.

village	Désignation	Nombre de lit	Dotation (l/j/lit)	Besoins (m ³ /j)
Ouled Said	01 salle de soins	300	5	1,5
Bentafet	01 salle de soins	300	5	1,5
Total	03	600	/	3

II.2.4 Les besoins socioculturels

Les différents besoins socioculturel réunis dans le tableau (II.5) suivant :

Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels.

Village	Désignation	Effectifs	Dotation (l/j/effectif)	Besoins (m ³ /j)
Ouled El Hadj	01 stade de football	50	50	2,5
Azouza	01 mosquée	300	5	1,5
Ouled Said	01 mosquée	300	5	1,5
	01 stade de football	50	50	2,5
Ouled Abdellah	01 mosquée	300	5	1,5
Chlout	/	/	/	/
Bentafet	01 mosquée	300	5	1,5
Total	/	1300	/	11

II.2.5 Les besoins des cheptels

Les différents besoins des cheptels sont représentés dans le tableau (II.6) suivant :

Tableau (II.6) : Détermination des besoins des cheptels.

Village	Espèce	Nombre de Tête	Dotation (l/j/tête)	Besoin (m ³ /j)
Ouled El Hadj	Bovins	150	50	7,5
Azouza	Bovins	150	50	7,5
Ouled Said	Bovins	200	50	10
Ouled Abdellah	Bovins	150	50	7,5
Chlout	Bovins	200	50	10
Bentafet	Bovins	150	50	7,5
Total	/	850	/	50

Les besoins des différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (II.7) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale.

Village	Besoin Domestiques (m ³ /j)	Besoins Scolaires (m ³ /j)	Besoins Sanitaires (m ³ /j)	Besoins Socioculturels (m ³ /j)	Besoins Cheptels (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Ouled El Hadj	620,7	4,8	/	2,5	7,5	635,5
Azouza	367,65	/	/	1,5	7,5	376,65
Ouled Said	1023,9	12	1,5	4	10	1051,4
Ouled Abdellah	381,15	/	/	1,5	7,5	390,15
Chlout	330,3	4,8	/	/	10	345,1
Bentafet	429,45	4,8	1,5	1,5	7,5	444,75
total						3243,55

II.2.6 Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes :

Même si le réseau d'adduction sera réalisé convenablement, et bien entretenu, ce dernier n'est jamais étanche, et le volume des pertes dépasse généralement les 20%, et cela est due soit :

- A la consommation non qualifiée (illégale) ;
- Aux fuites dans le réseau d'adduction ;
- Aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau, vieillissement du réseau, les différents équipements hydrauliques et la nature du terrain et la qualité d'entretiens ;
- Aux fuites chez le consommateur (robinets).

De ce fait la consommation moyenne journalière est majorée de 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation, et combler les fuites, qui sont représentée dans le tableau (II.8) si après :

Tableau (II.8) : Besoins en eau en tenant compte des pertes.

Village	Besoins Totaux (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Q _{moy,majoré} (m ³ /j)
Ouled El Hadj	635,5	127,1	762,6
Azouza	376,65	75,33	451,98
Ouled Said	1051,4	210,28	1261,68
Ouled Abdellah	390,15	78,03	468,18
Chlout	345,1	69,02	414,12
Bentafet	444,75	88,95	533,7
Total	3243,55	648,71	3892,26

II.2.7 Etude des variations de la consommation journalière

En général, dans un réseau d'AEP, il ya toujours augmentation et diminution de la consommation, ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, ...et l'année.

Pour tenir compte de cet aspect important, on affecte au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité, permettant d'évaluer la consommation minimale et maximale, afin de dimensionner un réseau d'adduction.

II.2.7.1 Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages. Elle peut être obtenue par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.3})$$

Avec : $k_{\max,j} \in [1,1-1,3]$, on prend $K_{\max,j}=1,3$.

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.2.7.2 Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient minimal journalier qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.4})$$

Il nous indique combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Avec : $k_{\min,j} \in [0,7-0,9]$, on prend $K_{\min,j}=0,8$.

Les résultats des consommations maximales et minimales journalières sont représentés dans le tableau (II.9).

Tableau (II.9) : Les consommations maximales et minimales journalières

village	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Ouled El Hadj	762,6	610,08	991,38
Azouza	451,98	361,584	587,574
Ouled Said	1261,68	1009,344	1640,184
Ouled Abdellah	468,18	374,544	608,634
Chlout	414,12	331,296	538,356
Bentafet	533,7	426,96	693,81
Total	3892,26	3113,808	5059,938

II.2.8 Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaire ($k_{\max h}$ et $k_{\min h}$), et nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible consommation durant une journée (24 heures), afin de dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans la conduite.

II.2.8.1 Consommation maximale horaire

Elle est représentée par le coefficient maximal horaire qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, on prend $\alpha_{\max} = 1,4$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II.10) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.10) : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Les valeurs de $K_{\max h}$ de chaque localité sont présentées dans le tableau (II.11) suivant:

Tableau (II.11) : Valeurs de $K_{\max h}$ de chaque village.

Village	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$	$K_{\max h}$
Ouled El Hadj	4138	1,4	1,493	2,09	2,1
Azouza	2451	1,4	1,61	2,254	2,3
Ouled Said	6826	1,4	1,379	1,93	2
Ouled Abdellah	2541	1,4	1,597	2,23	2,3
Chlout	2202	1,4	1,659	2,32	2,4
Bentafet	2863	1,4	1,575	2,2	2

II.2.8.2 Consommation minimale horaire

Elle est donnée par le coefficient $K_{\min h}$ qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation avec :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II.6})$$

Où :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II.12) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II.12) : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Les valeurs de $K_{\min,h}$ de chaque localité sont présentées dans le tableau (II.13) ci-dessous :

Tableau (II.13) : Valeurs de $K_{\min,h}$ de chaque village.

Villages	Population	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$
Ouled El Hadj	4138	0,5	0,203	0,102
Azouza	2451	0,5	0,1	0,05
Ouled Said	6826	0,5	0,281	0,14
Ouled Abdellah	2541	0,5	0,103	0,051
Chlout	2202	0,5	0,1	0,05
Bentafet	2863	0,5	0,124	0,062

Les résultats des consommations maximales et minimales horaires sont représentées dans le tableau (II.14).

Tableau (II.14) : Calcul des consommations maximales et minimales horaires.

Village	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ (m^3/h)	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\min h}$	$Q_{\min h}$ (m^3/h)
Ouled El Hadj	991,38	2,1	86,745	991,38	0,102	4,213
Azouza	587,574	2,3	56,31	587,574	0,05	1,224
Ouled Said	1640,184	1,9	129,85	1640,184	0,14	9,57
Ouled Abdellah	608,634	2,5	63,4	608,634	0,051	1,293
Chlout	538,356	2,5	56,08	538,356	0,05	1,121
Bentafet	693,81	2	57,81	693,81	0,062	1,792
Total	5059,938	/	450,195	5059,938	/	19,213

II.2.9 Confrontation ressources-besoins

Les confrontations sont établies en comparant les ressources en eau existantes avec les besoins en eau, de façon à ce que les mesures à prendre pour satisfaire les demandes en eau puissent être évaluées.

Le déficit dont souffre la zone d'étude est donné par la relation suivante :

$$Q = Q_{\max} - Q_{\text{existant}}$$

Le débit fourni par la ressource alimentant la zone d'étude est de 35 l/s.

$$Q = Q_{\max} - Q_{\text{existant}} = 58,56 - 35 = 23,56 \text{ l/s.}$$

Le résultat du bilan (ressources – besoins) est présenté dans le tableau (II.15) ci- dessous :

Tableau (II.15) : Bilan ressources – besoins.

Ressources (m ³ /j)	3024
Besoins (m ³ /j)	5059,938
Bilan (m ³ /j)	-2035,938

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon de 2048. Les six villages de la commune de Chaabet El Aneur présente un déficit de 23,56 l/s pour l'horizon de calcul, par rapport à la quantité réservée pour l'alimentation de cette région.

Pour cela, nous proposons de faire un renforcement à partir de la station de dessalement de Cap Djenat qui devra donc couvrir ce déficit. Ces estimations seront prises en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adductions.

CHAPITRE III

LES RESERVOIRS

Introduction

Dans le cadre de notre projet d'AEP, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1 Généralités sur les réservoirs

III.1.1 Définition

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker l'eau potable, comme ils représentent l'ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et de distribution. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions techniques et économiques.

III.1.2 Principales fonctions d'un réservoir

On peut classer les fonctions principales assurées par les réservoirs selon deux points de vue, à savoir [4] :

III.1.2.1 Du point de vue technique

Les réservoirs assurent les fonctions suivantes :

- La régulation du débit ;
- La sécurité d'approvisionnement ;
- La régulation de la pression ;
- La simplification de l'exploitation ;
- Le rôle d'un réacteur participant au traitement de l'eau.

III.1.2.2 Du point de vue économique

Le réservoir permet la réduction :

- Des investissements sur les ouvrages de productions ;
- Des investissements sur le réseau de distribution ;
- Des dépenses d'énergie.

III.1.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés comme suit [5] :

III.1.3.1 Classification selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distinguer les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

III.1.3.2 Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leurs positions par rapport à la surface du sol, nous pouvons distinguer les réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

III.1.3.3 Classification selon la forme géométrique

Généralement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphériques, conique,...etc.).

III.1.3.4 Classification selon l'utilisation

Vu les différentes utilisations des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoirs principales d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons) ;
- Réservoirs de traitement.

III.1.4 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre pour de multiples raisons, ainsi nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques [5] :

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implantés de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.2 Les exigences principales à satisfaire pour les réservoirs

III.2.1 La durabilité

Ils doivent être construits en matériaux adéquats, les surfaces en contact avec l'eau ne doivent pas se désagréger ou communiquer des saveurs et odeurs désagréables.

III.2.2 Etanchéité

Paramètre essentiel d'un réservoir, afin d'éviter les fuites et fissurations, garder l'eau à l'abri des infiltrations de pluie, poussière, ou autres contaminations extérieures.

III.2.3 La résistance

Le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.

III.2.4 Entretien de l'ouvrage

Les réservoirs doivent être visitables afin de prévoir d'éventuels nettoyages et travaux de maintenance.

III.3 Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré [5].

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques ;
- Conditions géotechniques ;
- Conditions hydrauliques ;
- Conditions économiques.

Vu le relief du terrain et l'emplacement disponible, nous optons pour des réservoirs circulaires semi-enterré comme le montre la figure (III.1) ci-après :

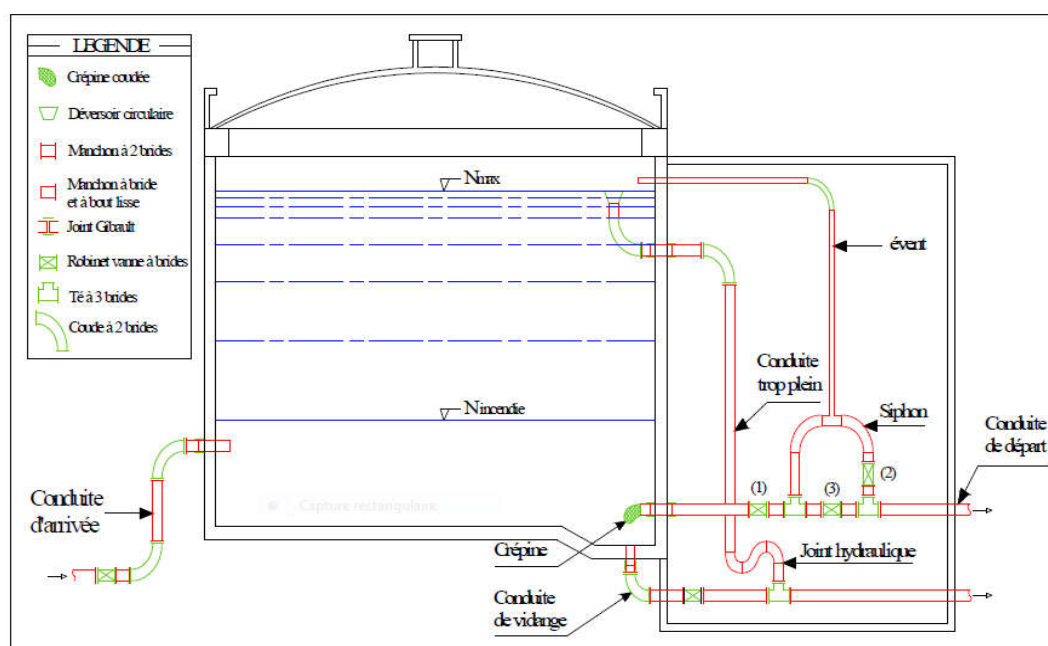


Figure (III.1) : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

III.4 Equipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé de [6] :

III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation se fait par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III.4.1.1 Par le haut :

Soit avec chute libre soit 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.

III.4.1.2 Par le bas :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III.4.2 Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décanter dans la cuve (figure (III.2)).

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène du vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitresse se manifestera dans la conduite.

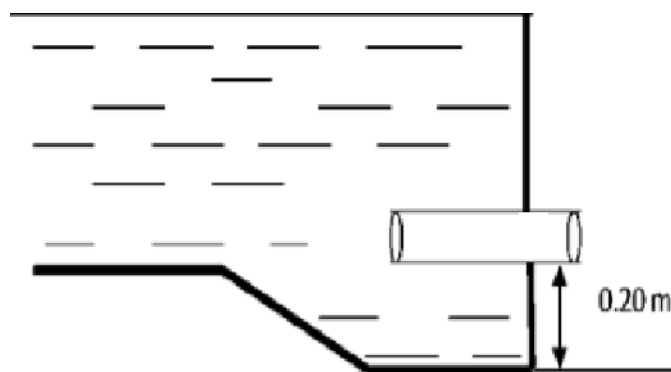


Figure (III.2) : Conduite de départ.

III.4.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir, lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale (figure (III.3)).

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

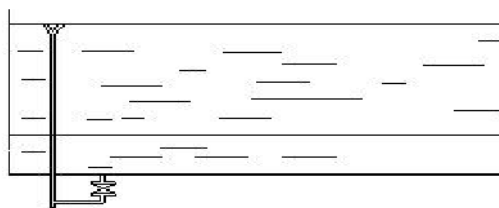


Figure (III.3) : Conduite de trop-plein.

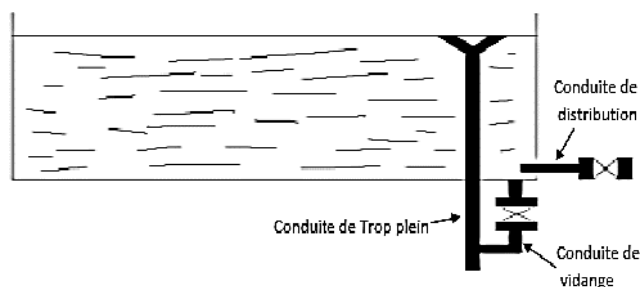
III.4.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.



Figure(III.4) : Conduite de vidange.

III.4.5 Conduite de by-pass

En cas d'indisponibilité, de nettoyage, ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté, il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution) (figure (III.5)).

-En temps normal : (1) et (2) sont ouverts et (3) fermé.

-En by-pass : on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

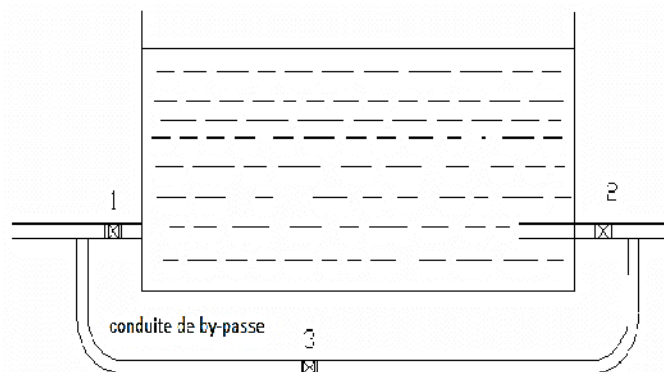


Figure (III.5) : Conduite de by-pass.

III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes (figure (III.6)):

III.4.6.1 Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne.

A l'aide d'unités, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de refaire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

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

III.4.6.2 Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie.

Arrivant dans la chambre de manœuvre cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vannes.

Le premier placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

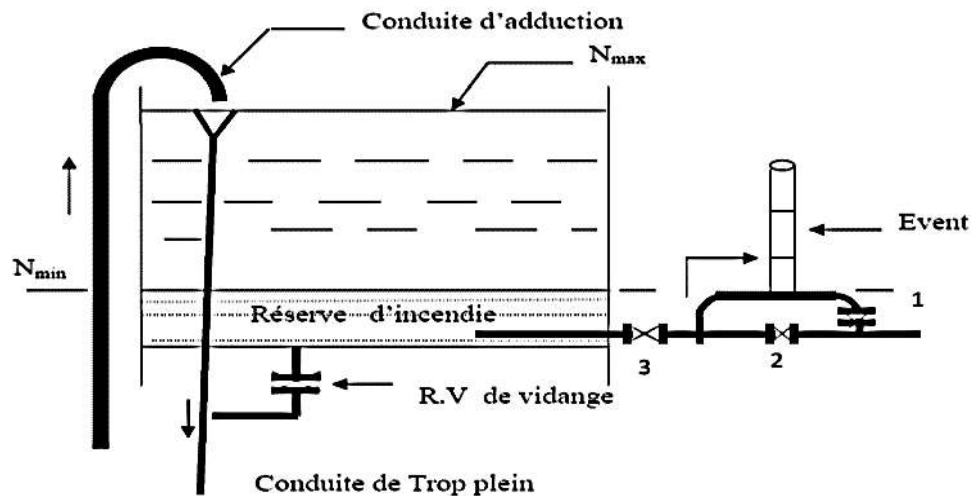


Figure (III.6) : Système d'incendie.

III.5 Détermination de la capacité d'un réservoir

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont, et d'autre part, de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie [5].

III.5.1 Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder [4]:

- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir ;
- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

III.5.1.1 Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (p_{\max}) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution, ce qui nous donnera la valeur max du résidu p_{\max} et V_r seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

$$V_r = \frac{p_{\max} \times Q_{\max}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Où:

- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3) ;
- P_{max} : Résidu maximum (%) ;
- Q_{max} : Débit maximum journalier (m^3/j).

III.5.1.2 calcul du résidu P_{max}

On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{max,h}$ pour chaque localité de distribution (Tableau (II-11)).

Le régime de consommation journalière pour chaque village est pris du tableau du régime de distribution du débit journalier (Annexe 1).

- On fait une répartition de 20 heures de pompage ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée en P_{max} sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

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

Où:

- R^+_{max} : Résidu maximum positif (%) ;
- R^-_{max} : Résidu maximum négatif (%).

III.5.1.3 Le volume total du réservoir

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

Le volume total est donc :

$$V_t = V_{max} + V_{inc} \quad (III.3)$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{inc}=120 m^3$).

III.5.1.4 Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [3 : 6] m \rightarrow$ on prend $H = 4 m$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à $500 m^3$, et $H = 6 m$ pour les réservoirs supérieurs à $500 m^3$.

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

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3);
- S_e : Section du réservoir en (m^2) ;
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

III.5.1.5 Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

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

III.5.1.6 Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

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

III.5.1.7 La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, son dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Pour des stations circulaires, ce temps est compris entre 10 et 20 minutes.

Et pour notre cas on a choisi un temps de 15 min pour maintenir la crépine en charge $t = 1/4\text{h}$.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{\max,j} \times t \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³) ;
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ;
- $Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier.

III.6 Description du schéma des réservoirs

Notre zone d'étude est alimentée par le réservoir tampon qui reçoit les eaux du champ de captage (Oued Adjan), et du point de piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger.

L'eau sera acheminée gravitairement vers la bache située au lieu-dit Tizi El Bir.

Ensuite, l'adduction est assurée gravitairement vers la première station de reprise, avec un débit de 35 l/s. Cette dernière alimente par refoulement les réservoirs R01 et R02, avec R01 distribue vers Ouled Said, R02 vers Azouza et assure l'adduction vers R03.

Le R03 à son tour, permet la distribution vers Ouled El Hadj encore l'adduction vers R04.

Ainsi le R04 assure trois rôles à savoir :

- La distribution vers Chlout ;
- La distribution vers Ouled abdellah ;
- L'adduction vers R05.

Le schéma qui montre l'emplacement des réservoirs est représenté dans la Figure (III.7).

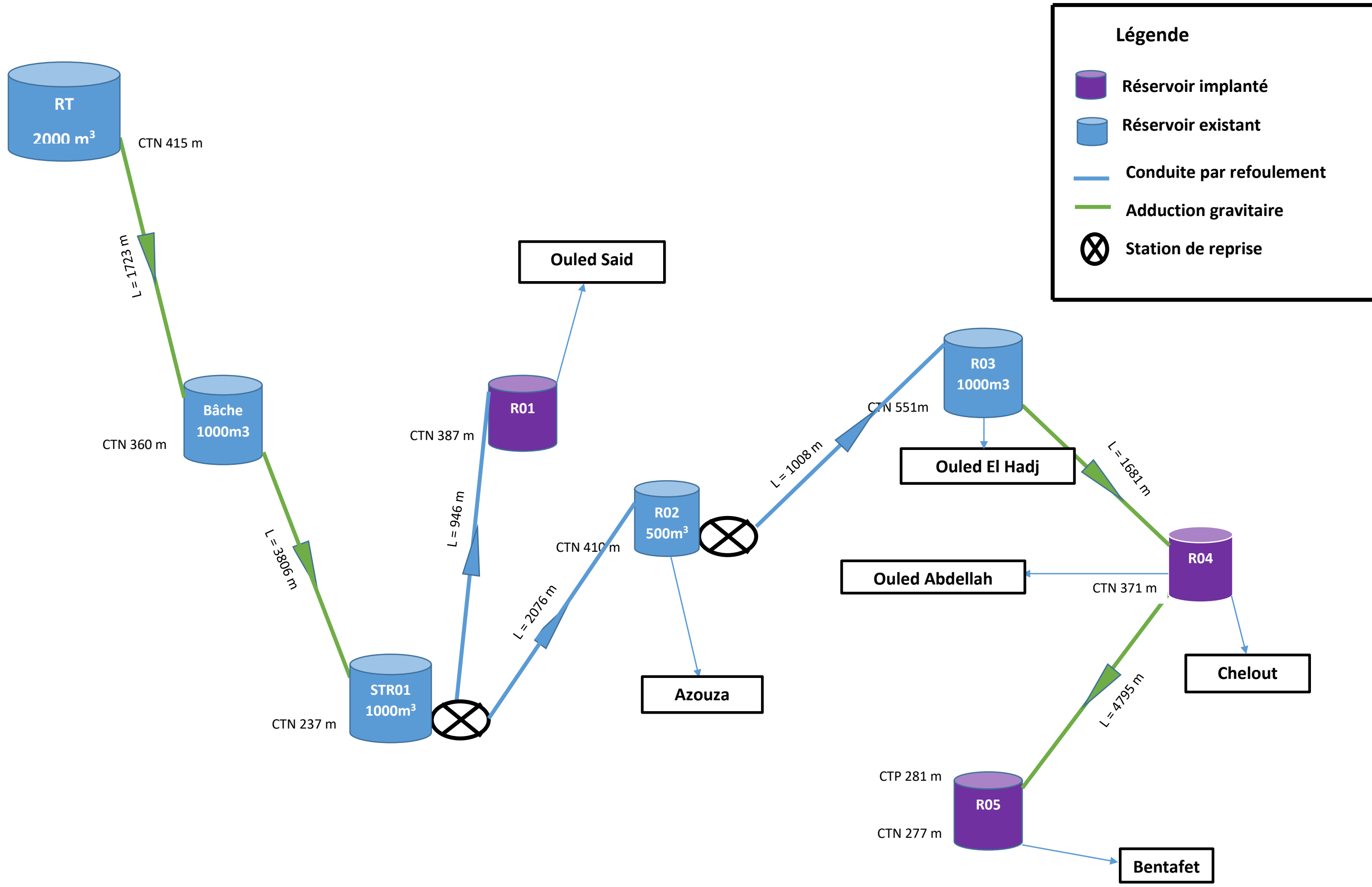


Figure (III.7) : Schéma général des réservoirs.

III.7 Détermination des capacités des réservoirs

III.7.1 Dimensionnement du réservoir R01 (Ouled Said)

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution du village d'Ouled Said, dont le débit est de 1640,184 m³/j. Le coefficient K_{max} horaire est de l'ordre de 1,931, pour les calculs on prendra K_{max,h} = 2 (annexe (1)), le dimensionnement du réservoir d'Ouled Said est donné dans le tableau (III.1) ci-dessous :

Tableau (III.1) : Détermination de la capacité du réservoir R01 (Ouled Said).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficits (%)	Résidus (%)
0-1	-	0,75	-	-0,75	-0,75
1-2	-	0,75	-	-0,75	-1,5
2-3	-	1	-	-1	-2,5
3-4	-	1	-	-1	-3,5
4-5	5	3	2	-	-1,5
5-6	5	5,5	-	-0,5	-2
6-7	5	5,5	-	-0,5	-2,5
7-8	5	5,5	-	-0,5	-3
8-9	5	3,5	1,5	-	-1,5
9-10	5	3,5	1,5	-	0
10-11	5	6	-	-1	-1
11-12	5	8,5	-	-3,5	-4,5
12-13	5	8,5	-	-3,5	-8
13-14	5	6	-	-1	-9
14-15	5	5	-	-	-9
15-16	5	5	-	-	-9
16-17	5	3,5	1,5	-	-7,5
17-18	5	3,5	1,5	-	-6
18-19	5	6	-	-1	-7
19-20	5	6	-	-1	-8
20-21	5	6	-	-1	-9
21-22	5	3	2	-	-7
22-23	5	2	3	-	-4
23-24	5	1	4	-	0
Total	100	100	-	-	-

➤ **Calcul du volume de stockage de R01 (Ouled Said) :**

D'après le tableau (III.1) on a :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |-9| + 0 = 9 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max} \cdot j}{100} = \frac{9 \cdot 1460,613}{100} = 147,613 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = 147,613 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 147,613 + 120$$

$$V_{\text{total}} = 267,613 \text{ m}^3.$$

La capacité du réservoir qu'on va implanter à Ouled Said, est de 300 m^3 , avec :

Volume total : $V_t = 300 \text{ m}^3$.

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$.

Diamètre : $D = 9,77 \text{ m}$.

Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 1,6 \text{ m}$.

III.7.2 Dimensionnement du réservoir R02 (Azouza)

Ce réservoir reçoit un débit de $3419,754 \text{ m}^3/\text{j}$, il assure l'alimentation du village Azouza, et l'alimentation du réservoir R03 par refoulement.

Soit un débit réparti sur :

Q (Azouza) = $587,574 \text{ m}^3/\text{j}$, et Q (transit) = $2832,18 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau (III.2) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir R03.

Tableau (III.2) : Dimensionnement de la capacité du réservoir R02 (Azouza).

Heure	Apport %	Transit %	Distribution %	Total %	Surplus %	Déficit %	Résidus %
0-1	-	-	0,103	0,103	-	-0,103	-0,103
1-2	-	-	0,103	0,103	-	-0,103	-0,206
2-3	-	-	0,206	0,206	-	-0,206	-0,412
3-4	-	-	0,344	0,344	-	-0,344	-0,756
4-5	5	4,141	0,601	4,742	0,258	-	-0,498
5-6	5	4,141	0,601	4,742	0,258	-	-0,24
6-7	5	4,141	0,773	4,914	0,086	-	-0,154
7-8	5	4,141	1,753	5,894	-	-0,894	-1,048
8-9	5	4,141	1,512	5,653	-	-0,653	-1,701
9-10	5	4,141	1,117	5,257	-	-0,258	-1,959
10-11	5	4,141	0,704	4,845	0,155	-	-1,804
11-12	5	4,141	0,704	4,845	0,155	-	-1,649
12-13	5	4,141	0,601	4,742	0,258	-	-1,391
13-14	5	4,141	0,601	4,742	0,258	-	-1,133
14-15	5	4,141	0,806	4,948	0,053	-	-1,08
15-16	5	4,141	1,065	5,206	-	-0,206	-1,286
16-17	5	4,141	1,787	5,928	-	-0,928	-2,214
17-18	5	4,141	1,615	5,756	-	-0,756	-2,97
18-19	5	4,141	1,254	5,395	-	-0,395	-3,365
19-20	5	4,141	0,275	4,415	0,584	-	-2,781
20-21	5	4,141	0,275	4,415	0,584	-	-2,197
21-22	5	4,141	0,172	4,312	0,687	-	-1,51
22-23	5	4,141	0,103	4,243	0,756	-	-0,756
23-24	5	4,141	0,103	4,243	0,756	-	0,000
Total	100	82,82	-	100	-	-	-

➤ Calcul du volume de stockage de R02 (Azouza)

D'après le tableau (III.2) on a :

$$P_{\text{max}} = |R_{\text{max}}^+| + |R_{\text{max}}^-| = 0 + |-3,365| = 3,365 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max.j}}{100} = \frac{3,365 \cdot 3419,754}{100} = 115,074 \text{ m}^3.$$

$$V_{\max} = 115,074 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 115,074 + 120$$

$$V_{\text{total}} = 235,074 \text{ m}^3.$$

Donc la capacité du réservoir existant est suffisante (500 m³).

III.7.3 Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled El Hadj)

Ce réservoir reçoit un débit de 2832,18 m³/j, il assure l'alimentation du village Ouled El Hadj, et l'alimentation du réservoir R04 par gravitation.

Soit un débit réparti sur :

$$Q (\text{Ouled El Hadj}) = 991,38 \text{ m}^3/\text{j}, \text{ et } Q (\text{transit}) = 1840,8 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le tableau (III.3) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir R03.

Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir R03 (Ouled El hadj).

Heure	Apport	Transit	Distribution	Total	Surplus	Déficit	Résidus
0-1	-	2,708	0,263	2,971	-	-2,971	-2,971
1-2	-	2,708	0,263	2,971	-	-2,971	-5,942
2-3	-	2,708	0,350	3,058	-	-3,058	-9,000
3-4	-	2,708	0,350	3,058	-	-3,058	-12,058
4-5	5	2,708	1,050	3,758	1,242	-	-10,816
5-6	5	2,708	1,925	4,633	0,367	-	-10,449
6-7	5	2,708	1,925	4,633	0,367	-	-10,082
7-8	5	2,708	1,925	4,633	0,367	-	-9,715
8-9	5	2,708	1,225	3,933	1,067	-	-8,648
9-10	5	2,708	1,225	3,933	1,067	-	-7,581
10-11	5	2,708	2,100	4,808	0,190	-	-7,371
11-12	5	2,708	2,975	5,683	-	-0,683	-8,074
12-13	5	2,708	2,975	5,683	-	-0,683	-8,757
13-14	5	2,708	2,100	4,808	0,192	-	-8,565
14-15	5	2,708	1,750	4,458	0,542	-	-8,023
15-16	5	2,708	1,750	4,458	0,542	-	-7,481
16-17	5	2,708	1,225	3,933	1,067	-	-6,414
17-18	5	2,708	1,225	3,933	1,067	-	-5,347
18-19	5	2,708	2,100	4,808	0,192	-	-5,155
19-20	5	2,708	2,100	4,808	0,192	-	-4,963
20-21	5	2,708	2,100	4,808	0,192	-	-4,771
21-22	5	2,708	1,050	3,758	1,242	-	-3,529
22-23	5	2,708	0,700	3,408	1,592	-	-1,942
23-24	5	2,708	0,350	3,058	1,942	-	0,000
Total	100	64,992	35,001	100			-

➤ **Calcul du volume de stockage du réservoir R03 (Ouled El Hadj)**

D'après le tableau (III.3) on a :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = 0 + |-12,058| = 12,058 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max \cdot j}}{100} = \frac{12,058 \cdot 2832,18}{100} = 341,50 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 341,50 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 341,50 + 120$$

$$V_{\text{total}} = 461,50 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant qui est de 1000 m³ est donc suffisante.

III.7.4 Dimensionnement du réservoir R04

Ce réservoir assure la distribution des deux villages à savoir : Chlout avec un débit de 538,356 m³/j, et celui d'Ouled Abdellah avec un débit de 608,634 m³/j. Aussi alimentera par gravité le réservoir de Bentafet, dont le débit journalier de ce dernier est de 693,81 m³/j. Le dimensionnement du réservoir R04 est donné dans le tableau (III.4) ci-après :

Tableau (III.4) : Dimensionnement du réservoir R04 (Ouled Abdellah).

Heures	Apport (%)	Add 01 (%)	Dist 01 (%)	Dist 02 (%)	Total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidus (%)
0-1	4,16	1,57	0,198	0,175	1,944	2,216	-	2,216
1-2	4,16	1,57	0,198	0,175	1,944	2,216	-	4,432
2-3	4,16	1,57	0,397	0,351	2,318	1,842	-	6,274
3-4	4,16	1,57	0,661	0,585	2,816	1,344	-	7,618
4-5	4,16	1,57	1,157	1,024	3,751	0,409	-	8,027
5-6	4,16	1,57	1,157	1,024	3,751	0,409	-	8,436
6-7	4,16	1,57	1,488	1,316	4,374	-	-0,214	8,222
7-8	4,16	1,57	3,372	2,983	7,926	-	-3,766	4,456
8-9	4,17	1,57	2,909	2,574	7,053	-	-2,883	1,573
9-10	4,17	1,57	2,149	1,901	5,620	-	-1,450	0,123
10-11	4,17	1,57	1,356	1,200	4,125	0,045	-	0,168
11-12	4,17	1,57	1,356	1,200	4,125	0,045	-	0,213
12-13	4,17	1,57	1,157	1,024	3,751	0,419	-	0,632
13-14	4,17	1,57	1,157	1,024	3,751	0,419	-	1,051
14-15	4,17	1,57	1,554	1,374	4,499	-	-0,329	0,722
15-16	4,17	1,57	2,050	1,813	5,433	-	-1,263	-0,541
16-17	4,17	1,57	3,439	3,042	8,050	-	-3,883	-4,424
17-18	4,17	1,57	3,108	2,749	7,427	-	-3,257	-7,681
18-19	4,17	1,57	2,414	2,135	6,119	-	-1,949	-9,630
19-20	4,17	1,57	0,529	0,468	2,567	1,603	-	-8,027
20-21	4,17	1,57	0,529	0,468	2,567	1,603	-	-6,424
21-22	4,17	1,57	0,331	0,292	2,193	1,977	-	-4,447
22-23	4,17	1,57	0,198	0,175	1,944	2,226	-	-2,226
23-24	4,17	1,57	0,198	0,175	1,944	2,226	-	0,00
Total	100	37,69	33,062	29,247	100	-	-	-

➤ **Calcul du volume de stockage de R04**

D'après le tableau (III.4) on a :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |8,436| + |-9,630| = 18,036 \%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max} \cdot j}{100} = \frac{18,036 \cdot 1840,8}{100} = 332,006 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 332,006 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{total}} = 332,006 + 120$$

$$V_{\text{total}} = 452,006 \text{ m}^3$$

Donc la capacité normalisée du réservoir implanté est de 500 m^3 , dont :

$$\text{Volume total : } V_t = 500 \text{ m}^3$$

$$\text{Hauteur : } H = 4 \text{ m.}$$

$$\text{Diamètre : } D = 10,30 \text{ m.}$$

$$\text{Hauteur d'incendie : } H_{\text{inc}} = 1,44 \text{ m.}$$

III.7.5 Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet)

Le réservoir que nous voulons projeter est celui qui assure la distribution du village Bentafet, dont le débit est de $691,81 \text{ m}^3/\text{j}$. Le coefficient K_{\max} horaire est de l'ordre de 2,2, pour les calculs on prendra $K_{\max,h} = 2$ (annexe (1)), le dimensionnement du réservoir de Bentafet est donné dans le tableau (III.5) ci-dessous :

Tableau (III.5) : Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,75	3,41	-	3,41
1-2	4,16	0,75	3,41	-	6,82
2-3	4,16	1,00	3,16	-	9,98
3-4	4,16	1,00	3,16	-	13,14
4-5	4,16	3,00	1,16		14,30
5-6	4,16	5,50	-	-1,34	12,96
6-7	4,16	5,50	-	-1,34	11,62
7-8	4,16	5,50		-1,34	10,28
8-9	4,17	3,50	0,67	-	10,95
9-10	4,17	3,50	0,67	-	11,62
10-11	4,17	6,00	-	-1,83	9,79
11-12	4,17	8,50	-	-4,33	5,46
12-13	4,17	8,50	-	-4,33	1,13
13-14	4,17	6,00	-	-1,83	-0,7
14-15	4,17	5,00	-	-0,83	-1,53
15-16	4,17	5,00	-	-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,50	0,67	-	-1,69
17-18	4,17	3,50	0,67	-	-1,02
18-19	4,17	6,00	-	-1,83	-2,85
19-20	4,17	6,00	-	-1,83	-4,68
20-21	4,17	6,00	-	-1,83	-6,51
21-22	4,17	3,00	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2,00	2,17	-	-3,17

Tableau (III.5) : Dimensionnement du réservoir R05 (Bentafet). (suite et fin)

23-24	4,17	1,00	3,17	-	0,00
Total	100	100	23,49	23,49	-

➤ **Calcul le volume du réservoir de stockage de R05**

D'après le tableau (III.5), on aura :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |14,30| + |-6,51| = 20,81\%$$

$$V_{\max} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max, j}}{100} = \frac{20,81 \cdot 691,81}{100} = 143,97 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 143,97 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\max} + V_t = 143,97 + 120 = 263,97 \text{ m}^3$$

$$V_t = 263,97 \text{ m}^3$$

Donc la capacité normalisée du réservoir implanté à Bentafet est de 300 m^3 , avec :

Volume total : $V_t = 300 \text{ m}^3$.

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$.

Diamètre : $D = 9,77 \text{ m}$.

Hauteur d'incendie : $H_{\text{inc}} = 1,6 \text{ m}$.

III.7.6 Dimensionnement de la station de reprise (SRT01)

Le dimensionnement de cette station de reprise sera comme un réservoir, vu qu'elle est alimentée gravitairement par un débit de $5059,938 \text{ m}^3/\text{j}$, ce qui fait qu'elle est alimentée 24h/24. Et assure l'adduction par refoulement pendant une durée de 20 heures par jour. Les calculs sont donnés dans le tableau (III.6) ci-dessous :

Tableau (III.6) : Dimensionnement de la station de reprise (STR01).

Heure	Apport	Add 1	Add 2	Total	Surplus	Déficits	Résidus
0-1	4,16	-	-	-	4,16	-	4,16
1-2	4,16	-	-	-	4,16	-	8,32
2-3	4,16	-	-	-	4,16	-	12,48
3-4	4,16	-	-	-	4,16	-	16,64
4-5	4,16	1,621	3,379	5	-	-0,84	15,8
5-6	4,16	1,621	3,379	5	-	-0,84	14,96
6-7	4,16	1,621	3,379	5	-	-0,84	14,12
7-8	4,16	1,621	3,379	5	-	-0,84	13,28
8-9	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	12,45
9-10	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	11,62
10-11	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	10,79
11-12	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	9,96
12-13	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	9,13
13-14	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	8,3
14-15	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	7,47
15-16	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	6,64
16-17	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	5,81
17-18	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	4,98
18-19	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	4,15
19-20	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	3,32
20-21	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	2,49
21-22	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	1,66

Tableau (III.6) : Dimensionnement de la station de reprise (STR01). (suite et fin)

22-23	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	0,83
23-24	4,17	1,621	3,379	5	-	-0,83	0,00
Total	100	32,42	67,58	100	16,64	-16,64	-

➤ **Calcul du volume du réservoir de la STR01 :**

D'après le tableau (III.6) on a :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |16,64| + 0 = 16,64 \%$$

$$V_{\text{STR01}} = \frac{P_{\max} \cdot Q_{\max.j}}{100} = \frac{16,64 \cdot 5059,938}{100} = 841,974 \text{ m}^3.$$

La capacité du réservoir de la STR01 existant qui est de 1000 m³ est donc suffisante.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les volumes des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur et diamètre). Trois nouveaux réservoirs (R05, R04, R01), sont à implantés. R01 et R05 assurent la distribution vers Ouled Said et Bentafet, et le R04 assure l'alimentation des deux villages Chlout et Ouled Abdellah ainsi que le réservoir R05.

Il paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs cette étude fera objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution. Ce qui est le but de ce chapitre.

IV.1 Types d'adductions

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

- Adduction par refoulement ;
- Adduction gravitaire ;
- Adduction mixte.

IV.1.1 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

IV.1.2 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.1.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.2 Quelques notions simples sur l'adduction

Pour faire le dimensionnement des conduites d'adduction, nous prenons en considération les aspects suivants :

IV.2.1 Choix du tracé

Les conduites d'adduction seront posées selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [8] :

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

Pour notre cas, nous étudions les tracés des conduites d'adduction qui s'étendent sur différentes longueurs, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment

y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de coup de bélier qui peut endommager la conduite.

IV.2.2 Choix du type des conduites

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [8] :

- Le diamètre.
- Les pressions exigées.
- Les conditions d'installation.
- Les prix unitaires de pose de l'adduction.
- La disponibilité sur le marché (production locale).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polythène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

IV.2.2.1 Partie refoulement

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte ductile** pour la partie refoulement, vu les avantages qu'elle présente :

- Résistance à la pression élevée, très rigide et solide ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm de diamètre, et 45 bars pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm, et 30 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur à 600 mm ;
- Bonne résistance à la force intérieure ;
- Assure une longévité, à condition qu'elle soit bien entretenue ;
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;
- Disponible sur le marché national.

Les diamètres normalisés des conduites en fonte ductile avec des pressions de service sont joint en Annexe (3).

IV.2.2.2 Partie gravitaire

Pour la partie gravitaire, on a opté pour des conduites en **PEHD** qui répond aux objectifs recherchés, les raisons d'utilisation de polyéthylène sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;

- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilités.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD avec des pressions de service sont joint en Annexe (4).

IV.2.3 Profil en long d'une adduction

Le profil en long de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

IV.2.4 La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindra l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV.3 Etude technico-économique des conduites

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes, c'est-à-dire que [9] :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ;
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charge.

IV.3.1 Calcul du diamètre économique

IV.3.1.1 Dimensionnement de la conduite

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

IV.3.1.2 Méthode de calcul

- Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes : Ces formules sont données comme suit [5] :

- La formule de BONNIN

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

- La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (IV.2)$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m³/s.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux; et cela par rapport à une fourchette de vitesse qui est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s à respecter.

- 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} :

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

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

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 1,5 à 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 (m³/s).

IV.3.2 Calcul de la vitesse

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

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

Avec :

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

IV.3.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours, dues au frottement des particules du liquide entre elles, ou avec les parois de la conduite. On distingue :

- Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction ;
- Les pertes de charge singulières qui correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne...etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

IV.3.3.1 Les pertes de charge linéaires

Elles sont données par la formule de Darcy-Weisbbach :

$$J_l = \frac{\lambda LV^2}{2gD} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- J_l : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- λ : Coefficient de Darcy, calculé par la formule de COLEBROOK.

➤ **Calcul du coefficient de pertes de charge (λ)**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules ci-dessous, et pour plus de commodité λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (Annexe 02) [7] :

• **Régime transitoire**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2.51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3.71 \cdot D} \right] \quad (\text{IV.7})$$

• **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm).
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{IV.9})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

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

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, à $T = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01$ stocks = 10^{-6} m²/s.

Pour les tubes en PEHD [10] :

- $K = 0.01$ si $D < 200$ mm.
- $K = 0.02$ si $D > 200$ mm.

Pour la fonte ductile [10] :

- $K = 0.15$ mm.

IV.3.3.2 Les pertes de charge singulières J_s

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets..., etc. Elles sont estimées :

- 10 % des pertes de charge linéaire pour le PEHD :

$$J_s = 0.1 \times J_l \quad (\text{IV.11})$$

- 15 % des pertes de charge linéaire pour la fonte ductile :

$$J_s = 0.15 \times J_l \quad (\text{IV.12})$$

IV.3.3.3 Les pertes de charge totales (J_t)

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$J_t = J_l + J_s \quad (\text{IV.13})$$

IV.3.4 Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

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.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{IV.14})$$

IV.3.5 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la formule suivante :

$$p_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

IV.3.6 Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (kw.h) ;
- T_p : Nombre d'heure de pompage (20h) ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW).

IV.3.7 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{EXP} = E \times e' \text{ (DA)} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kwh) ;
- e' : Prix unitaire du Kwh, fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

IV.3.8 Frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (IV.18)$$

Avec :

- P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.19)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité = 8%
- n : Nombre d'années sur lesquelles s'effectuera l'amortissement (n=30ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.089 = 8,9 \%$$

$$A = 8,9 \%$$

IV.3.9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV.20)$$

Avec :

- B_L : Bilan(DA) ;
- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- F_{am} : Frais d'amortissement(DA).

IV.4 Les équipements de l'adduction

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

IV.4.1 Les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

IV.4.1.1 Les robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire (figure (IV.1)).



Figure (IV.1) : Vanne à opercule.

IV.4.1.2 Les vannes à papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture (figure (IV.2)).



Figure (IV.2) : vanne à papillon.

VI.4.1.3 La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau. Une vidange est constituée :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

IV.4.2 Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier

importants et d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites (figure (IV.3)).



Figure (IV.3) : Ventouse.

IV.4.3 Les clapets anti-retour

Les clapets de non-retour permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont installés au palier de pression sur les réseaux et sur les conduites de refoulement, après les pompes (figure ((IV.4)).



Figure (IV.4) : Clapet anti-retour.

IV.4.4 Crépine

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

IV.5 description du schéma d'adduction

Le point de démarrage du système d'adduction est le réservoir tampon (RT) situé à une cote de 415 m, l'eau s'écoulera gravitairement vers la bache sur un linéaire de 1723 m, ensuite acheminée vers le réservoir de la station de reprise (STR01) sur un itinéraire de 3806 m.

La reprise est assurée encore par refoulement vers le réservoir R01 situé à une cote de 387 m, et vers le réservoir R02 situé à une cote de 410 m. A partir de la STR02, le R02 desservira par refoulement le réservoir R03 qui est sur une cote de 551 m.

Par la suite, l'adduction vers le réservoir R04 est assurée gravitairement par le réservoir R03, à son tour (R04) assure l'alimentation de réservoir R05.

IV.6 Dimensionnement des différents tronçons d'adduction

IV.6.1 Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)

IV.6.1.1 Tronçon STR01 – R01

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0,01898 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 946 \text{ m}$.
- Cote du radier STR01 : $C_{\text{STR01}} = 237 \text{ m}$ (départ)
- Cote du trop-plein de R01 : $C_{\text{réservoir}} = 391 \text{ m}$.
- La hauteur disponible H_g : $H_g = C_{\text{réservoir}} - C_{\text{STR01}} = 154 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre :**

$D_{\text{BONNIN}} = 0,138 \text{ m}$.

$D_{\text{BRESS}} = 0,207 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 150, 200 et 250 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.1) ci-après :

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01 – R01.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_g (m)	Hmt (m)
0,15	0,140	0,01898	1,2335	172702,46	946	0,02148	12,94858	154	166,94858
0,2	0,1892	0,01898	0,6754	127792,52	946	0,02092	2,89759	154	156,89759
0,25	0,2384	0,01898	0,4254	101419,23	946	0,02079	0,87548	154	154,87548

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.2) ci-après :

Tableau (IV.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R01.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA/KWh)
0,15	140	0,01898	166,94858	41,4463	302557,99	1412945,813
0,2	189,2	0,01898	156,79759	38,9263	284161,99	1327036,493
0,25	238,4	0,01898	154,87548	38,4491	280678,43	1310768,268

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.3) ci-dessous :

Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R01.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Prix (DA/MI)	L (m)	A	F _{amo} (DA)
0,15	0,140	3300	946	0,089	277840,2

0,2	0,1892	3800	946	0,089	319937,2
0,25	0,2384	5750	946	0,089	484115,5

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.4) ci-dessous :

Tableau (IV.4) : calcul du bilan du tronçon STR01-R01.

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/K.W.h)	F _{amo} (DA)	Bilan (DA)
0,15	1,23358	1412945,813	277840,2	1690786,013
0,2	0,67543	1327036,493	319937,2	1646973,693
0,25	0,42541	1310768,268	484115,5	1794883,768

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 200 mm** avec une vitesse favorable **V = 0,67543 m/s**.

IV.6.1.2 Tronçon STR01-R02

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit : $Q = 0,03958 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 2076 \text{ m}$.
- Cote de la STR01 : $C_{\text{STR01}} = 237 \text{ m}$.
- Cote du trop-plein R02 : $C_{\text{R02}} = 414 \text{ m}$.
- La hauteur disponible : $H_g = C_{\text{R02}} - C_{\text{STR01}} = 177 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

D_{BONNIN} = 0,19894 m.

D_{BRESS} = 0,29842 m.

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 200, 250 et 300 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.5) suivant :

Tableau (IV.5) : Calcul de la Hmt du tronçon STR01-R02.

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	Q(m ³ /s)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Δht (m)	Hg (m)	Hmt (m)
0,2	0,1892	0,03958	1,40852	266492,506	2076	0,01981	25,28424	177	202,28424
0,25	0,2384	0,03958	0,88714	211494,892	2076	0,01935	7,77637	177	184,77637
0,3	0,2876	0,03958	0,60957	175314,263	2076	0,01915	3,01163	177	180,01163

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.6) suivant :

Tableau (IV.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR01-R02.

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW.h)	F _{exp} (DA/K.W.h)
0,2	0,03958	202,28424	104,72384	764484,032	3570140,429
0,25	0,03958	184,77637	95,65990	698317,27	3261141,651

0,3	0,03958	180,01163	93,19317	680310,141	3177048,358
-----	---------	-----------	----------	------------	-------------

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR01-R02.

D_{ext} (m)	Prix (DA/Ml)	L (m)	A	F_{amo} (DA)
0,2	3800	2076	0,089	702103,2
0,25	5750	2076	0,089	1062393
0,3	6500	2076	0,089	1200966

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.8) ci-dessous :

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan du tronçon STR01- R02.

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA/KW.h)	F_{amo} (DA)	Bilan (DA)
0,2	1,40852	3570140,429	702103,2	4272243,629
0,25	0,88714	3261141,651	1062393	4323534,651
0,3	0,60957	3177048,358	1200966	4378014,358

D'après les résultats du tableau (IV.8) ci-dessus, le diamètre le plus économique est $D = 0.2m$ et une vitesse acceptable $V=1,40852m/s$.

IV.5.1.3 Tronçon STR02- R03

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

- Débit : $Q = 0,03278 m^3/s$.
- Longueur : $L = 1008 m$.
- Cote du radier STR02 : $C_{STR02} = 410 m$.
- Cote du trop-plein R03 : $C_{R03} = 557 m$.
- Hauteur disponible : $H_g = C_{R03} - C_{STR02} = 147 m$.

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{BONNIN} = 0,18105 m$$

$$D_{BRESS} = 0,27157 m$$

Les diamètres extérieurs normalisés pour la fonte ductile (PN 40) sont : 200, 250 et 300 mm.

➤ **Calcul de la Hmt**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.9) suivant :

Tableau (IV.9) : Calcul de la Hmt du tronçon STR02-R03.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Δht (m)	H_g (m)	Hmt (m)
0,2	0,1892	0,03278	1,16653	220708,043	1008	0,02004	8,51774	147	155,51774
0,25	0,2384	0,03278	0,73472	175159,236	1008	0,01966	2,63051	147	149,63051

0,3	0,2876	0,03278	0,50484	145194,582	1008	0,01952	1,02251	147	148,02251
-----	--------	---------	---------	------------	------	---------	---------	-----	-----------

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont représentés dans le tableau (IV.10) suivant :

Tableau (IV.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon STR02-R03.

D_{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW.h)	F _{exp} (DA/K.W.h)
0,2	0,03278	155,51774	66,68015	486765,095	2273192,993
0,25	0,03278	149,63051	64,15593	468338,289	2187139,809
0,3	0,03278	148,02251	63,46648	463305,304	2163635,769

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.11) ci-dessous :

Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon STR02-R03.

D_{ext} (m)	Prix (DA/Ml)	L (m)	A	F _{amo} (DA)
0,2	3800	1008	0,089	340905,6
0,25	5750	1008	0,089	515844
0,3	6500	1008	0,089	583128

➤ **Calcul du bilan**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.12) ci-après :

Tableau (IV.12) : Calcul du bilan du tronçon STR02- R03.

D_{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/KW.h)	F _{amo} (DA)	Bilan (DA)
0,2	1,16653	2273192,993	340905,6	2614098,593
0,25	0,73472	2187139,809	515844	2702983,809
0,3	0,50484	2163635,769	583128	2746763,769

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.200 m** avec une vitesse acceptable **V=1,16653 m/s**.

IV.6.2 Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)

IV.6.2.1 Tronçon RT-Bâche

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- Débit : $Q = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : 1723 m
- Cote du trop-plein de la bâche : $C_{b\grave{a}che} = 366 \text{ m}$
- Cote radier C_{RT} : $C_{RT} = 415 \text{ m}$
- La hauteur disponible : $H_g = C_{RT} - C_{b\grave{a}che} = 49 \text{ m}$.

➤ **Calcul du diamètre**

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{min} = 0,195 \text{ m}$, $D_{max} = 0,390 \text{ m}$.
Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN6) sont : 250, 315 et 400 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.13) suivant :

Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon RT - Bâche.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_d (m)
0,25	0,2318	0,06	1,4225	329737,364	1723	0,01509	12,7301	49
0,315	0,2922	0,06	0,8952	261578,101	1723	0,01547	4,0993	49
0,4	0,371	0,06	0,5553	206019,194	1723	0,01598	1,2832	49

- On optera pour un diamètre de **250mm** avec une perte de charge $\Delta h_t(m)=12,73$ m qui est inférieure à $H_g = 49$ m, avec une vitesse acceptable de **1,4225 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$.

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
 - Δh_v : pertes de charge créées par la vanne.
- Pour que l'eau arrive à la bâche, il faut que : $\Delta h_t \leq H_g \rightarrow H_g - \Delta h_t \geq 0 \rightarrow \Delta h_v \geq 0$
 - Le cas le plus favorable est lorsque $\Delta h_t = H_g \rightarrow \Delta h_v = 0$: qui veut dire que les pertes de charge dans les conduites sont égales à la hauteur disponible produites par la hauteur géométrique.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 250 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charges créent par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 49 - 12,73 = 36,269 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (\text{IV.21})$$

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$\epsilon = 36,269 \times \frac{2 \times 9,81}{1,4225^2} = \mathbf{351,67.}$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans le tableau (IV.14) et la figure (IV.5) ci-après [8] :

Tableau (IV.14) : Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

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

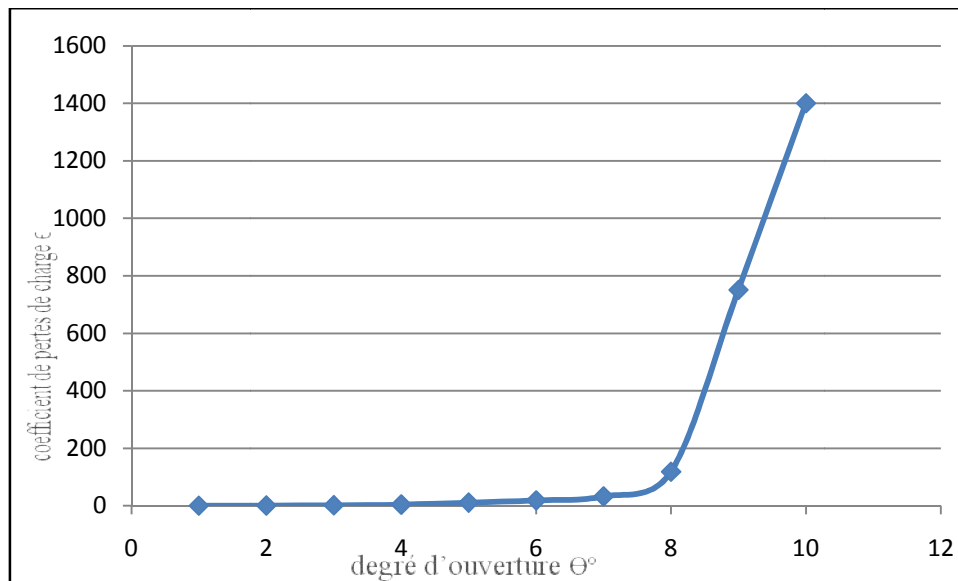


Figure (IV.5) : Evolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 63,69^\circ$.

IV.6.2.2 Tronçon bache – STR01

➤ Caractéristique du tronçon

- Débit : $Q = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 3806 \text{ m}$.
- Cote du radier de la bache : $C_{\text{bache}} = 360 \text{ m}$.
- Cote trop-plein STR01 : $C_{\text{STR01}} = 241 \text{ m}$.
- Hauteur disponible : $H_g = C_{\text{bache}} - C_{\text{STR01}} = 119 \text{ m}$.

➤ calcul du diamètre

On utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\text{min}} = 0,149 \text{ m}$, $D_{\text{max}} = 0,298 \text{ m}$.
Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 200, 250 et 315 mm.

➤ Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.15) suivant :

Tableau (IV.15) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon bache - STR01.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_g (m)
0,2	0,1636	0,05856	1,6658	272530,484	3806	0,015306	55,403	119
0,25	0,2046	0,05856	1,0651	217917,826	3806	0,016169	19,131	119
0,315	0,2578	0,05856	0,6708	172947,972	3806	0,016650	6,602	119

- On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta h_t(\text{m})=55,403 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 119 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,6658 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$.

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créée par la vanne.

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

➤ **Calcul des pertes de charge créent par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 119 - 55,403 = 63,597 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

$$\epsilon = 63,597 \times \frac{2 \times 9,81}{1,6658^2} = \mathbf{449,67.}$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 65,24^\circ$.

IV.6.2.3 Tronçon R03 – R04

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit : $Q = 0,0213 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 1681 \text{ m}$.
- Cote du radier R03 : $C_{R03} = 551 \text{ m}$.
- Cote trop-plein R04 : $C_{R04} = 375 \text{ m}$.
- Hauteur disponible : $H_g = C_{R03} - C_{R04} = 176 \text{ m}$.

➤ **calcul du diamètre**

En utilisant les formules (VI.3) et (VI.4), on trouve : $D_{\min} = 0,116 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,233 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN20) sont : 125, 160, 200 et 250 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.16) suivant :

Tableau (IV.16) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R03 - R04.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_g (m)
0,125	0,097	0,0213	2,8838	279729,464	1681	0,0156	126,144	176
0,16	0,1242	0,0213	1,7590	218468,261	1681	0,0160	37,638	176
0,2	0,1552	0,0213	1,1264	174830,915	1681	0,0165	12,736	176
0,25	0,1942	0,0213	0,7194	139720,69	1681	0,0171	4,302	176

- On optera pour un diamètre de **160mm** avec une perte de charge **$\Delta h_t(m)=37,638 \text{ m}$** qui est inférieure à **$H_g = 176 \text{ m}$** , avec une vitesse acceptable de **$1,759 \text{ m/s}$** .
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$.

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créées par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 160 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charges créent par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 176 - 37,638 = 138,362 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

$$\epsilon = 138,362 \times \frac{2 \times 9,81}{1,759^2} = 877,372$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 71,95^\circ$.

IV.6.2.4 Tronçon R04 – R05

➤ **Caractéristique du tronçon**

- Débit : $Q = 0,00803 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 4795 \text{ m}$.
- Cote du radier R04 : $C_{R04} = 371 \text{ m}$.
- Cote trop-plein R05 : $C_{R05} = 281 \text{ m}$.
- Hauteur disponible : $H_g = C_{R04} - C_{R05} = 90 \text{ m}$.

➤ **calcul du diamètre**

En utilisant les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve : $D_{\min} = 0,0715 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,143 \text{ m}$.

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD (PN10) sont : 90, 110, 125 et 160 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV.17) suivant :

Tableau (IV.17) : Calcul des pertes de charge totales Δh_t (m) du tronçon R04 - R05.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	H_g (m)
0,09	0,0792	0,00803	1,6307	129157,82	4795	0,01781	160,854	90
0,11	0,0968	0,00803	1,0916	105674,58	4795	0,01834	60,703	90
0,125	0,1102	0,00803	0,8423	92824,85	4795	0,01872	32,417	90
0,16	0,141	0,00803	0,5145	72548,222	4795	0,01956	9,876	90

- On optera pour un diamètre de **110mm** avec une perte de charge $\Delta h_t(\text{m})=60,703 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 90 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,0916 m/s**.
- Sachant que $\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$.

Avec :

- Δh_t : pertes de charge totales ;
- Δh_v : pertes de charge créées par la vanne.

Pour assuré le même débit et la même vitesse dans la conduite avec le diamètre de 110 mm on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charges créent par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t$$

$$\Delta h_v = 90 - 60,703 = 29,583 \text{ m.}$$

Calcul du coefficient de pertes de charge ϵ :

$$\Delta h_v = \epsilon \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

$$\epsilon = \Delta h_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

$$\epsilon = 29,297 \times \frac{2 \times 9,81}{1,0916^2} = \mathbf{482,386.}$$

D'après la figure (IV.5) et le tableau (IV.14), on trouve que l'angle d'ouverture de la vanne à papillon est de $\Theta = 65,75^\circ$.

IV.7 Récapitulatif des résultats

Les récapitulatifs des résultats sont illustrés sur la figure (IV.6) qui présente le schéma général d'adduction.

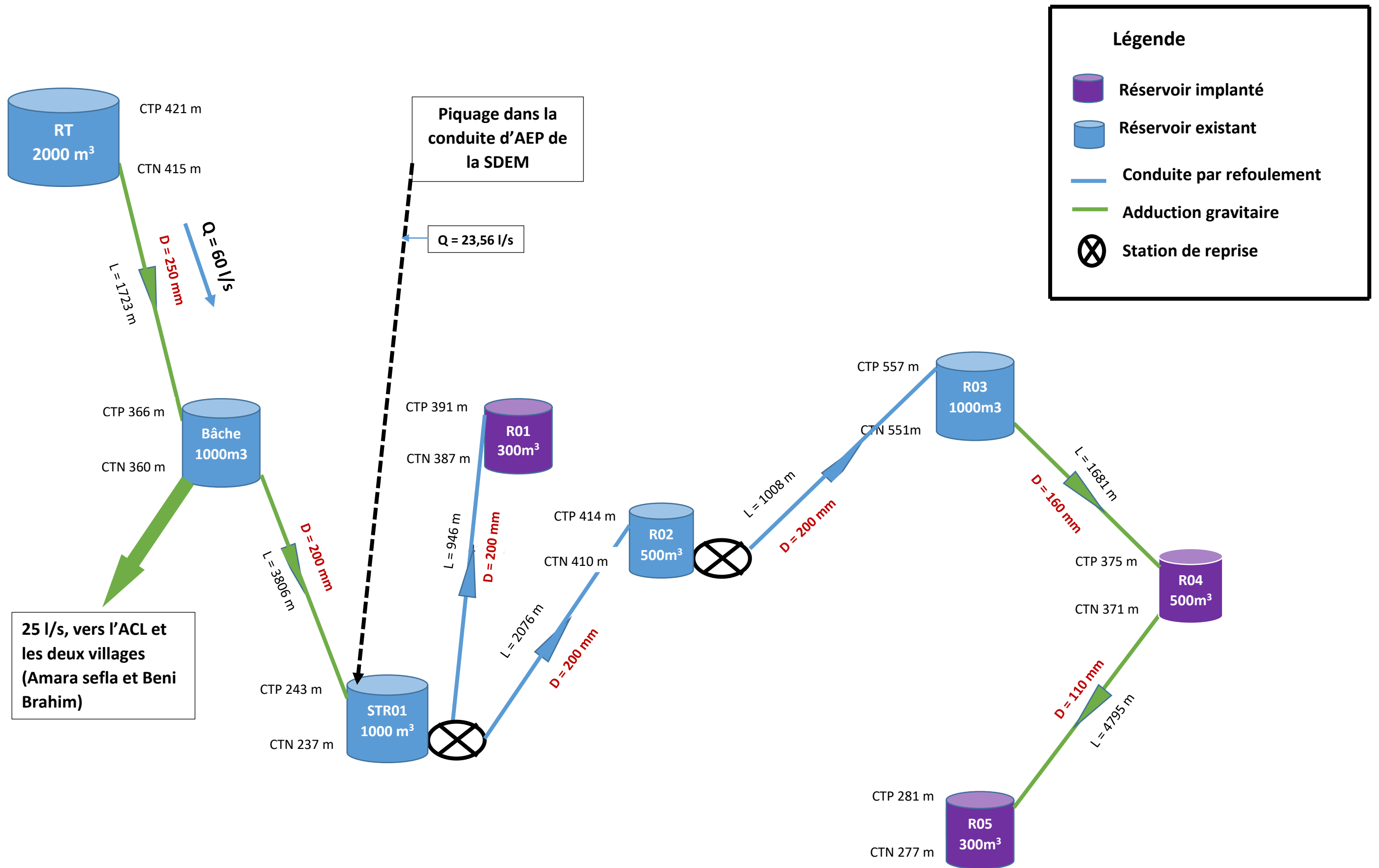


Figure (IV.6) : Schéma général d'adduction (après calcul).

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des conduites d'adduction, en optant pour le PEHD et la fonte ductile :

- L'adduction par refoulement constituée de trois conduites, la première conduite a une longueur de 946 m et un diamètre de 200 mm, la deuxième conduite a une longueur de 2076 m et un diamètre de 200 mm, la troisième a une longueur de 1008m et un diamètre de 200 mm.
- L'adduction gravitaire a une longueur totale des conduites de 12005 m et des diamètres 200, 160, 110 et 250 mm.

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes idéales adaptés à l'usage de notre projet et qui nous permettent d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage le long de l'adduction.

V.1 Définition

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

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

V.2 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.3 Classification des pompes

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [11] :

- Pompes volumétriques ;
- Les turbopompes.

V.3.1 Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'aviations ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

V.3.2 Turbo-pompes

Les turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

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

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- **Suivant la forme de la roue :**
 - Centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges semi-axiale.
- **Suivant la forme du corps de la pompe :**
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire.
- **Suivant le nombre de roue :**
 - Monocellulaire ;
 - Multicellulaire.
- **Suivant la position de son axe :**
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

V.4. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont [5] :

- Assurer le débit de refoulement ;
- La hauteur d'élévation à atteindre ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;

V.5 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes « n » minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vitesse de rotation élevée.

V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

V.6.1. Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [5] :

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

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

V.6.2. La vitesse de rotation

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

V.6.3. La puissance

On distingue deux types de puissance :

V.6.3.1. La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (V.2)$$

Avec

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- η : Rendement de la pompe en %.

V.6.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile

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

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} \times Q \quad (V.3)$$

V.6.4. Le rendement

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

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V.4)$$

V.7 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (Figure (IV.1)) [5] :

- **La courbe hauteur-débit $H = f(Q)$** : C'est la variation des hauteurs en fonction du débit ;

- **La courbe puissance absorbée-débit $P_a = f(Q)$** : C'est la variation de la puissance absorbée par la machine (pompe) en fonction du débit ;
- **La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$** : Elle représente la valeur du rendement en fonction du débit.

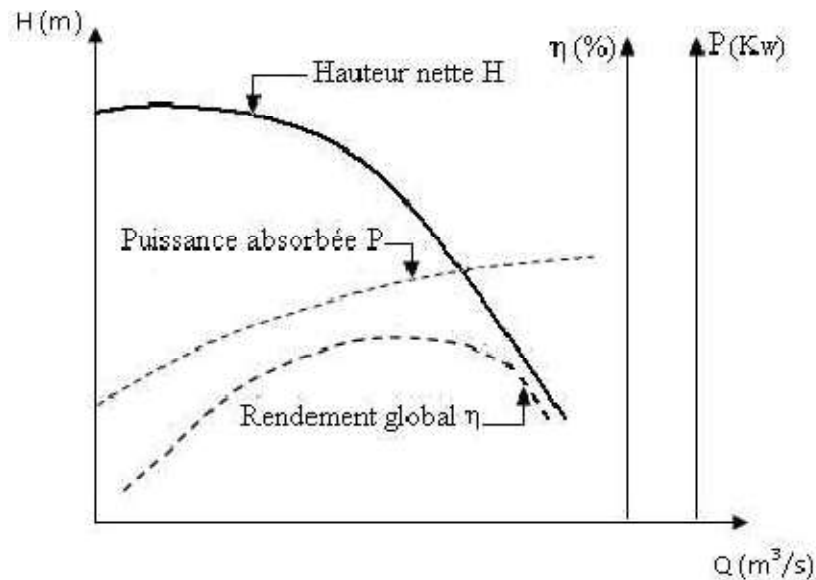


Figure (V.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.8 Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. [5]

V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

➤ Caractéristiques de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est [11] :

$$H_c = H_g \times R \times Q^2 \quad (V.5)$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m ;
- H_g : La hauteur géométrique en m ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;
- $R \times Q^2$: La valeur de la perte de charge au point désiré.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, de coordonnées H et Q , déterminé, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

V.8.1.1 Modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = 20 \times Q_1 (m^3) \quad (V.6)$$

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

$$T_1 Q_1 = T_2 Q_2 \quad (V.7)$$

V.8.1.2 Vannage

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré [11]. Les inconvénients de cette variante c'est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaire ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (V.8)$$

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

Avec :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- η : Le rendement ;
- H_1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

V.8.1.3 Rognage de la roue

Le rognage de la roue consiste en la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5} \quad (V.10)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (D2) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \quad (\text{V.11})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%) \quad (\text{V.12})$$

V.8.1.4 Variation de la vitesse de rotation

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N', donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue P3 (Q3, H3).

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_3}\right) \quad (\text{tr/min}) \quad (\text{V.13})$$

V.9 Étude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui résulte de la formation de bulles de gaz (vaporisation) puis de leur condensation au sein du liquide pompé. Ce phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de tension de vapeur d'eau est atteinte. Des impulsions se produisent alors à des fréquences très élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars) [9].

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

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

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée [9] :

$$\mathbf{NPSH_d > NPSH_r}$$

Avec :

- $NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible ;
- $NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise.

➤ Pour l'aspiration en charge

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\rho g} + (H_a - J_{asp} - T_v) \quad (\text{V.14})$$

Le schéma de la figure (V.2) ci-après représente une installation d'une pompe en charge, c'est à dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

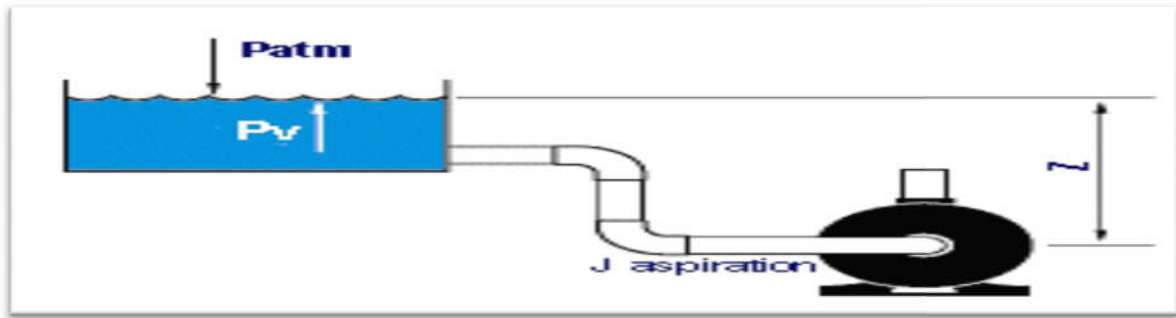


Figure (V.2) : Cas d'aspiration en charge.

➤ Pour l'aspiration en dépression

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\varpi} - (H_a + J_{asp} + T_v) \tag{V.15}$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m)
- ϖ : Pression en m.c.e au point d'aspiration
- T_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée. Dans notre étude on prend $T=20^\circ\text{C}$ (Tableau (V-1)).

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

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

Le schéma de la figure (V.3) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau.

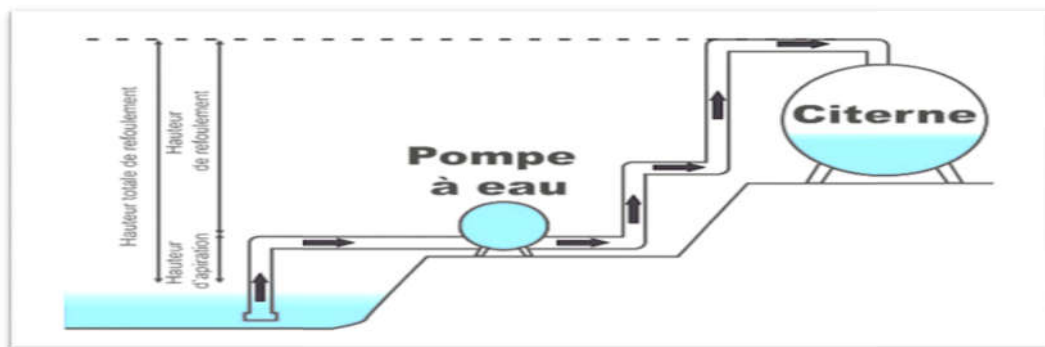


Figure (V.3) : Cas d'aspiration en dépression.

Donc, le $NPSH_d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

➤ $NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_r = \frac{P'}{\varpi} - T_v \tag{V.16}$$

Avec :

- $\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

Le NPSH_r est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes (NPSH)_d et (NPSH)_r (Figure (V.4)).

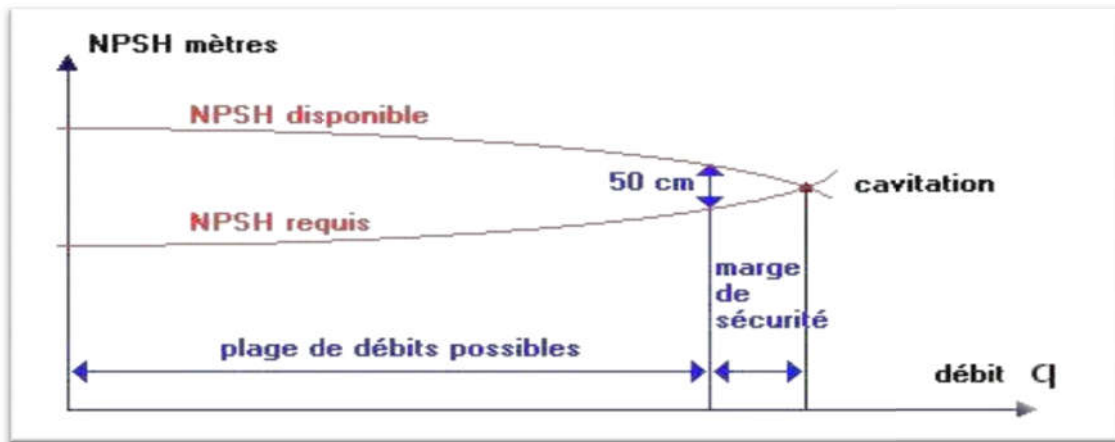


Figure (V.4) : Courbe caractéristique de (NPSH)_r et (NPSH)_d.

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation, dont :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge ;
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression ;
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

V.10 Choix du type de pompe

V.10.1 Tronçon STR01 - R01

Les caractéristiques du tronçon (SP-R01) sont représentées dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R01.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H _g (m)	Δht(m)	Hmt (m)
STR01 – R01	18,98	154	2,897	156,897

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM100/9A) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (5)) :

- N = 1480 tr/min
- η = 75,5 %
- Pa = 38,3 Kw
- (NPSH)_r = 1,92 m
- Le point de fonctionnement P_{Feff} (19 l/s, 157 m).
- Le point désiré PF (18,98 l/s, 156,897 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

La courbe caractéristique de la pompe (SP-R01) est présentée dans la figure (V.5) suivante :

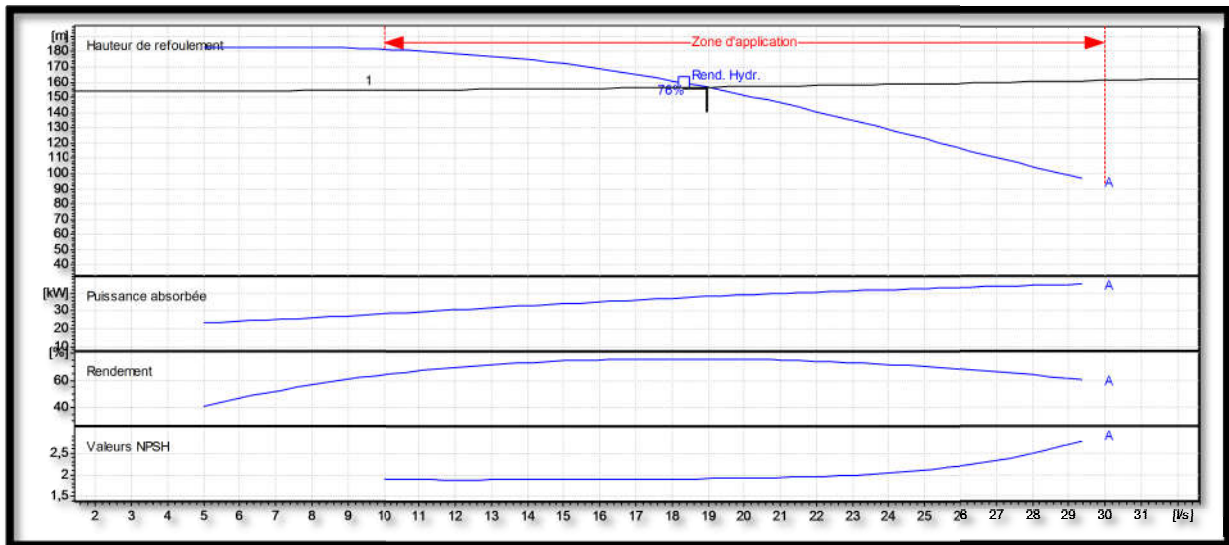


Figure (V.5) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R01).

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a=238$ m
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 237$ m
- $(NPSH)_r = 1,92$ m

Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 238 - 237 = 1$ m

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ **Calcul de la pression à la côte d'aspiration**

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 238 = 10,04 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 10,04 + (1 - 0,24) = 10,8 \text{ m ; avec } J_{asp} = 0 \text{ m (négligeables).}$$

D'où : $(NPSH)_d = 10,8 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.2 Tronçon STR01 – R02

Les caractéristiques du tronçon (STR01-R02) sont représentées dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau (V.3) : Les caractéristiques du tronçon STR01-R02.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H_g (m)	$\Delta ht(m)$	Hmt (m)
STR01 – R02	39,58	177	25,284	202,284

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM100/3A) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (6)):

- $N = 2900$ tr/min
- $\eta = 77,4$ %
- $P_a = 102$ Kw
- $(NPSH)_r = 4,43$ m
- Le point de fonctionnement PF_{eff} (39,9 l/s ; 203 m).
- Le point désiré PF (39,58 l/s ; 202,284 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (V.6)).

La courbe caractéristique de la pompe (STR01-R02) est présentée dans la figure (V.6) suivante :

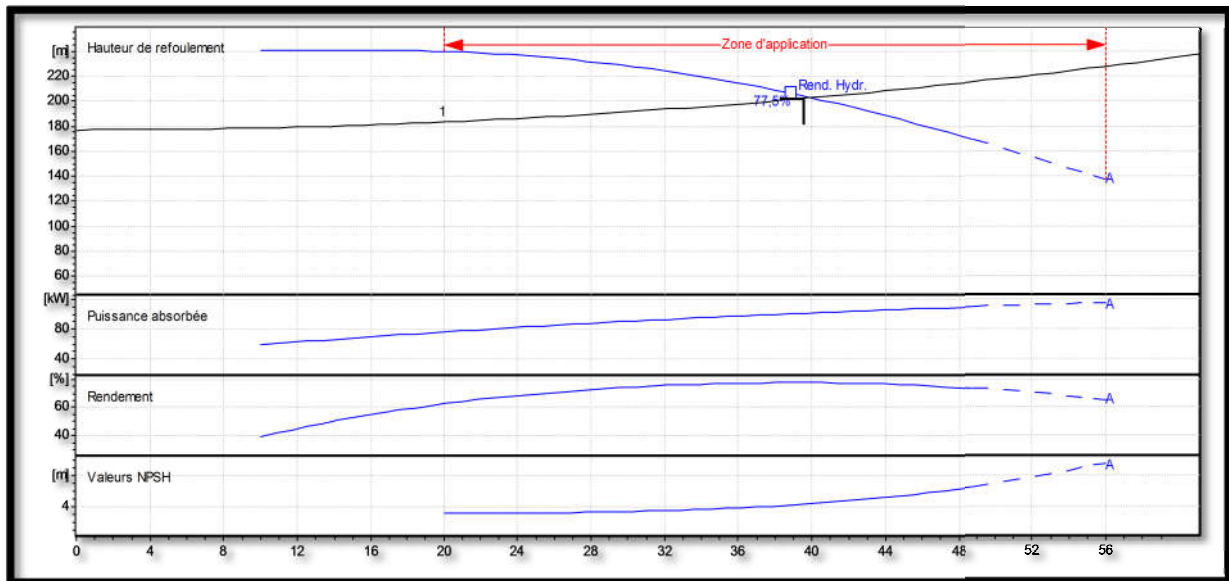


Figure (V.6) : Courbe caractéristique de la pompe (STR01-R02).

➤ Réalisation du point désiré

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \quad (V.17)$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

- 1) $H = 203$ m. $Q = 39,9$ l/s
- 2) $H = 240$ m. $Q = 0$ l/s

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V.18) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$203 = a(39,9)^2 + b$$

$$240 = a(0)^2 + b$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0,023 Q^2 + 240$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique :

- **Le changement du temps de pompage**

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \implies T_2 = \frac{T_1 \times Q_1}{Q_2} = \frac{20 \times 39,58}{39,9} = 19,84 \text{ h} = 19 \text{ h et } 50 \text{ min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 203 \times 0,0399}{0,774} = 102,66 \text{ Kw.}$$

- **Le vannage**

$$H' = H_1 + h$$

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

$$h = H' - H_1 = 205 - 202,284 = \mathbf{2,716 \text{ m}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 205 \times 0,03958}{0,774} = 102,84 \text{ Kw}$$

- **Variation de la vitesse de rotation**

Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \implies H = 0,13 * Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \implies 0,13 * Q^2 = -0,023 Q^2 + 240$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (39,606 l/s ; 203,92 m)

- Calcul du nombre de tours :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{39,58}{39,9} = 2876,74 \text{ (tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 203,92 \times 0,03960}{0,774} = 102,35 \text{ Kw}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante : $E = 743422,656 \text{ Kw.h}$ (Changement du temps de pompage) ;
- Pour la deuxième variante : $E = 750732 \text{ Kw.h}$ (Le vannage) ;
- Pour la troisième variante : $E = 747155 \text{ Kw.h}$ (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour la première variante (Changement du temps de pompage) qui correspond au bilan minimal :

$$E = 743422,656 \text{ Kw.h}$$

➤ **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a=238$ m
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 237$ m
- $(NPSH)_r = 4,43$ m

Hauteur géométrique d'aspiration : $H_a = C_a - C_p = 238 - 237 = 1$ m

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

➤ **Calcul de la pression à la côte d'aspiration**

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 238 = 10,04 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 10,04 + (1 - 0,24) = 10,8 \text{ m ; avec } J_{asp} = 0 \text{ m (négligeables).}$$

D'où : $(NPSH)_d = 10,8 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.3 Tronçon STR02 – R03

Les caractéristiques du tronçon (STR02-R03) sont représentées dans le tableau (V.4) suivant :

Tableau (V.4) : Les caractéristiques du tronçon STR02-R03.

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H_g (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
STR02 – R03	32,87	147	8,517	155,517

D'après le catalogue numérique des pompes (CAPRARI PUMP TUTOR), on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PML125/10C) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (7)):

- $N = 1450$ tr/min
- $\eta_l = 74,6$ %
- $P_a = 73,5$ Kw
- $(NPSH)_r = 1,75$ m
- Le point de fonctionnement PF_{eff} (33,9 l/s ; 156 m).
- Le point désiré PF (32,78 l/s ; 155,517 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (Figure (V.7)).

La courbe caractéristique de la pompe (STR02-R03) est présentée dans la figure (V.7) suivante :

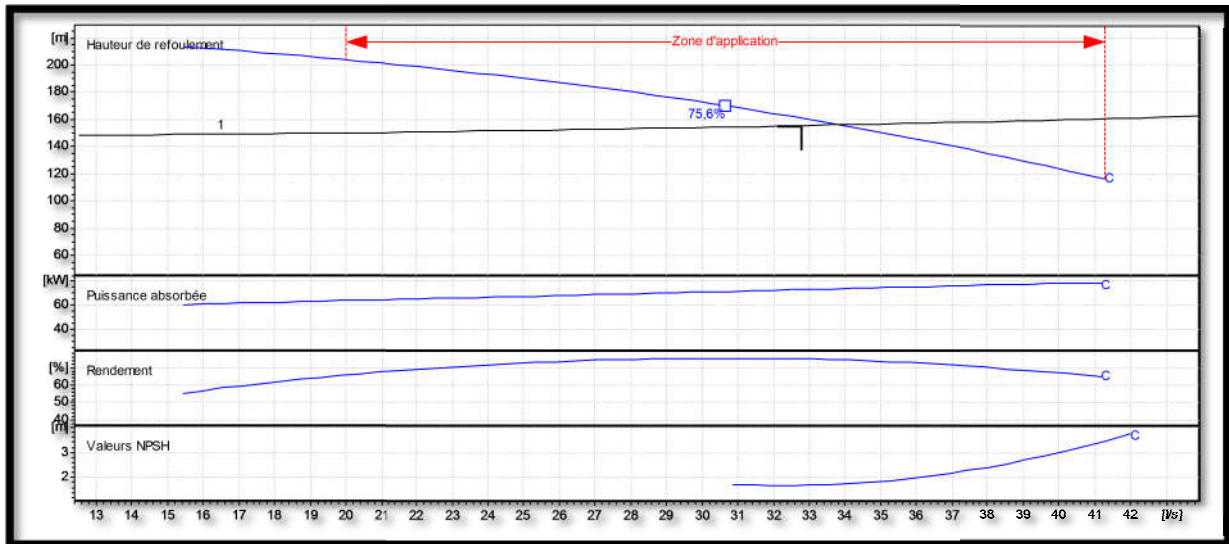


Figure (V.7) : Courbe caractéristique de la pompe (STR02-R03).

➤ **Réalisation du point désiré**

La courbe caractéristique de la pompe :

On a :

$$H_p = a Q^2 + b \tag{V.18}$$

D'après le courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tel que :

3) $H = 156 \text{ m} ; Q = 33,9 \text{ l/s}$

4) $H = 214 \text{ m} ; Q = 0 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation (V.18) et on va avoir le système d'équation suivant :

$$156 = a \cdot (33,9)^2 + b$$

$$214 = a \cdot (0)^2 + b$$

Donc, l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0,036 Q^2 + 214$$

Pour la réalisation du point désiré, on passe par les calculs ci-dessous, vers la fin on opte pour le choix le plus économique :

• **Le changement du temps de pompage**

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \implies T_2 = \frac{T_1 \cdot Q_1}{Q_2} = \frac{20 \cdot 32,78}{33,9} = 19,33 \text{ h} = 19 \text{ h et } 20 \text{ min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H_2 \cdot Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 156 \cdot 0,0339}{0,746} = 69,54 \text{ Kw.}$$

- **Le vannage**

$$H' = H_1 + h$$

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

$$h = H' - H_1 = 161 - 155,517 = \mathbf{5,483 \text{ m}}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 161 \times 0,03278}{0,746} = 69,4 \text{ Kw}$$

- **Variation de la vitesse de rotation**

Calcul de la courbe iso-rendement :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \implies H = 0,14 * Q^2$$

$$\text{Pour } H = H_p \implies 0,14 * Q^2 = -0,036 Q^2 + 214$$

La courbe de iso-rendement coupe celle de la pompe au point (34,87 l/s ; 170,23 m)

- Calcul du nombre de tours :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 1450 \times \frac{32,78}{33,9} = 1402,1 \text{ (tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H \times Q}{\eta} = \frac{9,81 \times 170,23 \times 0,03487}{0,746} = 78,06 \text{ Kw}$$

- **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante : $E = 490635,99 \text{ Kw.h}$ (Changement du temps de pompage) ;
- Pour la deuxième variante : $E = 506620 \text{ Kw.h}$ (Le vannage) ;
- Pour la troisième variante : $E = 569838 \text{ Kw.h}$ (Variation de la vitesse de rotation).

Après ces résultats, on opte pour la première variante (Changement du temps de pompage) qui correspond au bilan minimal :

$$E = 490635,99 \text{ Kw.h}$$

- **Vérification de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 411 \text{ m}$
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 410 \text{ m}$
- $(NPSH)_r = 1,75 \text{ m}$

$$\text{Hauteur géométrique d'aspiration : } H_a = C_a - C_p = 411 - 410 = 1 \text{ m}$$

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

- **Calcul de la pression à la côte d'aspiration**

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 411 = 9,84 \text{ m}$$

$(NPSH)_d = 9,84 + (1 - 0,24) = 10,6 \text{ m}$; avec $J_{asp} = 0 \text{ m}$ (négligeables).

D'où : $(NPSH)_d = 10,6 > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

Conclusion

Dans ce chapitre, à l'aide du catalogue « CAPRARI PUMP TUTOR », nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les deux stations de reprise.

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

Les types de pompes qu'on a choisies pour les stations de pompage sont :

- ✓ Tronçon STR01-R01 : la pompe est du type (PM100/9A)
- ✓ Tronçon STR01-R02 : la pompe est du type (PM100/3A), avec une réduction du temps de pompage.
- ✓ Tronçon STR02-R03 : la pompe est du type (PML125/10C), avec une réduction du temps de pompage.

CHAPITRE VI

**PROTECTION ET POSE DES
CONDUITES**

Introduction

Le rôle d'une canalisation est de transporter un débit souhaité en résistant aux contraintes éventuelles comme : la surpression, la dépression, l'agressivité des sols ainsi que la flexion longitudinale (due à son propre poids, au poids de l'eau, à celui du terrain et aux surcharges roulantes). Les conduites de refoulement doivent être toujours examinées du point de vue protection contre les variations de pression dues aux changements des régimes, plus ou moins rapides ou brusques, qui peuvent être la cause des contraintes sur le matériel.

VI.1 Théorie du coup de bélier

VI.1.1 Définition du coup de bélier

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci. Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

VI.1.2 Causes du coup de bélier

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour protéger les conduites en écoulement gravitaire, il faut imposer la vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes, afin de limiter les surpressions et dépression à des valeurs raisonnables.

Toutefois, on trouve des difficultés à contrôler l'ampleur de ce phénomène dans les conduites de refoulement, étant donné qu'une coupure du courant qui alimente les moteurs électriques entraîne un arrêt brusque des pompes.

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminées d'équilibre.

VI.1.3.1 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.

VI.1.3.2 Les ventouses

Leurs rôle principal est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut.

VI.1.3.3 Les réservoirs d'air

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier.

Les avantages des réservoirs d'air sont :

- Ils représentent des dimensions réduites par rapport aux autres moyens (cheminée d'équilibre) ;
- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).

VI.1.3.4 Les cheminées d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies, si on en a la possibilité d'absorber ou de fournir une quantité d'eau, en fonction de la variation brusque de pression dans la conduite à protéger, il faut disposer d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider suivant l'augmentation ou la diminution de la pression dans la conduite.

Elles sont utilisées dans les points hauts et rarement à la première station. Les cheminées d'équilibre ont pour avantages :

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

VI.3 Etude du coup de bélier

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

La célérité de l'onde est obtenue par la formule d'ALLEIVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{\left(48.3 + \frac{k_c \cdot D}{e}\right)}} \quad (\text{VI.1})$$

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.

VI.3.1 La valeur du coup de bélier

VI.3.1.1 1^{er} cas : Fermeture brusque

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T , tel que [4] :

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

- La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier en m ;
- a : Célérité de l'onde en m/s ;
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en m/s.
- La valeur maximale de la pression-surpression est :

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

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

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

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

VI.3.1.2 2^{ème} cas : Fermeture lente

Le cas de fermeture lente est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD ci-après [4] :

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

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 considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.4 Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

VI.4.1 Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont mentionnées dans le tableau (VI-1) ci-dessous :

Tableau (VI.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçons	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _b (m)	PN (m)
STR01-R01	200	5,4	189,2	0,675	154	164	1189,04	81,815	245,815	82,185	400
STR01-R02	200	5,4	189,2	1,408	177	188	1184,04	169,94	357,94	18,06	400
STR02-R03	200	5,4	189,2	1,166	147	157	1184,04	140,732	297,732	16,268	400

➤ Interprétation des résultats

D'après les résultats du tableau (VI.1) ci-dessus, on remarque que les valeurs des surpressions dans les tronçons STR01-R01, STR01-R02, et STR02-R03 ne dépassent pas les pressions maximales de service et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, et après vérification avec le profil en long on constate que la ligne de pression minimale est au-dessus de la ligne du terrain naturel, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier. (Planche N°01)

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

VI.5 Pose des canalisations

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Pour cela nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

VI.5.1 Le principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés [6] :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

➤ Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

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

➤ Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrain (terrains marécageux), il pourra être nécessaire de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé, pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints.

➤ Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente un double avantages, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

➤ Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

➤ Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.5.2 Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure (VI-3) et tableau (VI-3)) [7] :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0.8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes.
- Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

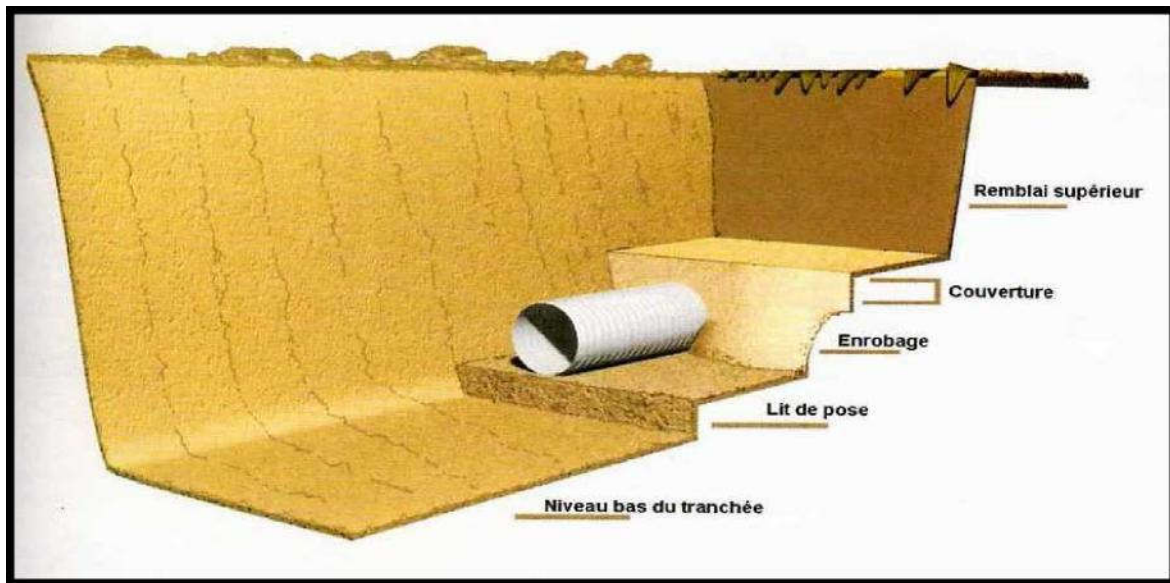


Figure (VI.1) : Pose de la conduite en tranchée.

Le tableau (VI.2) ci-après nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Tableau (VI.2) : Les différents matériaux.

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

VI.5.3 Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

VI.5.4 Stabilisation de la canalisation

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue [6] :

- Butée sur coude horizontale ;
- Butée sur coude verticale ;
- Butée sur branchement ;

- Butée sur un cône.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau aux niveaux des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboitements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leur poids.

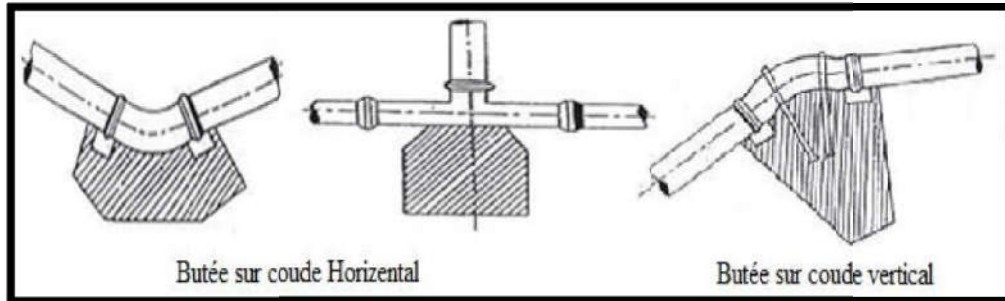


Figure (VI.2) : Quelques types de butées.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait la vérification des surpressions et des dépressions engendrées par le phénomène du coup de bélier, afin de mobiliser des moyens contre ce dernier pour protéger les conduites d'adduction en cas de nécessité. Comme dans notre cas, les valeurs de dépressions et de surpressions sont vérifiées, ce qui ne nécessite pas de dispositifs anti-bélier.

Ainsi, La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'adduction. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

CHAPITRE VII

DISTRIBUTION

Introduction

Le système de distribution est le dernier maillon de la chaîne du système classique d'approvisionnement en eau potable. Son rôle est de transporter l'eau du stockage jusqu'aux usagers et d'en assurer la livraison.

VII.1 Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné.

VII.1.1 Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisation qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (Figure VII.1) [5].

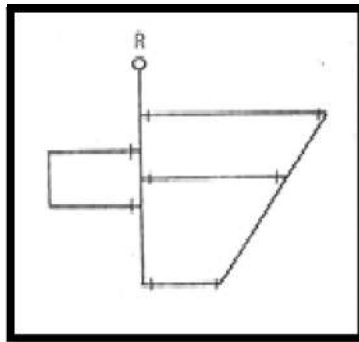


Figure (VII.1) : Réseau maillé.

VII.1.2 Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, 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 d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Figure VII.2) [5].

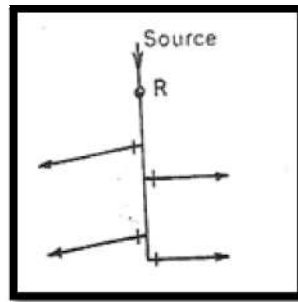


Figure (VII.2) : Réseau ramifié.

VII.1.3 Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

VII.1.4 Réseau combiné

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. 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-ville.

VII.2 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [10] :

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

VII.3 choix du type de matériaux

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [10]:

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

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécaniques et hydraulique que ce matériau présente, on peut citer :

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonne résistance mécanique, existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

VII.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [10] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie) ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

VII.4.1 Détermination des débits

VII.4.1.1 Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement des consommations horaires.

Ainsi que :

$$Q_p = Q_{\max.h} = k_{\max.h} * \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{VII.1})$$

VII.4.1.2 Débit spécifique

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

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs du réseau en (m).

VII.4.1.3 Débit en route

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

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

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml) ;
- L_i : Longueur du tronçon concerné(m).

VII.4.1.4 Débits aux nœuds (nœuds)

Les débits nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0.5 \times \Sigma Q_{ri} \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concerné ;
- Q_{ri} : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- ΣQ_{ci} : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

VII.4.2 Les pertes de charge

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

$$J_l = L * \lambda * \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

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

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2.52}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3.17 * D} \right] \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm).
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{VII.7})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337t + 0,000221t^2)} \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, a T = 20°C : $\nu = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$.

VII.4.2.1 Les pertes de charge singulières J_s

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets, ...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$J_s = 0.1 \times J_l \quad (\text{VII.9})$$

VII.4.2.2 Les pertes de charges totales (J_t)

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$\begin{aligned} J_t &= J_l + J_s \\ J_t &= 0.1 \times J_l + J_l \\ J_t &= 1.1 \times J_l \end{aligned} \quad (\text{VII.10})$$

VII.4.3 La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1.5 m/s. Elle se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

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

VII.4.4 Calcul des pressions

Pour la présente étude, la pression doit être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau, c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

Connaissant les cotes des extrémités des différents tronçons du réseau étudié, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol par la formule suivante :

$$P_j = C_{pj} - C_{TNj} \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

- P_j : Pression au sol du point considéré (m).
- C_{pj} : Cote piézométrique du même point considéré (m).
- C_{TNj} : Cote du terrain naturel du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij} \quad (\text{VII.13})$$

Avec :

- C_{pi} : Cote piézométrique du point (i).
- H_{ij} : Perte de charge dans le tronçon (ij) ; l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

VII.4.5 Calcul des différents débits du réseau du village Ouled Abdellah

❖ Cas de pointe

- Débit de pointe

$$Q_P = k_{\max.h} * \frac{Q_{\max.j}}{24} = 63,4 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$Q_P = 17,61 \text{ l/s}$$

- Débit spécifique

$$Q_{sp} = \frac{17,61}{3915} = 0,0045 \text{ (l/s.m)} ; (\Sigma L_i = 3915 \text{ m})$$

Le réseau de distribution du village Ouled Abdellah prend une ossature ramifiée (figure VII.3), les débits aux nœuds sont représentés dans le tableau (VII.1) ci-après :



Figure (VII.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Ouled Abdellah.

Tableau(VII.1) : détermination des débits aux nœuds.

NŒUDS	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Longueur (m)	Q spec l/s/m	Qr L/S	0,5*Qr l/s	Qn l/s
N1	N1	R	345,5	0,0045	1,55475	0,777375	2,3355
	N1	N2	254	0,0045	1,143	0,5715	
	N1	N5	438,5	0,0045	1,97325	0,986625	
N2	N2	N1	254	0,0045	1,143	0,5715	0,98325
	N2	N3	102	0,0045	0,459	0,2295	
	N2	N4	81	0,0045	0,3645	0,18225	
N3	N3	N2	102	0,0045	0,459	0,2295	0,2295
N4	N4	N2	81	0,0045	0,3645	0,18225	0,18225
N5	N5	N1	438,5	0,0045	1,97325	0,986625	2,343375
	N5	N6	164,5	0,0045	0,74025	0,370125	
	N5	N7	438,5	0,0045	1,97325	0,986625	
N6	N6	N5	164,5	0,0045	0,74025	0,370125	0,370125
N7	N7	N5	438,5	0,0045	1,97325	0,986625	2,109375
	N7	N8	176	0,0045	0,792	0,396	
	N7	N14	323	0,0045	1,4535	0,72675	
N8	N8	N7	176	0,0045	0,792	0,396	0,81
	N8	N9	92	0,0045	0,414	0,207	
	N8	N10	92	0,0045	0,414	0,207	
N9	N9	N8	92	0,0045	0,414	0,207	0,207
N10	N10	N8	92	0,0045	0,414	0,207	0,69525
	N10	N11	87	0,0045	0,3915	0,19575	
	N10	N12	72	0,0045	0,324	0,162	
	N10	N13	58	0,0045	0,261	0,1305	
N11	N11	N10	87	0,0045	0,3915	0,19575	0,19575
N12	N12	N10	72	0,0045	0,324	0,162	0,162
N13	N13	N10	58	0,0045	0,261	0,1305	0,1305
N14	N14	N7	323	0,0045	1,4535	0,72675	1,629
	N14	N15	162	0,0045	0,729	0,3645	
	N14	N16	239	0,0045	1,0755	0,53775	
N15	N15	N14	162	0,0045	0,729	0,3645	0,3645
N16	N16	N14	239	0,0045	1,0755	0,53775	2,071125
	N16	N17	241,5	0,0045	1,08675	0,543375	
	N16	N20	440	0,0045	1,98	0,99	
N17	N17	N16	241,5	0,0045	1,08675	0,543375	0,7875
	N17	N18	70,5	0,0045	0,31725	0,158625	
	N17	N19	38	0,0045	0,171	0,0855	
N18	N18	N17	70,5	0,0045	0,31725	0,158625	0,158625
N19	N19	N17	38	0,0045	0,171	0,0855	0,0855
N20	N20	N16	440	0,0045	1,98	0,99	0,99

VII.5 Dimensionnement du réseau

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans lesquelles les branchements seront piqués, en vue de l'alimentation des abonnés. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

VII.5.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression en chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer le temps de séjour de l'eau.

VII.5.2 Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

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

VII.5.3 État du réseau après la simulation

La figure (VII-4) ci-dessous représente les résultats de la simulation.

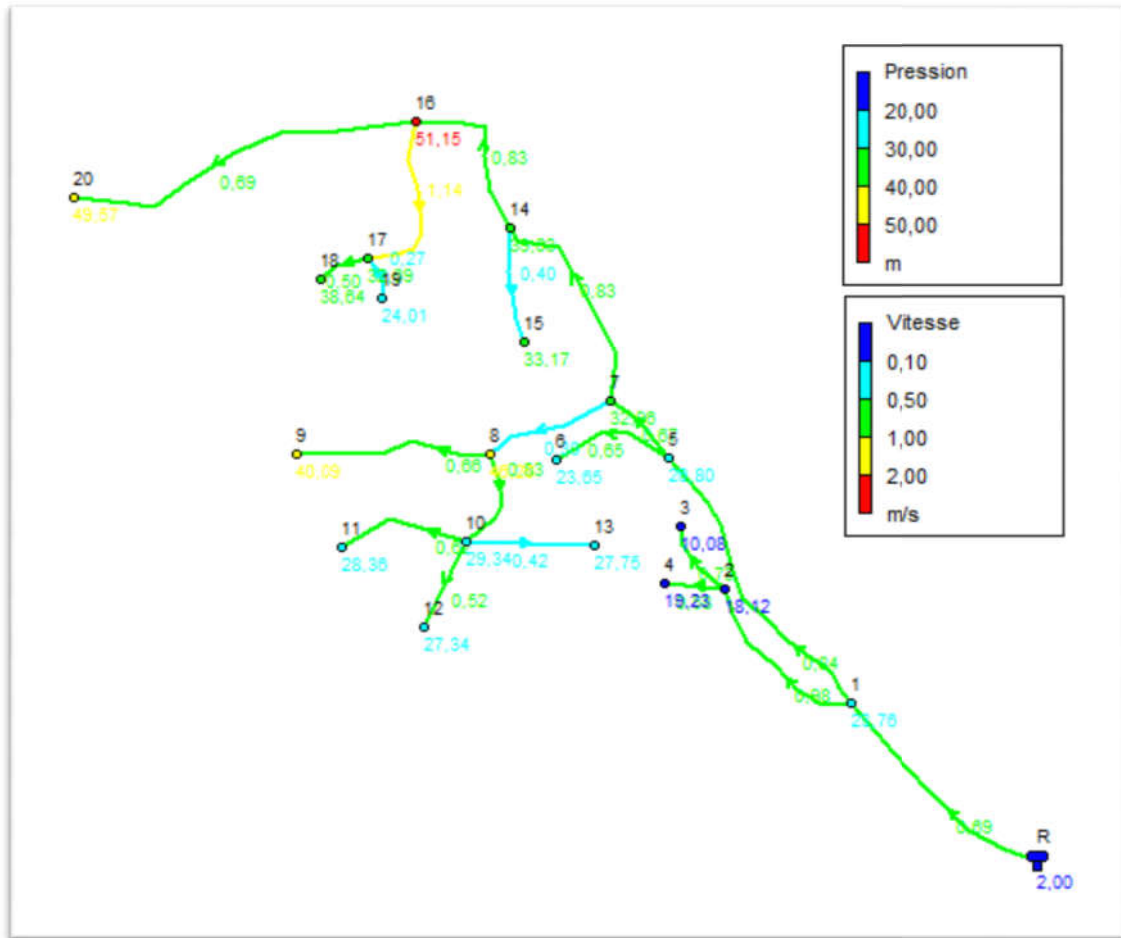


Figure (VII.4) : État du réseau après la simulation.

VII.5.4 Etat des arcs après simulation

L'état des arcs du réseau après la simulation est donné dans le tableau (VII.2) suivant :

Tableau (VII.2) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe.

ID Arc	D _{int} (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.unité. (m/km)
Tuyau 1	176,2	16,84	0,69	2,48
Tuyau 2	42,6	1,39	0,98	26,74
Tuyau 3	20	0,23	0,73	40,95
Tuyau 4	20	0,18	0,58	27,18
Tuyau 5	141	13,11	0,84	4,64
Tuyau 6	27	0,37	0,65	22,46
Tuyau 7	141	10,4	0,67	3,04
Tuyau 8	96,8	2,2	0,30	1,14
Tuyau 9	42,6	1,18	0,83	19,84
Tuyau 10	20	0,13	0,42	15,10
Tuyau 11	20	0,16	0,52	22,08
Tuyau 12	20	0,20	0,62	30,85
Tuyau 13	20	0,21	0,66	34,07
Tuyau 14	96,8	6,09	0,83	7,14

Tableau (VII.2) : Etat des Arcs du réseau à l'heure de pointe (suite et fin).

Tuyau 15	34	0,36	0,4	7,2
Tuyau 16	79,2	4,09	0,83	9,21
Tuyau 17	34	1,03	1,14	46,48
Tuyau 18	20	0,09	0,27	7,25
Tuyau 19	20	0,16	0,5	21,27
Tuyau 20	42,6	0,99	0,69	14,38

VII.5.5 Etat des nœuds après simulation

L'état des arcs du réseau après la simulation est donné dans le tableau (VII.3) suivant :

Tableau (VII.3) : Etat des nœuds du réseau après simulation.

Nœuds	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	2,34	370,14	23,76
Nœud 2	0,98	363,35	18,12
Nœud 3	0,23	359,18	10,08
Nœud 4	0,18	361,15	19,23
Nœud 5	2,34	368,11	26,80
Nœud 6	0,37	364,41	23,65
Nœud 7	2,11	366,78	32,96
Nœud 8	0,81	366,58	45,87
Nœud 9	0,21	363,44	39,76
Nœud 10	0,7	364,75	29,01
Nœud 11	0,2	362,07	28,03
Nœud 12	0,16	363,16	27,01
Nœud 13	0,13	363,87	27,43
Nœud 14	1,63	364,47	39,03
Nœud 15	0,36	363,31	33,17
Nœud 16	2,07	362,27	51,15
Nœud 17	0,79	351,05	32,69
Nœud 18	0,16	349,55	38,64
Nœud 19	0,09	350,77	24,01
Nœud 20	0,99	355,94	49,57

❖ Cas de pointe plus l'incendie

Ce cas nous permet de vérifier par simulation le choix des diamètres effectué par la vérification de la condition d'incendie, suivant les étapes ci-dessous :

- Il s'agit de refaire la simulation du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau ;
- Le nombre de débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de la ville et de son risque aux incendies ;
- La distance maximale entre deux poteaux d'incendie est 400 m ;
- Le diamètre minimale de la conduite ou le poteau d'incendie sera installé est 100 mm, ou mieux 125 mm ;

- Il faut vérifier que la vitesse dans chaque tronçon est inférieure à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds est supérieure à 10 m ;
- Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on modifie les diamètres de certains tronçons et on recommence la simulation dès le début.

Dans notre zone d'étude, on prévoit d'installer deux poteaux d'incendie sur le réseau respectivement aux tronçons (1-5) et (5-7), vue l'importance du village et aux risques d'incendies aux zones considérées. Donc, on injectera un débit d'incendies (17 l/s) aux nœuds : 5 et 7, d'une manière à exploité qu'un seul à la fois.

Sachant que les débits sont les mêmes que ceux du cas de pointe a l'exception des nœuds : 5 (19,343 l/s) et 7 (19,109 l/s).

VII.5.6 Etat du réseau après simulation (cas de pointe plus l'incendie) :

Les figures suivantes montrent les résultats de la simulation pour chaque cas d'utilisation d'un poteau d'incendies (un seul à la fois) :

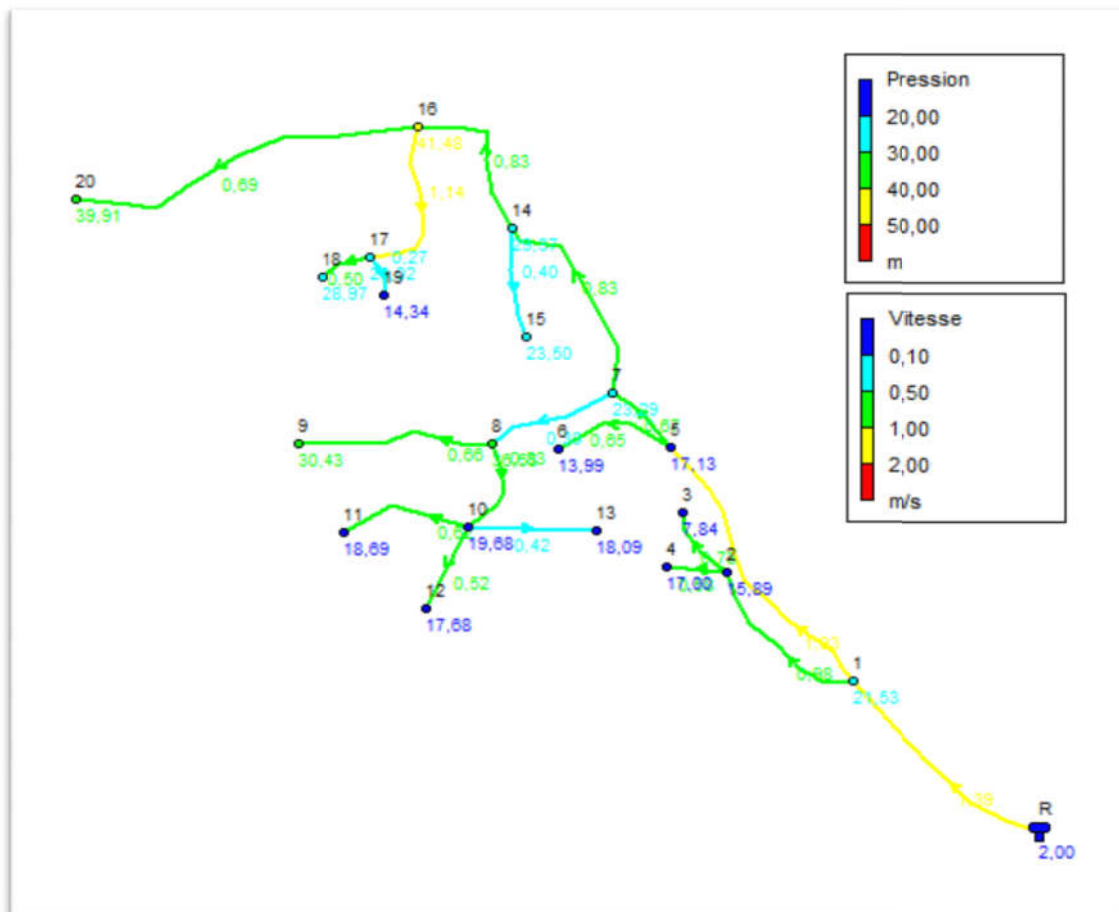


Figure (VII.5) : Cas d'utilisation du poteau d'incendies placé sur le tronçon (1-5).

On remarque que la vitesse d'eau dans ce tronçon (1-5) est de 1,93 m/s inférieure à 2,5 m/s, donc elle est acceptable.

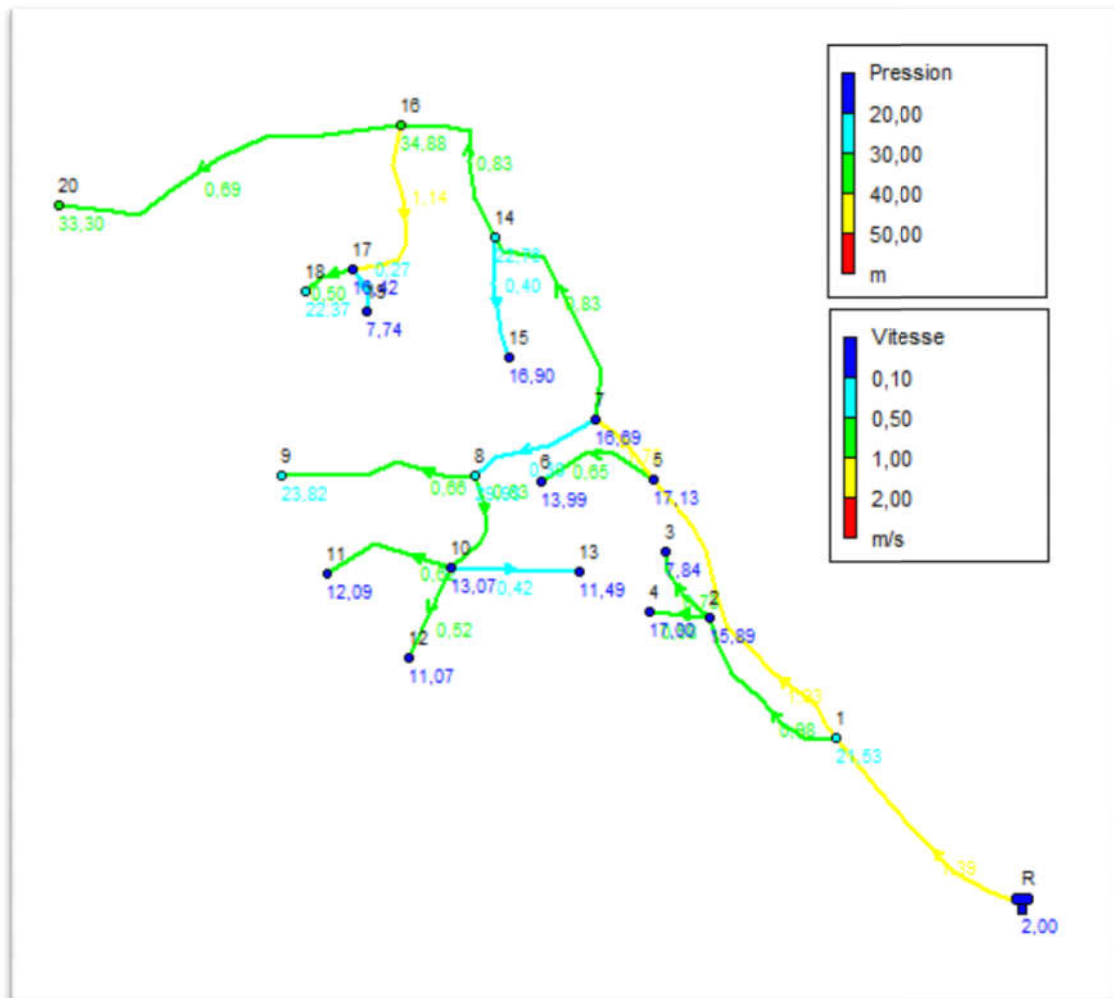


Figure (VII.6) : Cas d'utilisation du poteau d'incendies placé sur le tronçon (5-7).

On remarque que la vitesse d'eau dans ce tronçon (5-7) est de 1,75 m/s inférieur à 2,5 m/s, donc elle est acceptable.

VII.5.7 Etat des arcs après simulation

L'état des arcs du réseau après la simulation pour le cas d'utilisation du poteau d'incendie sur le tronçon (1-5) est donné dans le tableau (VII.4) suivant :

Tableau (VII.4) : Etat des Arcs du réseau au cas de pointe plus incendie.

ID Arc	Longueur (m)	D _{int} (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.unité. (m/km)
Tuyau 1	345,5	176,2	33,84	1,39	8,94
Tuyau 2	254	42,6	1,39	0,98	26,74
Tuyau 3	102	20	0,23	0,73	40,95
Tuyau 4	81	20	0,18	0,58	27,18
Tuyau 5	438,5	141	30,11	1,93	21,58
Tuyau 6	164,5	27	0,37	0,65	22,46
Tuyau 7	438,5	141	10,4	0,67	3,04
Tuyau 8	176	96,8	2,2	0,3	1,14

Tableau (VII.4) : Etat des Arcs du réseau au cas de pointe plus incendie (suite et fin).

Tuyau 9	92	42,6	1,18	0,83	19,84
Tuyau 10	58	20	0,13	0,42	15,1
Tuyau 11	72	20	0,16	0,52	22,08
Tuyau 12	87	20	0,2	0,62	30,85
Tuyau 13	92	20	0,21	0,66	34,07
Tuyau 14	323	96,8	6,09	0,83	7,14
Tuyau 15	162	34	0,36	0,4	7,2
Tuyau 16	239	79,2	4,09	0,83	9,21
Tuyau 17	241,5	34	1,03	1,14	46,48
Tuyau 18	38	20	0,09	0,27	7,25
Tuyau 19	70,5	20	0,16	0,5	21,27
Tuyau 20	440	42,6	0,99	0,69	14,38

VII.5.8 Etat des nœuds après simulation

L'état des nœuds du réseau après la simulation pour le cas d'utilisation du poteau d'incendie sur le tronçon (1-5) est donné dans le tableau (VII.5) suivant :

Tableau (VII.5) : Etat des nœuds du réseau après simulation

Nœuds	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	2,34	367,91	21,53
Nœud 2	0,98	361,12	15,89
Nœud 3	0,23	356,94	7,84
Nœud 4	0,18	358,92	17
Nœud 5	19,34	358,44	17,13
Nœud 6	0,37	354,75	13,99
Nœud 7	2,11	357,11	23,29
Nœud 8	0,81	356,91	36,53
Nœud 9	0,21	353,78	30,43
Nœud 10	0,7	355,09	19,68
Nœud 11	0,2	352,4	18,69
Nœud 12	0,16	353,5	17,68
Nœud 13	0,13	354,21	18,09
Nœud 14	1,63	354,81	29,37
Nœud 15	0,36	353,64	23,5
Nœud 16	2,07	352,6	41,48
Nœud 17	0,79	341,38	23,02
Nœud 18	0,16	339,88	28,97
Nœud 19	0,09	341,1	14,34
Nœud 20	0,99	346,28	39,91

L'état des nœuds et des arcs après simulation pour le cas d'utilisation du poteau d'incendie sur le tronçon (5-7) sont présentés dans les annexes (08) et (09).

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Ouled Abdellah dont le type du réseau est ramifié, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres vitesses et pressions. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre 20 et 176,2 mm.

Le réseau dispose de deux poteaux d'incendies, placés aux points les plus sensibles du réseau. Les pressions et les vitesses aux différents points du réseau, sont bien dans les normes, ce qui laisse à dire que tous les risques de fuite ou de dépôt dans les canalisations sont éloignés.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce modeste travail, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable des six villages de la commune de Chaabet El Aneur (wilaya de Boumerdes), où ces derniers souffrent d'un manque exorbitant en eau.

Pour commencer, nous avons calculé le nombre d'habitants à l'horizon 2048, qui va atteindre 21021 habitants, ensuite nous avons estimé les différents besoins en eau à long terme qui sont de 5059,938 m³/j soit 58,56 l/s. Nous avons constaté qu'ils sont bien loin d'être suffisants par rapport au débit journalier fourni qui est de 3024 m³/j soit 35 l/s. Pour cela, nous proposons de faire un renforcement à partir de la station de dessalement de Cap Djenat qui devra donc couvrir ce déficit.

Dans le but d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons procédé à l'implantation de trois nouveaux réservoirs, le premier d'une capacité de 300 m³ à Ouled Said, le deuxième d'une capacité de 500m³ à Ouled Abdellah et le troisième d'une capacité de 300m³ à Bentafet. Par contre, le reste des réservoirs existants leurs capacités sont suffisantes.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur des diamètres économiques avec des vitesses acceptables. Pour la partie refoulement qui est d'une longueur de 4030 ml, nous avons utilisé la fonte ductile avec des diamètres de 200 mm pour les tronçons STR01-R01, STR01-R02 et STR02-R03, et pour la partie gravitaire qui est d'une longueur de 12005 ml, on a adopté le PEHD avec des diamètres de 110, 160, 200 et 250 mm.

Concernant l'étude des pompes, notre choix s'est porté sur l'utilisation des pompes multicellulaires à axe horizontal et cela en se basant sur le catalogue numérique CAPRARI. Pour ce qui est de la protection des pompes, le phénomène de la non cavitation à été vérifié.

La vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite dans le but de protéger le réseau d'adduction, d'après les calculs des surpressions et dépressions, on a constaté que les différents tronçons ne risquent pas de subir ce phénomène. Pour les conduites gravitaires, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène.

A propos du volet de la distribution, nous avons pris pour exemple le village d'Ouled Abdellah, qui est un réseau d'une ossature ramifiée. Par la suite, nous avons déterminé des diamètres compris entre 20 et 176.2 mm afin d'avoir des vitesses d'écoulement comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s et des pressions allant de 1 à 6 bar. Cela été effectué à l'aide du logiciel EPANET. Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD vu les avantages qu'il présente.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet, nous souhaitons aussi que ce travail servira de guide pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

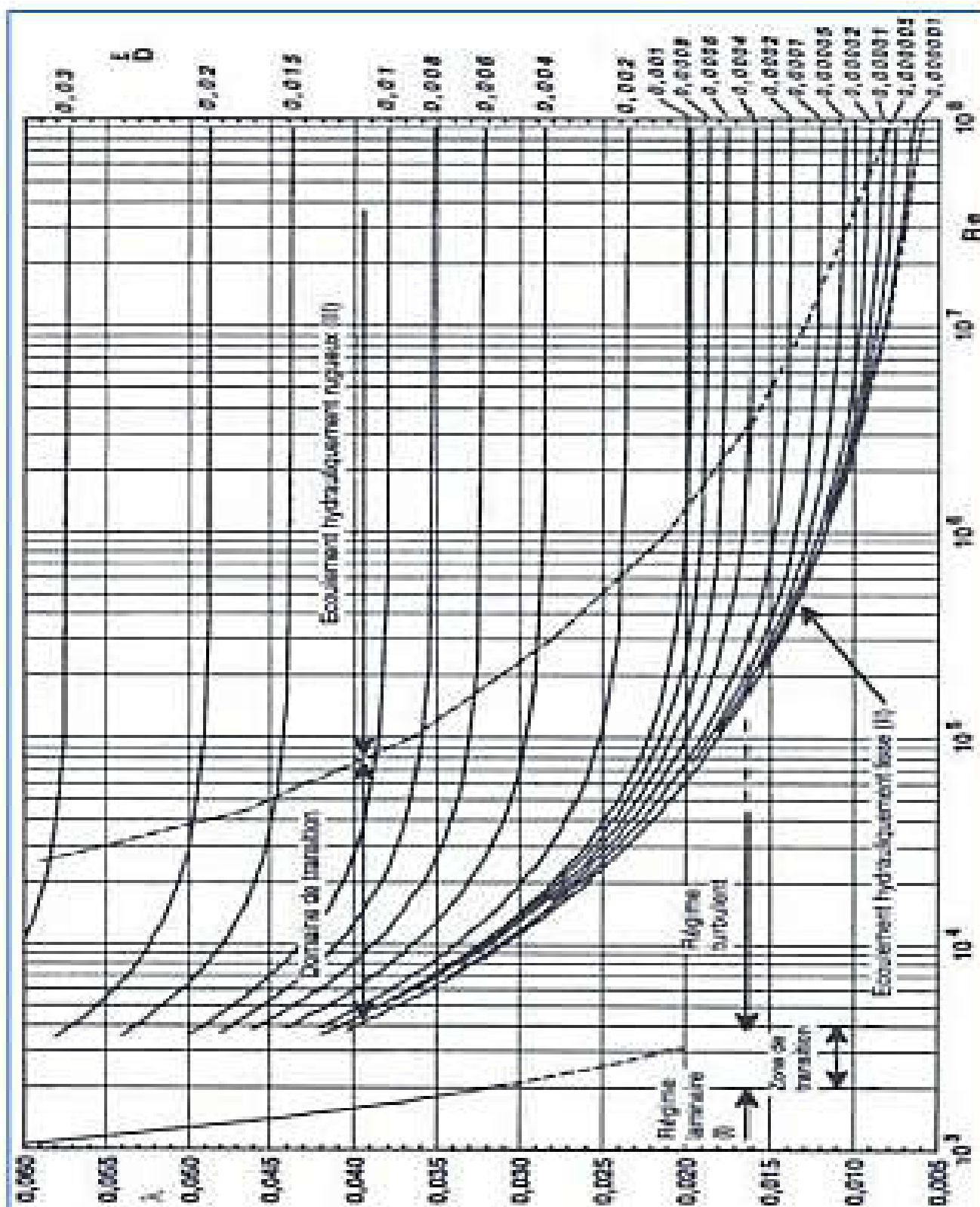
- [1] **Données (population et équipements existants)** : Plans directeurs d'aménagements et d'urbanisme de la commune de Chaabet El Aneur, Wilaya de Boumerdes.
- [2] **Données (Topographiques)** : Bureau d'études techniques et de consulting en hydraulique, Wilaya de Chlef.
- [3] **Données** : Direction des ressources en eau de Boumerdes.
- [4] **VALIRON, F.** : "Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement", Tome I : Eau dans la ville Alimentation en eau, Edition Tec & Doc, 1994.
- [5] **DUPONT, A.** : Hydraulique urbaine, Tome 2 : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris 216,1979.
- [6] **ALALOU. S.** : étude de l'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes, Wilaya de Boumerdes, promotion 2011.
- [7] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée, Edition Eyrolles, 1972.
- [8] **SEHAKI, A. et SENHADJI, A.** : étude de reseau d'AEP du chef lieu mechteras adduction et distribution, wilaya de tizi-ouzou. Mémoire de fin d'étude, université de bejaia, juillet 2017.
- [9] **AISSANI, M. et ZOUAGUI, H.** : Renforcement de l'AEP de la commune Fenaia Il-Maten à partir du barrage de Tichi-haf, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, Juin 2014.
- [10] **KACET, A. et N'AIT SLIMAN, S.** : Etude du renforcement du réseau d'AEP du centre-ville de Bouchouard, Wilaya d'Aine Defla . Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, Juin 2016.
- [11] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou) »

ANNEXES

Annexe 01 : Régime de consommation des agglomérations

Heure du jour	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ($K_{\max.h}$)											
	1,2	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	0,95	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	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) : Diagramme de MOODY



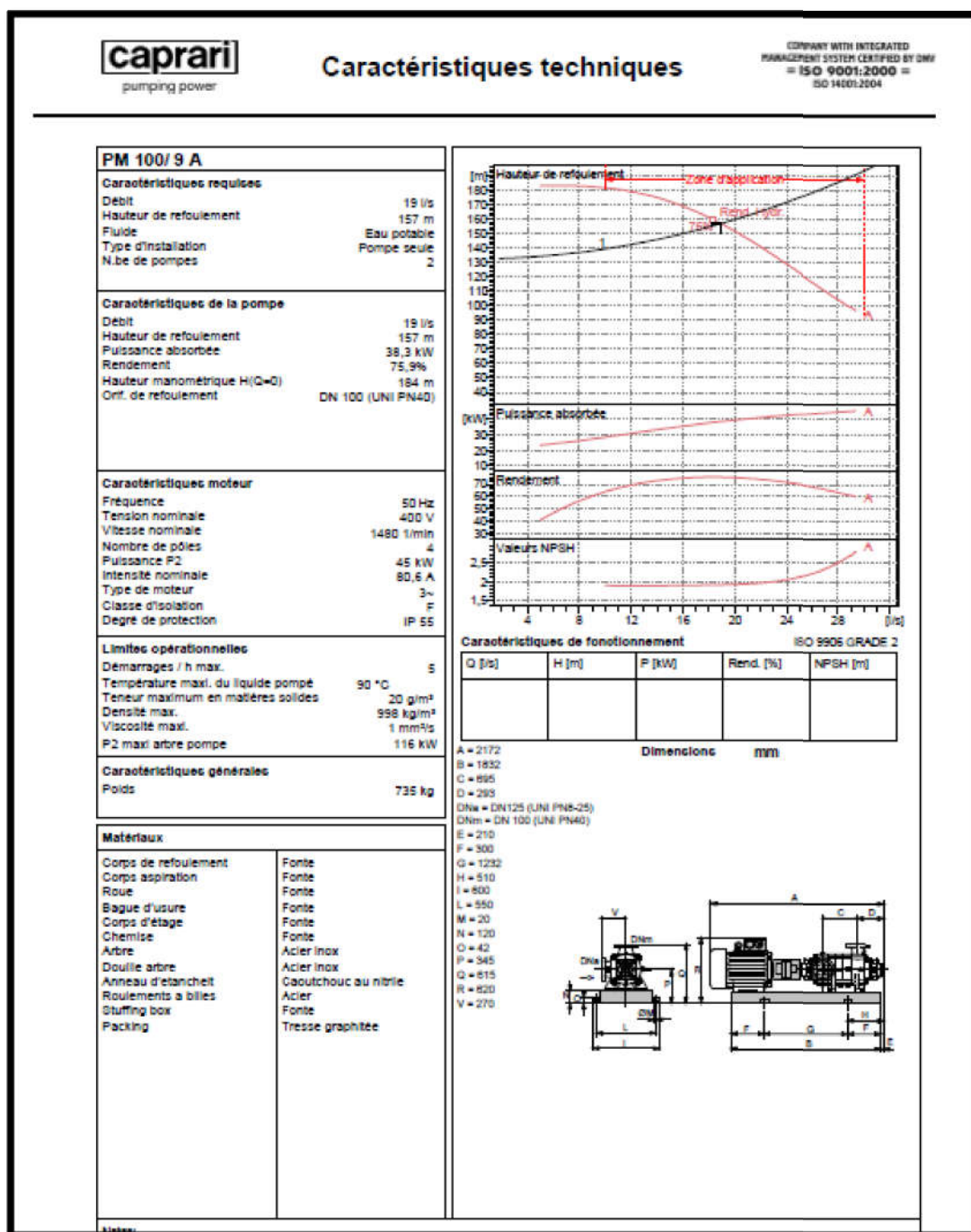
Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	Pression nominal (bars)	Prix unitaire (DA)
100	40	2800
125	40	3000
150	40	3300
200	40	3800
250	40	5750
300	40	6500
350	30	8750
400	30	11000
450	30	15300
500	30	19600
600	30	20300
700	25	24000

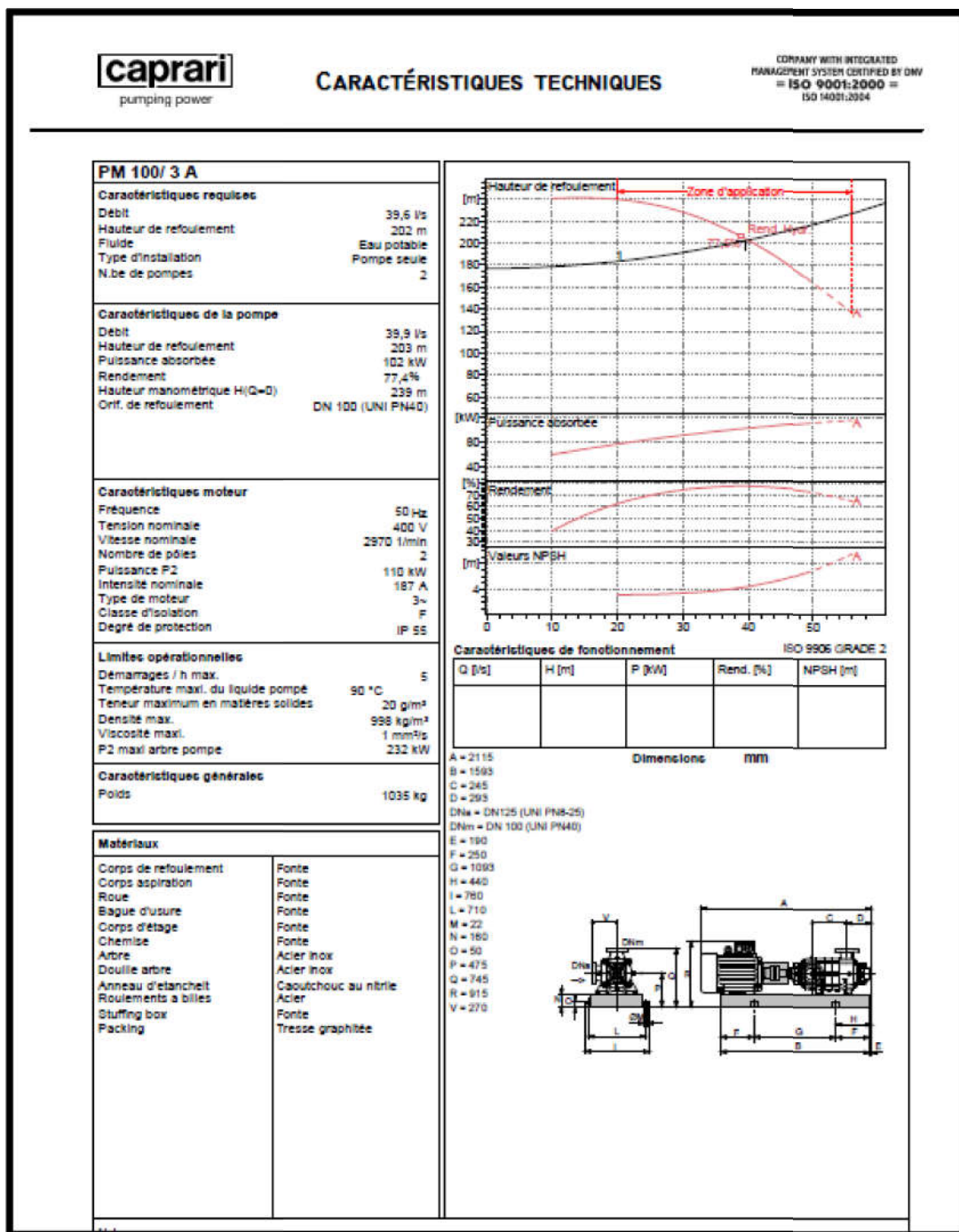
Annexe (4) : Les diamètres des conduites en PEHD à différentes pressions nominales

diamètre extérieur	PN 06		PN 10		PN 16		PN 20	
	épaisseur	diamètre intérieur	épaisseur	diamètre intérieur	épaisseur	diamètre intérieur	Epaisseur	Diamètre intérieur
20					2,3	15,4	2,3	15,4
25			2,5	20	2,8	19,4	3	19
32			2,5	27	3,6	24,8	3,6	24,8
40	2	36	3	34	4,5	31	4,5	31
50	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8	5,6	38,8
63	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8	7,1	48,8
75	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2	8,4	58,2
90	4,3	81,4	5,4	79,2	8,2	73,6	10,1	69,8
110	4	102	6,6	96,8	10	90	12,3	85,4
125	4,5	116	7,4	110,2	11,4	102,2	14	97
160	5,8	148,4	9,5	141	14,6	130,8	17,9	124,2
200	7,2	185,6	11,9	176,2	18,2	163,6	22,4	155,2
250	9,1	231,8	14,8	220,4	22,7	204,6	27,9	194,2
315	11,4	292,2	18,7	277,6	28,6	257,8	35,2	264,6
400	14,5	371	23,7	352,6	36,3	327,4	44,7	310,6

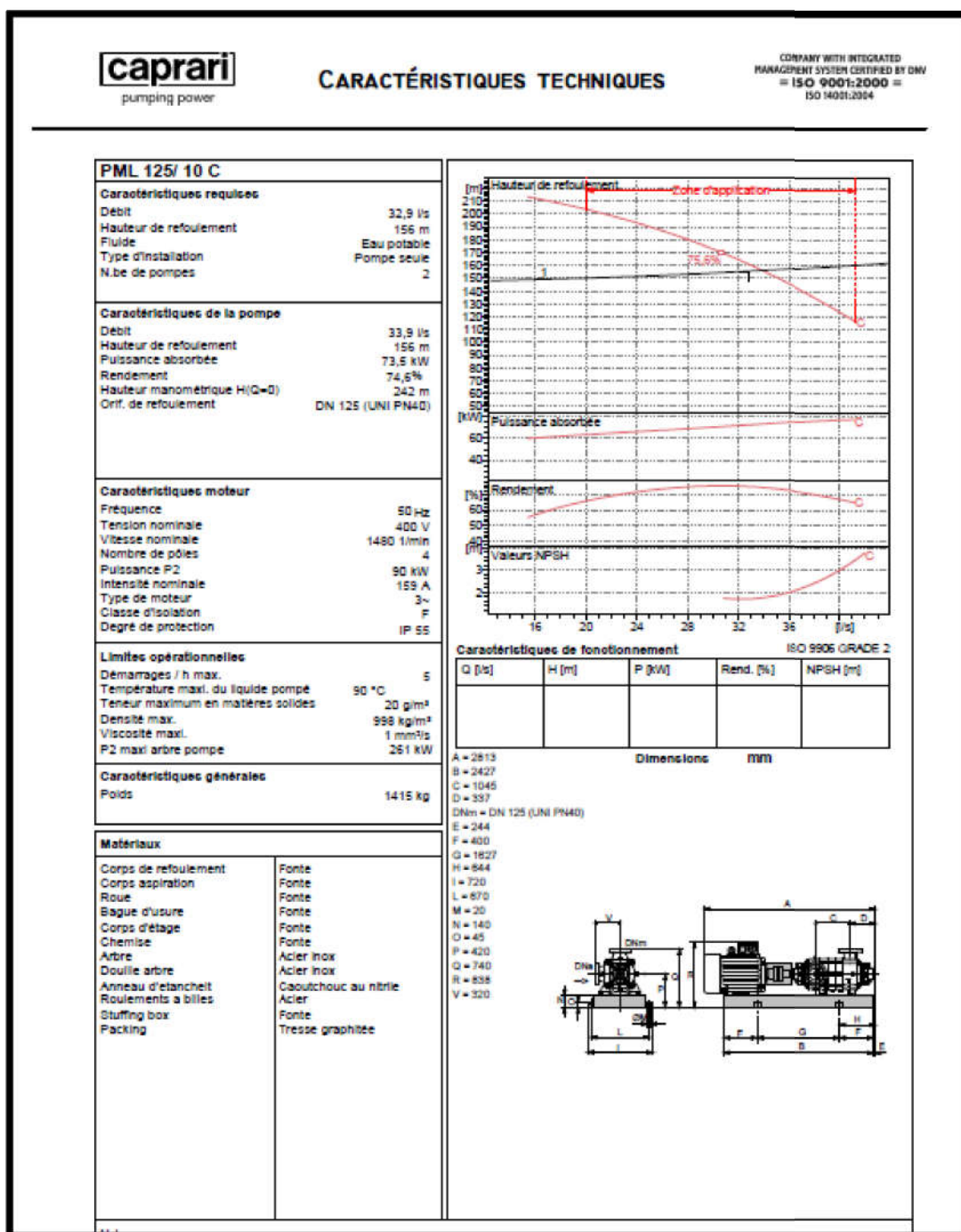
Annexes (5) : courbe caractéristique de la pompe du tronçon STR01-R01.



Annexes (6) : courbe caractéristique de la pompe du tronçon STR01-R02



Annexes (7) : courbe caractéristique de la pompe du tronçon STR02-R03



Annexe (8) : Etat des Arcs du réseau au cas de pointe plus incendie.

ID Arc	Longueur (m)	D _{int} (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.D.C.unité. (m/km)
Tuyau 1	345,5	176,2	33,84	1,39	8,94
Tuyau 2	254	42,6	1,39	0,98	26,74
Tuyau 3	102	20	0,23	0,73	40,95
Tuyau 4	81	20	0,18	0,58	27,18
Tuyau 5	438,5	141	30,11	1,93	21,58
Tuyau 6	164,5	27	0,37	0,65	22,46
Tuyau 7	438,5	141	27,4	1,75	18,1
Tuyau 8	176	96,8	2,2	0,3	1,14
Tuyau 9	92	42,6	1,18	0,83	19,84
Tuyau 10	58	20	0,13	0,42	15,1
Tuyau 11	72	20	0,16	0,52	22,08
Tuyau 12	87	20	0,2	0,62	30,85
Tuyau 13	92	20	0,21	0,66	34,07
Tuyau 14	323	96,8	6,09	0,83	7,14
Tuyau 15	162	34	0,36	0,4	7,2
Tuyau 16	239	79,2	4,09	0,83	9,21
Tuyau 17	241,5	34	1,03	1,14	46,48
Tuyau 18	38	20	0,09	0,27	7,25
Tuyau 19	70,5	20	0,16	0,5	21,27
Tuyau 20	440	42,6	0,99	0,69	14,38

Annexe (9) : Etat des nœuds du réseau après simulation.

Nœuds	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	2,34	367,91	21,53
Nœud 2	0,98	361,12	15,89
Nœud 3	0,23	356,94	7,84
Nœud 4	0,18	358,92	17
Nœud 5	2,34	358,44	17,13
Nœud 6	0,37	354,75	13,99
Nœud 7	19,11	350,51	16,69
Nœud 8	0,81	350,31	29,93
Nœud 9	0,21	347,17	23,82
Nœud 10	0,7	348,48	13,07
Nœud 11	0,2	345,8	12,09
Nœud 12	0,16	346,89	11,07
Nœud 13	0,13	347,61	11,49
Nœud 14	1,63	348,2	22,76
Nœud 15	0,36	347,04	16,9
Nœud 16	2,07	346	34,88
Nœud 17	0,79	334,78	16,42
Nœud 18	0,16	333,28	22,37
Nœud 19	0,09	334,5	7,74
Nœud 20	0,99	339,67	33,3

ملخص

في هذا العمل، قمنا بإجراء دراسة إمدادات مياه الشرب لستة قرى لبلدية شعبية العامر ولاية بومرداس، و سيتم تزويد هذه القرى عن طريق الجاذبية من الخزان. بعد تقديم منطقة الدراسة و تقدير احتياجاتها المائية بحلول عام 2048، شرعنا في تحديد حجم خزانات المياه و كذلك أنابيب إمدادات المياه، ثم نقل المياه من الأماكن المنخفضة نحو الأماكن العالية و هذا أدى بنا إلى اختيار المضخات المناسبة لمحطتي الضخ. من أجل حماية الأنابيب و التحقق من احتمال حدوث ظاهرة المطرقة المائية و إعطاء مبدأ وضع الأنابيب. وفي المرحلة الأخيرة، قمنا بتصميم شبكة التوزيع، مع أخذ مثال قرية اولاد عبد الله على حجم شبكة التوزيع الخاصة بها، مع احترام الضغوط و السرعة المناسبة.

الكلمات المفتاحية : الخزان، إمدادات، المضخة، المطرقة المائية.

Résumé

Dans ce présent travail, nous avons réalisé une étude d'alimentation en eau potable des six villages de la commune Chaabet El Almeur wilaya de Boumerdes, cet ensemble de villages sera alimenté gravitairement à partir d'un réservoir tampon. Après avoir présenté la zone d'étude et estimer ses besoins en eau à l'horizon 2048, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs d'eau ainsi que les conduites d'adduction, par la suite le transfert de l'eau des points bas vers des points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates concernant les deux stations de reprise. A fin de protéger les conduites, nous avons vérifié l'éventuelle apparition du phénomène du coup de bélier et donner le principe de la pose. En dernier lieu, nous avons dimensionné un réseau de distribution, on a pris comme exemple le village Oued Abdellah pour lui dimensionner son réseau de distribution, tout en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clés : réservoir, adduction, pompe, coup de bélier.

Abstract

In this present work, we have carried out a drinking water supply study of the six villages of Chaabet El Almeur wilaya of Boumerdes, this set of villages will be fed gravitationally from the buffer tank. After presenting the study area and estimating its water needs for 2048, we proceeded to the sizing of the water reservoirs as well as the water supply pipes, then the transfer of the water from the low points. towards high points, this led us to choose the appropriate pumps for the two rework stations. In order to protect the pipes, we checked the possible occurrence of water hammer phenomenon and give the principle of laying. we designed and sized a distribution network, taking the example of the village of Oued Abdellah to size its distribution network, while respecting the appropriate pressures and speeds.

Key words: reservoir, adduction, pump, water hammer.