

République Algérienne Démocratique et Populaire.
Ministère de l'Enseignement Supérieur et la Recherche Scientifique.
Faculté des Sciences et Sciences Appliquées.
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par

MEGLOULI HAMZA

ET

BACHIR GUERROUAZ

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER

Filière : Hydraulique.

Spécialité : RESSOURCES HYDRAULIQUES.



**DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA NOUVELLE Cité AADL OULED BELLIL 1800 LOGEMENTS**

Soutenu le
02/07/2024

Dr.Madani Meridja	Maître de conférences	UAMO, Bouira	Président
Dr.Taib Iyes	Maître de conférences	UAMO, Bouira	Examineur
Dr.HADDAD SAMIR	Maître de conférences	UAMO, Bouira	Encadreur
Dr.Yahiaoui abdelhalim	Maître de conférences	UAMO, Bouira	Encadreur

Remerciements

À la suite de l'élaboration de ce travail, nous tenons avant tout à remercier Dieu de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce projet.

Ce travail est le fruit non seulement de nos efforts, mais aussi de l'aide précieuse de nombreuses personnes à qui nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude.

Nous adressons notre plus grand respect et nos sincères remerciements à notre promoteur, Monsieur Samir Haddad, pour son soutien et ses précieux conseils.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail. Nous vous sommes reconnaissants pour le temps que vous nous avez accordé tout au long de cette expérience enrichissante en répondant à nos questions.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers nos amis et collègues qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche.

Nous exprimons également notre gratitude à notre chère famille pour son aide morale et financière, sa confiance en nous et son soutien affectif continu. Ils nous fournissent une base solide qui nous permet de persévérer et de nous surpasser.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de notre projet.

Dédicace

À mes parents, qui ont toujours cru en moi et m'ont soutenu inconditionnellement. Votre amour, votre patience et vos sacrifices m'ont donné la force et la détermination nécessaires pour atteindre cet objectif.

À mes frères et sœurs, pour leur encouragement constant et leur confiance en mes capacités. Votre soutien a été un pilier sur lequel je me suis appuyé tout au long de ce voyage.

À mon promoteur, Monsieur Samir Haddad, pour ses conseils avisés, son soutien indéfectible et son expertise précieuse. Votre guidance a été essentielle pour la réalisation de ce travail.

À mes amis et collègues, pour leur aide, leurs conseils et leurs encouragements. Votre camaraderie a rendu cette expérience encore plus enrichissante et agréable. Un merci tout particulier à mon cher ami Laidali Imad, pour son soutien moral et ses précieux conseils tout au long de cette aventure, ainsi qu'à mon binôme Meglouli Hamza, pour sa collaboration et son engagement sans faille.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire, je vous exprime ma plus profonde gratitude.

Avec toute ma reconnaissance,

Guerrouaz Bachir

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A tout les membres de ma famille

A tous mes amis de la promotion 2023/2024

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation

de ce Travail

MEGLOULI HAMZA

Liste d'abréviation

AADL : Agence D'amélioration et de développement des logements

a : célérité de l'onde

C_{HW} : coefficient de Hazen Williams

CB : Coup de bélier

d : densité du fluide transporté

D_e : Diamètres extérieur

D_i : Diamètres intérieur

e : épaisseur

g : accélération

gravitationnelle

H_g : hauteur géométrique

HP : Hauteur Piézométrique

h_v : tension de vapeur

HPP : Hauteur de Pression de Pompage

J : est la perte de charge

J_s : Pertes de charge singulières

K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximale

K_{min,j} : coefficient d'irrégularité minimale

L : Longueur

N : nombre de consommateur

N : Nombre de tour

N_s : la vitesse de rotation spécifique

P_{atm} : Pression atmosphérique

P_B : Pression barométrique

P_a : Puissance Absorbée

D : Dotation

Q_{MOY.j} : consommation moyenne journalière

Q_{max.j} : la consommation maximale journalière

Q_{min.j} : débit d'eau minimale du jour

SDR : Rapport Standard de Diamètre

V : la vitesse d'écoulement

V_r : capacité résiduelle

V_{max} : vitesse maximal

W: Poids volumique

R_g : Rendement global

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins

Partie A : Présentation de site

Figure (I.1) : les limites administratives de la wilaya de BOUIRA.....	2
Figure (I.2) : la région d'étude (AADL Ouled Bellil)	3

Partie B : Estimation des besoins

Figure (I.1) : Histogramme de consommations moyennes journalières.....	8
Figure (I.2) : Histogramme de la consommation horaire par pourcentage (%).....	10
Figure (I.3) : Histogramme de la consommation horaire de l'agglomération.....	11

Chapitre II : Choix de matériau

Figure (II.1) : conduite en acier.....	20
Figure (II.2) : conduite en fonte ductile.....	20
Figure (II.3) : conduite en béton armé.....	20
Figure (II.4) : conduite en PVC.....	21
Figure (II.5) : conduite en PEHD.....	21
Figure (II.6) : conduite en PRV.....	21

Chapitre III : Adduction

Figure (III.1) : Tracé de conduite d'adduction.....	24
Figure (III.2) : profil en en long de tracé d'adduction.....	25
Figure(III.3) : Vitesse minimale en fonction de diamètre des sédiments.....	27
Figure (III.4) : Profil en long Tronçon SP1 –SP2.....	29
Figure (III.5) : Profil en long Tronçon SP2 –SP3.....	30
Figure (III.6) : Profil en long Tronçon SP3–SP4.....	31
Figure (III.7) : Profil en long Tronçon SP4 –R1000.....	32
Figure (III.8) : Profil en long Tronçon barrage – sp1.....	33

Chapitre IV : Choix et dimensionnement des Réservoirs

Figure (IV.1) : L'emplacement de réservoir intermédiaire.....	37
Figure (IV.2) : L'emplacement d'une brise charge.....	39
Figure (IV.3) : Conduite de vidange	41
Figure (IV.4) : Système By-pass.....	42
Figure (IV.5) : Système à deux prises.....	43
Figure (IV.6) : système à siphon.....	43
Figure (IV.7) : Schéma général d'un réservoir.....	44

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages

Figure (V.1) : Schéma classification des pompes.....	49
Figure (V.2) : Groupement en série (Σ).....	51
Figure (V.3) : Groupement en parallèle (//).....	52
Figure (V.4) : La valeur du rendement en fonction de la vitesse spécifique.....	53
Figure (V.5) : Qualité d'aspiration en fonction de la vitesse spécifique d'aspiration.....	56
Figure (V.6) : valeurs typiques de la vitesse spécifique de la section.....	56
Figure (V.7): [J. P. Tullis, Hydraulics of pipeline].....	65
Figure (V.8) : Module d'élasticité et coefficient de poisson pour les matériaux de canalisations courants.....	66
Figure (V.9) : couples des moteurs électriques au démarrage (D'après Sulzer).....	67
Figure (V.10) : coup de bélier graduel (écoulement gravitaire).....	68
Figure (V.11) : coup de bélier brusque (écoulement gravitaire.....	68
Figure (V.12) : coup de bélier graduel (écoulement par pompages).....	69

Figure (V.13) : coup de bélier brusque (écoulement par pompes).....	69
Figure (V.14) : graph de coup de bélier tronçon sp1 vers sp2.....	72
Figure (V.15) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp1 vers sp2).....	73
Figure (V.16) : graph de coup de bélier tronçon sp2 vers sp3.....	73
Figure (V.17) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp2 vers sp3).....	74
Figure (V.18) : graph de coup de bélier tronçon sp3 vers sp4.....	74
Figure (V.19) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp3 vers sp4).....	75
Figure (V.20) : graph de coup de bélier tronçon sp4 vers réservoir	75
Figure (V.21) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp4 vers réservoir)	76
Figure (V.22) : graph de coup de bélier tronçon Barrage vers sp1	77
Figure (V.23) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (Barrage vers sp1).....	77
Figure (V.24) : graph de coup de bélier tronçon R1000 vers distribution.....	78
Figure (V.25) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (réservoir vers distribution).....	79

Chapitre VI : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

Figure (VI.1) : Robinets-vanne à opercule.....	80
Figure (VI.2) : Vanne à papillon.....	81
Figure (VI.3) : Ventouse simple fonction.....	88

Figure (VI.4) : Ventouse double fonction.....	88
Figure (VI.5) : Fonctionnement d'une ventouse triple fonction.....	89
Figure (VI.6) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp1 vers sp2.....	92
Figure (VI.7) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp2 vers sp3.....	93
Figure (VI.8) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp3 vers sp4.....	94
Figure (VI.9) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp4 vers R1000.....	95
Figure (VI.10) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon Barrage vers sp1.....	95

Chapitre VII : Pose de conduite

Figure (VII.1) : Terminologie d'une tranchée.....	98
Figure (VII.2) : Détails d'un tuyau.....	98
Figure (VII.3) : Lit de pose (Bedding).....	101
Figure (VII.4) : Zone d'enrobage	102
Figure (VII.5) : Largeur d'une tranchée.....	104
Figure (VII.6) : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée inclinée	105
Figure (VII.7) : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée verticale	105
Figure (VII.8) : Schéma général de la tranchée adoptée pour le PFE.....	108
Figure (VII.9) : Schéma de croisement des différents réseaux.....	109

Chapitre VIII : Dimensionnement du réseau de distribution

Figure (VIII.1) : réseau de distribution maillé (1er proposition).....	117
Figure (VIII.2) : réseau de distribution avec plusieurs réservoirs avec plusieurs mailles (2ème proposition).....	119
Figure (VIII.3) : réseau de distribution par 6 mini-réservoirs sous-pressure (3 ème proposition).....	120

Figure (VIII.4) : réseau de distribution une seule maille avec 2 réservoirs (4 ^{ème} proposition).....	121
Figure (VIII.5) : réseau de distribution ramifié (5 ^{ème} proposition).....	121
Figure (VIII.6) : simulation de réseau de distribution + incendie 17 l/s.....	124
Figure (VIII.7) : emplacement des vannes de vidange.....	127
Figure (VIII.8) : emplacement des vannes de sectionnement.....	128

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins

Partie A : Présentation de site

Tableau (I.1) : barrages existé dans la wilaya de Bouira.....	5
Tableau (I.2) : les stations de traitements existé dans la wilaya de Bouira.....	5

Partie B : Estimation des besoins

Tableau (I.1) : Estimation des besoins scolaires.....	7
Tableau (I.2) : Estimation des besoins publics et commerciaux.....	8
Tableau (I.3) : Valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	9
Tableau (I.4) : valeur de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	10

Chapitre II : Choix de matériau

Tableau (II.1) : Aide à la sélection des matériaux des conduites (résistance mécanique).....	15
Tableau (II.2) : Aide à la sélection des matériaux des conduites (condition d'installation) ..	16
Tableau (II.3) : Aide à la sélection des matériaux des conduites (l'agressivité physico chimique)....	17
Tableau (II.4) : Les différents matériaux de conduites et leurs caractéristiques.....	18

Tableau (II.5) : Les avantages et inconvénient des différents matériaux de conduites.....19

Chapitre III : Adduction

Tableau (III.1) : Points de franchissement trace d'adduction.....24

Tableau (III.2) : Implantation des stations de pompages.29

Tableau (III.3) : Caractéristiques de tronçon SP1-SP2.....30

Tableau (III.4) : Caractéristiques de tronçon SP2-SP3.....31

Tableau (III.5) : Caractéristiques de tronçon SP3-SP4.....32

Tableau (III.6) : Caractéristiques de tronçon SP4-R1000.....33

Tableau (III.7) : Caractéristiques de tronçon barrage –sp1.....34

Chapitre IV : Choix et dimensionnement des Réservoirs

Tableau (IV.1) : Répartition du débit max journalier le long de la journée en fonction du type et de l'importance de l'agglomération (%).....45

Tableau (IV.2) : Détermination du résidu maximal dans le réservoir.....46

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages

Tableau (V.1) : Les critères de choix de la turbo pompe.....50

Tableau (V.2) : Classification de la turbopompe selon la vitesse spécifique.....51

Tableau(V.3) : Puissance du moteur en fonction de α53

Tableau (V.4) : Caractéristiques des pompes.....54

Tableau (V.5) : calculs de la cavitation.....57

Tableau (V.6) : K coefficient dépendant du matériau constituant la.....64

Tableau (V.7) : Module de Young E (GPa = 109 N/m2.....65

Tableau (V.8) : Coefficient d'élasticité de l'eau.....	66
Tableau (V.9) : calcul de coup de bélier tronçon sp1 vers sp2.....	71
Tableau (V.10) : calcul de coup de bélier tronçon sp2 vers sp3.....	73
Tableau (V.11) : calcul de coup de bélier tronçon sp3 vers sp4.....	74
Tableau (V.12) : calcul de coup de bélier tronçon sp4 vers R1000.....	75
Tableau (V.13) : calcul de coup de bélier tronçon barrage vers sp1.....	76
Tableau (V.14) : calcul de coup de bélier tronçon R1000 vers distribution.....	78

Chapitre VI : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

Tableau (VI.1) : calcule des paramètres d'une vanne de régulation.....	86
Tableau (VI.2) : Diamètre de ventouse selon le diamètre de la conduite.....	87
Tableau (VI.3) : Les types des ventouses et leur emplacement.....	90
Tableau (VI.4) : emplacement des ventouses tronçon sp1 vers sp2.....	92
Tableau (VI.5) : emplacement des ventouses tronçon sp2 vers sp3.....	93
Tableau (VI.6) : emplacement des ventouses tronçon sp3 vers sp4.....	94
Tableau (VI.7) : emplacement des ventouses tronçon sp4 vers R1000.....	95
Tableau (VI.8) : emplacement des ventouses tronçon Barrage vers sp1.....	95
Tableau (VI.9) : emplacement des vannes de vidange tronçon sp1 vers sp2.....	96
Tableau (VI.10) : emplacement des ventouses tronçon sp2 vers sp3.....	96
Tableau (VI.11) : emplacement des ventouses tronçon sp3 vers sp4.....	96

Chapitre VII : pose de conduite

Tableau (VII.1) : Sur largeur minimale (Clearance).....	103
---	-----

Tableau (VII.2) : Les dimensions grossières des tranchées.....	107
--	-----

Chapitre VIII : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau (VIII.1) : calcul des débits aux nœuds.....	114
---	-----

Tableau (VIII.2) : Débits au nœud.....	115
--	-----

Tableau (VIII.3) : Pressions et charge au niveau des nœuds.....	122
---	-----

Tableau (VIII.4) : Pertes de charge et vitesses au niveau des arcs.....	123
---	-----

Tableau (VIII.5) : Pressions au niveau des nœuds.....	125
---	-----

Tableau (VIII.6) : Pertes de charge et vitesses au niveau des arcs.....	126
---	-----

Tableau (VIII.7) : récapitulatif des pressions dans le réseau de distribution.....	127
--	-----

Tableau (VIII.8) : récapitulatif des vitesses dans le réseau de distribution.....	127
---	-----

Sommaire

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

Chapitre I : présentation de site et estimation des besoins

Partie A : Présentation de site

I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du site	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Situation géographique de la zone d'étude	3
I.2.4. Situation démographique	4
I.2.5. Equipements et infrastructures	4
I.2.6. Situation Géologique	4
I.2.7. Hydrogéologie régionale	4
I.2.8. Hydrogéologie locale	5
I.2.9. Les ressources d'eau potentielles sur un rayon de 30 km de la zone d'étude	5

Partie B : Estimations des besoins

I.1 Introduction	6
I.2. Estimations de la population	6
I.2.1. Population actuel	6
I.3. Estimations des besoins en eau potable	7
I.3.1. Besoin domestique	7
I.3.2. Besoin scolaire	7
I.3.3. Besoin publics et commerciaux	8
I.3.4. Débit de consommation totale	8

I.4. variation de la consommation selon Coefficient d'irrégularité	9
I.4.1. Le Débit maximum journalier	9
I.4.2. Le débit maximum horaire	9
I.4.3. Débit minimum horaires	9
I.5. Conclusion	11

Chapitre II : Choix de matériau

II.1. Introduction	13
II.2. Classification des conduites	13
II.3. Critères de choix de matériau	14
II.4. Interprétation	22
II.5. Conclusion	22

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction	23
III.2. Choix de tracé	23
III.2.1. Critères techniques	23
III.2.2. Critères économiques	23
III.3. Dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire)	25
III.3.1. Détermination du diamètre	25
III.3.2. Calcul de la vitesse	25
III.3.2.1 Détermination des vitesses anti-sédimentation	27
III.3.3. Les pertes de charges	27
III.3.3.1. Pertes de charges singulières	28
III.3.3.2. Perte de charge totale	28

III.3.4. La hauteur manométrique totale d'élévation HMT	28
III.4. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	28
III.4.1. Partie refoulement	28
III.4.1.1. Implantation des stations de pompage	28
III.4.2. Partie gravitaire	33
III.5. Conclusion	34

Chapitre IV : Choix et dimensionnement des Réservoirs

IV.1. Introduction	35
IV.2. Rôle de réservoir	35
IV.3. Classification des réservoirs	35
IV.3.1. Situation par rapport à la distribution	35
IV.3.2. Rôle joué	35
IV.3.3. Disposition par rapport au sol	36
IV.3.4. La forme	36
IV.3.5. Selon les matériaux de construction	36
IV.3.6. Classification des réservoirs selon leur rôle	36
IV.3.6.1 Réservoir de stockage	36
IV.3.6.2. Réservoir d'équilibre	37
IV.3.6.3. Réservoir de reprise (réservoir d'aspiration)	37
IV.3.6.4. Réservoir intermédiaire	37
IV.3.6.5. Réservoir brise-charge	38
IV.4. Le choix de type de réservoirs adapté	39
IV.5. les équipements de réservoir	40

IV.5.1. Conduite d'adduction	40
IV.5.2. Conduite de distribution	40
IV.5.3. Conduite de trop plein	40
IV.5.4. Vidange	41
IV.5.5. By-pass	41
IV.5.6. Ligne pilote	42
IV.5.7. Système de matérialisation d'incendie	42
IV.5.8. Système a deux prises	42
IV.5.9. Système à siphon	43
IV.6. Capacité de réservoir	45
IV.6.1. Consommation horaire en fonction de nombre d'habitant	45
IV.6.2. La Méthode analytique	45
IV.6.2.1. Volume du réservoir	47
IV.6.2.2. Diamètre de réservoir	47
IV.6.2.3. Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir	48
IV.7. Conclusion	48

Chapitre V : Choix des pompes et des stations des pompages et calcul de coup de bélier

V.1. Introduction	49
V.2. Classification des pompes	49
V.3. Choix du type de pompes	50
V.4. Groupement des pompes	51
V.4.1. Montage en série	51
V.4.2. Montage en parallèle	52

V.5. Caractéristique d'une pompe	52
V.5.1. Vitesse de rotation spécifique NS	52
V.5.2. Rendement globale η_g	52
V.5.3. La Puissance absorbée	53
V.5.4. Calcul de la puissance du moteur	53
V.6. Choix des pompes du projet	54
V.7. La cavitation	55
V.8. Coup de bélier	61
V.8.1. Notion sur l'étude du coup de bélier dans les systèmes de pompage	61
V.8.2. Pronostic de Kerr	62
V.8.3. Cas de la dépression	62
V.8.3.1. Premier cas : Conduite SANS chargement	62
V.8.3.2. Deuxième cas : Conduite AVEC chargement	63
V.8.4. Quelques informations sur le coup de bélier	63
V.8.5. Calcul des différents paramètres.....	64
V.8.5.1. La célérité de l'onde ($a = c$)	64
V.8.5.2. Temps d'arrêt de la pompe (T_A)	66
V.8.5.3. Temps de fermeture de la vanne (T_F)	67
V.8.6. Analyse de coup de bélier par la méthode des enveloppes	67
V.8.6.1. Ecoulement gravitaire (Vanne)	67
V.8.6.2. Ecoulement par pompage (Pompe)	68
V.8.7. Moyens de protection contre le coup de bélier	70
V.8.8. Règles de bonne exécution	71
V.8.9. Calculs de coup de bélier	71

V.8.9.1. Écoulement par pompage (coup de bélier brusque)	71
V.8.9.2. Écoulement gravitaire (coup de bélier graduel)	76
V.9. Conclusion	79

Chapitre VI : Choix et dimensionnement des accessoires hydrauliques

VI.1. Les vannes	80
VI.1.1. Robinets-vanne à opercule	80
VI.1.2. Vanne à papillon	81
VI.1.3. Vannes à boisseau sphérique (vannes à bille)	81
VI.1.4. Vanne à boisseau conique	82
VI.1.5. Vannes à soupape (vannes à pointeau ou vannes à tige montante)	82
VI.1.6. Vannes à clapet (vannes à clapet anti-retour)	82
VI.1.7 Vannes à membrane	82
VI.1.8. Vannes à flotteur	82
VI.1.9. Vannes de régulation (vannes de régulateur de pression)	82
VI.2. Choix et dimensionnement des vannes	83
VI.2.1. Dimensionnement des vannes de sectionnement	83
VI.2.2. Dimensionnement des vannes de régulation	84
VI.3. Les ventouses	87
VI.4. Les types de ventouse	87
VI.4.1. Les ventouses simples fonction ou purgeur (V1)	87
VI.4.2. Ventouse 2 fonctions (V2)	88
VI.4.3. Les ventouses triples fonction (V3)	88
VI.5. Choix et dimensionnement des ventouses	89
VI.5.1. Choix des ventouses	89

Chapitre VII : pose de conduite

VII.1. Introduction	97
VII.2. Le tuyau rigide.....	97
VII.3. Tuyau flexible.....	98
VII.4. Type et distribution du sol.....	99
VII 4.1. Fondation.....	99
VII 4.1.1. Les fondations inappropriées pour la confection des tranchées.....	99
VII.4.2. Lit de pose.....	100
VII 4.3. L'enrobage et l'obligation de compactage des tranchées.....	101
VII.5. Dimensions d'une tranchée.....	103
VII.5.1. Largeur minimale d'une tranchée.....	103
VII.5.2. Largeur minimale des tranchées.....	103
VII.5.2.1 Type de tranchée 1 surlargeur.....	104
VII.5.2.2. Type de tranchée 2.....	104
VII.5.2.3. Le type de tranchée 3.....	104
VII.5.3. Dimensionnement des tranchées.....	106
VII.6. Dimensions des tranchées du projet en cours.....	107
VII.6.1. Dimensions et forme de la tranchée en cas d'intersection avec d'autres réseau.....	108
VII.6.2. Détails de la tranchée en cas de franchissement d'un cours d'eau.....	109

Chapitre VIII : Dimensionnement du réseau de distribution

VIII.1. Introduction	110
VIII.2. Classification du réseau de distribution	110
VIII.2.1. Réseau ramifiés	110
VIII.2.2. Réseaux maillé	110
VIII.2.3. Réseaux mixte	111
VIII.2.4. Réseau étagé.....	111
VIII.3. Conception d'un réseau de distribution	111
VIII.3.1. Choix du tracé	111
VIII.3.2. Choix des conduites de distribution	112
VIII.3.3. Les équipements de réseau de distribution	113
VIII.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	114
VIII.4.1. Débit au nœud	114
VIII.5. Modélisation et simulation du réseau	115
VIII.6. Présentation du logiciel EPANET	116
VIII.6.1. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET	116
VIII.7. Choix de réseau de distribution	117
VIII.8. Conclusion	128

Introduction générale

Introduction générale

L'eau joue un rôle crucial dans la survie de toutes les formes de vie sur notre planète. Elle est essentielle dans de nombreux aspects de notre vie quotidienne, de l'hydratation de notre corps à l'irrigation des cultures, en passant par la génération d'énergie. Aujourd'hui, la planète fait face à une crise majeure de l'eau, et l'Algérie est l'un des pays les plus touchés par ce problème.

Dans ce mémoire, nous nous concentrerons spécifiquement sur l'eau potable. En raison de la croissance démographique, de l'urbanisation et des pressions liées aux changements climatiques, l'eau potable est une ressource précieuse de plus en plus préoccupante. L'approvisionnement en eau potable désigne le processus de fourniture d'une quantité suffisante et sûre d'eau pour la consommation humaine, conformément aux normes sanitaires établies.

Ce projet de fin d'études vise à examiner le système d'approvisionnement en eau potable de la nouvelle cité AADL de 1800 logements située à Ouled Bellil, dans la commune de Bouira, wilaya de Bouira.

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de la zone d'étude et à l'estimation des besoins en eau actuels. Après cette évaluation, le deuxième chapitre se concentrera sur le choix des matériaux. Dans le chapitre suivant, nous aborderons l'adduction, où nous déterminerons les diamètres et les pressions nominales (PN) appropriées pour notre projet.

Le quatrième chapitre sera dédié au dimensionnement du réservoir de stockage. Ensuite, nous nous pencherons sur la sélection des pompes adéquates pour satisfaire aux exigences du projet, en mettant l'accent sur le phénomène du coup de bélier.

Les deux avant-derniers chapitres traiteront des accessoires hydrauliques et de la pose des conduites. Dans le chapitre final, nous aborderons la conception du réseau de distribution en examinant le comportement hydraulique du réseau à l'aide d'un logiciel numérique.

Chapitre I :
Présentation de site et estimation des besoins

I.1. Introduction

Pour garantir une étude efficace du réseau d'alimentation en eau potable (AEP), il est important de recueillir des données sur les particularités de la zone concernée. Ce segment offre un aperçu de la ville d'Ouled Bellil et des zones pertinentes pour la caractérisation, en incluant des informations géographiques, climatiques et hydrauliques et géologiques et hydrogéologiques.

I.2 Présentation du site

I.2.1. Situation géographique

Il s'agit de la description géographique de la région située à environ 100 km au sud-est d'Alger, en Algérie. Cette région se trouve au sud de la chaîne du Djurdjura, dans l'Atlas tellien, à une altitude de 525 mètres, dans la vallée du fleuve Sahel, avec une dominance de piton montagneux de Tikjda au nord. Elle est limitée par plusieurs wilayas (provinces)

- Au nord, elle est bordée par les wilayas de Boumerdes et de Tizi-Ouzou.
- À l'est, elle est limitée par les wilayas de Bejaia et de Bordj Bou Arreridj.
- Au sud, elle est limitée par les wilayas de M'sila et de Médéa.
- À l'ouest, elle est bordée par les wilayas de Médéa et de Blida.

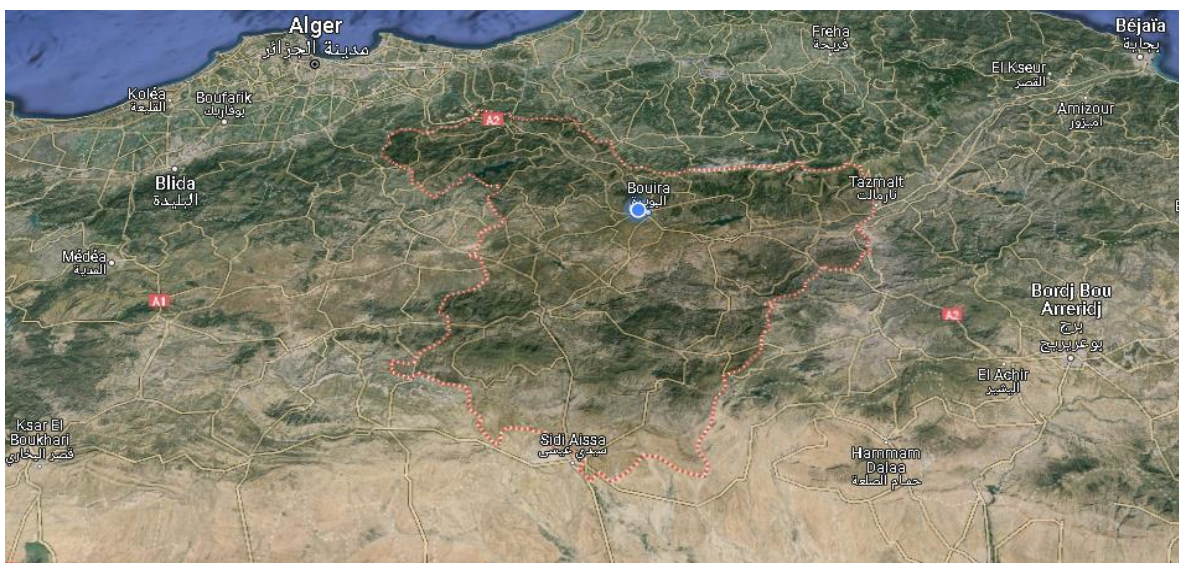


Figure (I.1) : les limites administratives de la wilaya de BOUIRA

I.2.2. Situation géographique de la zone d'étude

La zone d'étude, Ouled Bellil, est un village situé dans la commune de Bouira, dans la Daira de Bouira, wilaya de Bouira, en Algérie. Ce village est implanté sur un terrain en pente, Il se trouve dans la partie Sud-Ouest de l'agglomération du chef-lieu. L'urbanisation de cette zone s'est déroulée de manière anarchique

. La nouvelle ville AADL correspond au village d'Ouled Bellil est délimitée comme suit :

- Au nord : par une piste.
- Au sud : par des terrains agricoles.
- À l'est : par des habitations individuelles.
- À l'ouest : par des habitations individuelles également.



Figure (I.2) : la région d'étude (AADL Ouled Bellil)

I.2.2. Situation démographique

D'après la DRE (direction des ressources en eau de bouira) et les propriétaires de projet AADL le nombre d'habitant du la nouvelle cité AADL Ouled Bellil est de 10800 habitats (1800 logts×6 prsn) ^[2]

I.2.3. Equipements et infrastructures

La nouvelle cité AADL Ouled Bellil se compose de 1800 logements type R+9 et R+8 ainsi quelques infrastructures tels que 03 groupe scolaire (2 type 01 et 01 type 02) et un collège type 03 (12 classes) et 02 activités commerciales et 05 réserve équipement. ^[2]

I.2.4. Situation Géologique ^[7]

D'après la carte géologique détaillée de bouira la géologie de notre projet AADL il s'agit des Argiles feuilletées, brunes et verdâtre, intercalées de lits de quartzite fendillés sans fossiles. ^[7]

I.2.5. Hydrogéologie régionale ^[7]

La région de Bouira présente des conditions physico-géographiques et géologiques favorables à la formation des eaux sous-terraines. Les infiltrations de précipitations atmosphériques et la perte des eaux d'oueds sont responsables de la production d'eaux. En fonction de leur relation avec les formations géologiques, de leur type de gisement et de leur étendue, elles sont classées en trois catégories :

- Les nappes hydrothermales associées à l'Oligo-Miocène et au Quaternaire : Elles se trouvent dans les grandes zones de dépression intra-montagneuse telles que celle de Bouira. Ce sont les grès et conglomérats de l'Oligo-Miocène et les grès hétéros granulaires du Quaternaire qui représentent les niveaux aquifères.
- Les cours d'eau associés au Jurassique, au Crétacé et à l'éocène : Ces sources sont situées dans les piémonts du Djurdjura où elles sont alimentées par des lignes descendantes. En moyenne, les débits sont évalués à 0,05l/s.
- Les eaux souterraines associées au Protérozoïque se présentent en surface à travers des sources dont le débit varie de 0,01 à 0,5l/s.

I.2.6. Hydrogéologie locale ^[7]

Lors d'investigations sur site, aucun niveau d'eau n'a été mis en évidence au droit des sondages réalisés. Compte tenu de la géologie du secteur étude et du contexte général, des circulations et/ou d'infiltrations d'eau, sont toutefois possibles au sein de ces formations.

I.2.7. Les ressources d'eau potentielles sur un rayon de 30 km de la zone d'étude ^[4]

Barrage	Débit	Coordonnées	Date de réalisation
Koudiet asserdoune Lekhdharia	640 millions m ³	36° 29' 18" N, 3° 35' 31" E	2002
Tilesdit BECHLOUL	167 million m ³	36° 21' 10" N, 4° 03' 15" E	1996
Lakehal Ain Bassam	26 million m ³	36°15'24.12 N, 3°42'41.76 E	1982

Tableau (I.1) : barrages existé dans la wilaya de Bouira ^[4]

Station	Localisation	Date de réalisation et capacité
Station de traitement d'eau de Tilesdit Bouira	9445+5JF, Bechloul	La station de traitement a été mise en service en date 2008. Et la date de la création de L'unité de production d'eau potable est en 2009 Cette station de traitement produit 989 l/s d'eau traitée, sur 20 heures par jour, soit 71208 m ³ /j d'eau traitée
Station de traitement des eaux à Djebahia	FPQM+6R8, A. Est-Ouest, Djebahia, Algérie	Mise en service en 2009 Eau brute 16800 m ³ /h Eau traité 26000 m ³

Tableau (I.2) : les stations de traitements existé dans la wilaya de Bouira ^[4]

- Station de pompage en cours de réalisation à coté de barrage Tilesdit pour renforcé le réseau d'aep de la wilaya de bouira à partir akbou wilaya de Bejaïa.

I.1. Introduction

Nous visons à répondre aux besoins en eau potable de la nouvelle cité AADL Ouled Bellil d'ici 2054. Pour atteindre cet objectif, notre attention se porte sur une analyse approfondie des prévisions de la demande en eau, intimement liées à la croissance démographique, à la variété des modes de vie et aux infrastructures locales existantes.

I.2. Estimation de la population

Le dimensionnement d'un réseau d'aep envisage de satisfaire les besoins de la population et les différents usagers de cette ressource à l'horizon d'étude égal à 30 ans.

Le nombre d'habitant à l'horizon futur peut-être calculé avec la loi des intérêts composés, données par la relation :

$$P_n = P_0 (1 + t)^n$$

Avec :

P_n : Population future à l'horizon voulu

P₀ : Population de l'année de référence

t : Taux d'accroissement annuel de la population

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Le taux d'accroissement moyen est : **t = 2.87%**

L'étude sera faite à l'horizon 2054

Mais pour les projets d'AADL on ne calcule pas à L'horizon

I.2.1. Population actuel

D'après les données de la Direction des Ressources en Eau (DRE) de la wilaya de Bouira, le nombre moyen de personnes par logement est établi à six (6).

N = Nombre de logement × 6 pers / logt

Donc :

$$N = 1800 \times 6 = 10800 \text{ habitants}$$

I.3. Estimation des besoins en eau potable

La quantité d'eau potable à assurer dépend des diverses exigences :

I.3.1. Besoin domestique

$$Q_{moyj} = \frac{\sum Ni \times Di}{1000}$$

Avec :

Di : Dotation 150 l /j /hab.

$$Q_{moyj} = \frac{10800 \times 150}{1000} = 1620 \text{ m}^3/\text{j}$$

I.3.2. Besoin scolaire

Dotation 4 l/j/m²

Equipement	Surface (m2)	Dotation (l/j/m2)	Besoin m ³ /J
1 CEM (12 classes)	4500	4	18
1 lycée (12 classes)	6530.20	4	26.12
2 primaires (6+6 classes)	6900.3	4	27.60
Totale			71.72

Tableau (I.1) : Estimation des besoins scolaires

I.3.3. Besoin publics et commerciaux

Equipement	Surfaces M ²	Dotation l/j/m ²	Besoin m ³ /j
2 Activités commercial (y compris parking)	5992.16	5	29.96
Réserve Equipement N01	390	5	1.95
Réserve Equipement N02	2215.24	5	11.08
Réserve Equipement N03	1190.25	5	6.45
Réserve Equipement N04	1772.09	5	8.86
Réserve Equipement N05	1370	5	6.85
Totale			65.15

Tableau (I.2) : Estimation des besoins publics et commerciaux

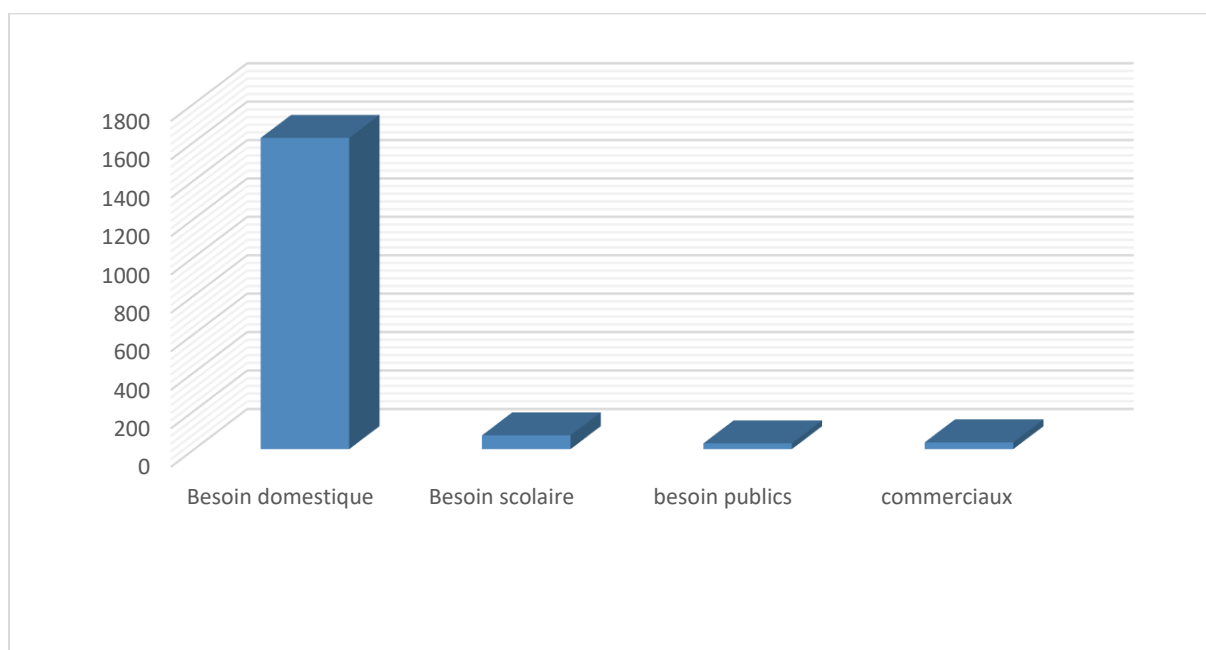


Figure (I.1) : Histogramme de consommations moyennes journalières

I.3.4. Débit de consommation totale ^[5]

$Q_{\text{moyj T}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{soc}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{réserve équipements}}$

$$= 1620 + 71.72 + 29.96 + 35.19 = 1756.87 \text{ m}^3/\text{j}$$

I.4. Variation de la consommation selon Coefficient d'irrégularité

La consommation d'eau potable varie selon les jours, les semaines et les mois, affichant des pics et des creux dans sa demande. Cette fluctuation est définie par des coefficients d'irrégularité, avec des valeurs maximales notées $K_{max,j}$.

I.4.1. Le Débit maximum journalier ^[5]

$$Q_{maxj} = [Q_{moyjTotal} \times K_{maxj}] \text{ (m}^3\text{/j)}$$

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximum journalière. Il varie entre 1.1 et 1.3 en fonction de l'importance de l'agglomération et son mode de vie.

$$Q_{maxj} = 1756.87 \times 1.3 = 2283.93 \text{ m}^3\text{/j}$$

I.4.2. Le débit maximum horaire ^[5]

$$Q_{maxh} = K_{maxh} \times (Q_{maxj}/24) \quad \text{avec } K_{maxh} = [\alpha_{max} \times \beta_{max}]$$

α_{max} = entre 1.2 et 1.6

Nombre d'habitant x 10 ³	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Tableau (I.3) : Valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitants ^[5]

Donc après l'interprétation

$$\beta_{max} = 1.16$$

$$K_{maxh} = 1.3 \times 1.16 = 1.51$$

$$Q_{maxh} = 1.51 \times (2283.93/24) = 143.69 \text{ m}^3\text{/h} = 39.91 \text{ l/s}$$

I.4.3. Débit minimum horaires ^[5]

$$Q_{minh} = [K_{minh} \times Q_{moyh}] \text{ (m}^3\text{/h)} \quad K_{minh} = [\alpha_{min} \times \beta_{min}]$$

α_{min} = entre 0.4 et 0.6

Nombre d'habitant x 1000	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Tableau (I.4) : valeur de β_{min} en fonction du nombre d'habitants ^[5]

$$\beta_{min} = 0.52$$

$$K_{minh} = 0.5 * 0.52 = 0.26$$

$$Q_{minh} = 0.26 * (2283.93/24) = 24.7426 \text{ m}^3/\text{h} = 6.87 \text{ l/s}$$

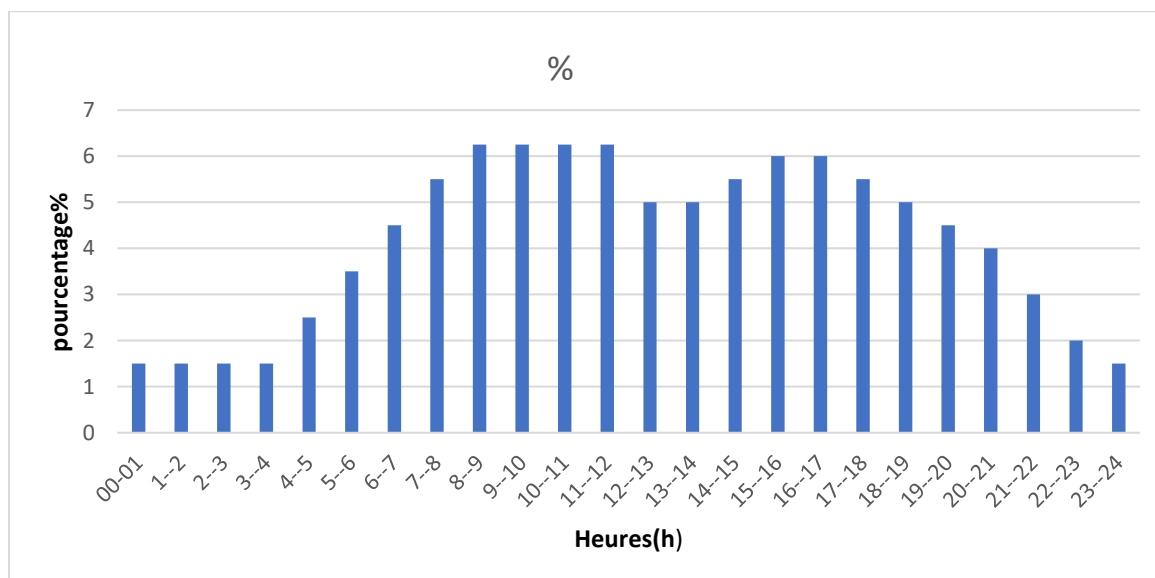


Figure (I.2) : Histogramme de la consommation horaire par pourcentage (%) ^[5]

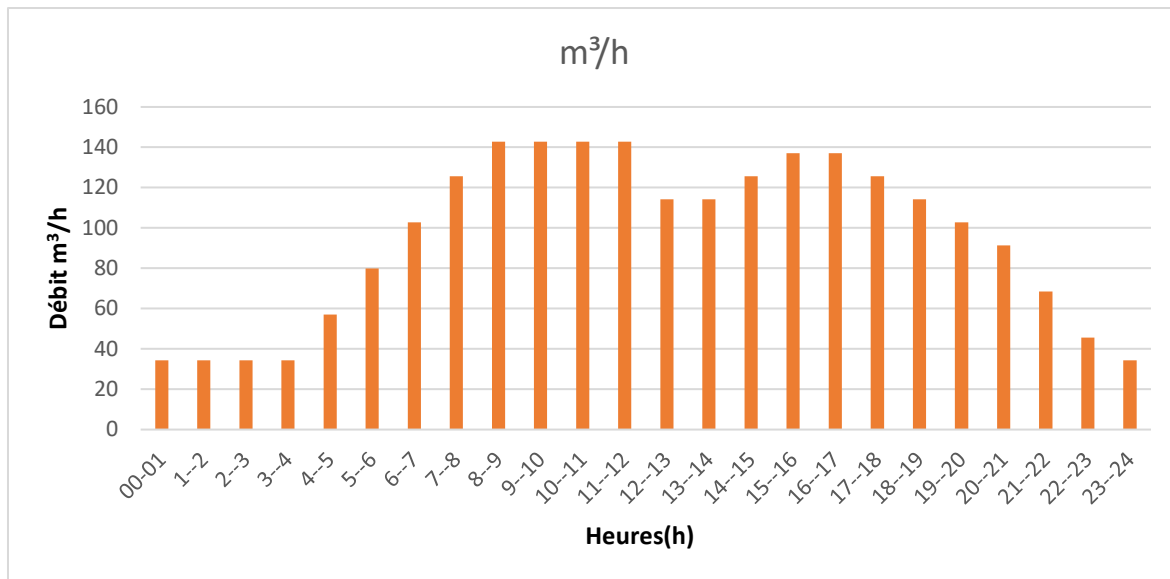


Figure (I.3) : Histogramme de la consommation horaire de l'agglomération ^[5]

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, l'analyse des caractéristiques géologiques, climatiques et démographiques de la commune de Ouled Bellil a été réalisée. Ces éléments sont nécessaires pour élaborer un système d'approvisionnement en eau potable adapté au village.

Grâce à ces données, il est possible de saisir les défis et les possibilités relatifs à la gestion de l'eau dans la région, permettant ainsi de développer une stratégie qui satisfera de manière efficace les besoins des résidents.

L'étude a également permis de calculer les besoins en eau de la zone concernée. En prenant en compte toutes les catégories de consommation, les résultats obtenus serviront à déterminer la capacité optimale des réservoirs, à assurer le fonctionnement adéquat du système et à fournir aux habitants une quantité d'eau adéquate.

Chapitre II : Choix de matériau

Choix de matériau

II.1. Introduction

L'adduction et la distribution des eaux consiste à étudier les voies et les moyens tant sur le plan technique et économique en vue d'acheminer les eaux soit de la source vers les réservoirs Soit entre les réservoirs soit dans la distribution vers les abonnés suivant la nature de relief de la région et dans cette opération de transfert de l'eau on a besoin des conduites qui contiennent d'une série de tuyaux.

Dans les projets hydrauliques les tuyaux les plus utilisés sont :

- acier.
- fonte ductile.
- béton armé.
- PVC (chlorure de polyvinyle)
- polyéthylène (PEHD) :
- PRV (Polystère Renforcé de Fibre de Verre)

Le choix du type de matériaux de conduites se fait à base de quelques critères qu'on trouve dans ce chapitre.

II.2. Classification des conduites

Les comportements sont classés de différentes façons :

En ce qui concerne la rigidité :

- Conduites en béton et en béton armé.
- Flexibles (PVC, PE, PRV, Fonte, Acier).

En ce qui concerne la mise en service :

- Des conduites inhumées.
- Conduites en surface.

Concernant le matériau :

- Composés en métal (fonte, acier).
- Fabriqué à partir de ciment (béton armé ou non).
- Polymères (PVC, PE, PRV).

II.3. Critères de choix de matériau :

Choisir le matériau approprié est une tâche complexe qui nécessite de prendre en considération plusieurs facteurs tel que :

- Les caractéristiques topographiques du terrain, telles que le relief, la stabilité du sol et l'encombrement du sous-sol, sont des éléments essentiels à prendre en compte lors du choix d'un matériau approprié.
- Les caractéristiques mécaniques spécifiques des tuyaux et des sols, en ce qui concerne la stabilité de l'ensemble tuyau/sol, doivent être prises en compte.
- La capacité d'écoulement hydraulique dépend de plusieurs facteurs, notamment le diamètre, la pente, la vitesse, le coefficient de rugosité et les qualités physico-chimiques du fluide transporté.
- La dégradation due à l'érosion et à la corrosion résultant d'attaques physico-chimiques.
- Les considérations environnementales.

D'autres éléments peuvent également être pris en compte et sont représentés dans les tableaux suivants :

	Disponibilité				Résistances mécaniques		Effet de détimbrage (perte de résistance)	
	Diamètres (mm)	Pressions (bars)	Épaisseurs (mm)		à la Traction (Mpa)	à la Rupture (Mpa)	Par le coup de bélier	Par la température du liquide transporté
Fonte	40-2000	10 à 40	6-13,5	$C_{HW} = 120$ (Neuve) à 40 (50 ans)	> 270	> 420	Non	Non
Acier	26-3000			$C_{HW} = 120$	235 à 265	360 à 570	Non	Non
PVC	20-630	4 à 16		$C_{HW} = 150$		25	Oui	Oui
PE	20-500	6 à 20	4-78	$C_{HW} = 150$		30	Oui	Oui
PRV	100-4000	1 à 32		$C_{HW} = 150$	60	80	Oui	Oui
Béton	100-3200		60-65	$C_{HW} = 139,3 + 2,028D_{int}$ [ft]			Non	Non
Béton armé	300-3600	2 à 20	37-315	$C_{HW} = 139,3 + 2,028D_{int}$ [ft]	160		Non	Non

Tableau (II.1) : Aide à la sélection des matériaux des conduites (résistance mécanique) ^{[1], [10]}

		Chantier							
	Age (durabilité)	Transport	Ouvrabilité	Assemblage	Réparation	Perméation	Résistance à l'UV	Prix U	Ovalisation
Fonte	> 100 ans	Difficile	Difficile	Facile	Difficile	Non	Oui		Bonne résistance
Acier	70	Difficile	Facile	Facile	Facile	Non	Oui		Bonne résistance
									Mauvaise résistance
PVC	50	Facile	Facile	Facile	Facile	Oui	Non		
									Mauvaise résistance
PE	100	Difficile	Facile	Difficile	Difficile	Oui	Oui		
									Mauvaise résistance
PRV	50 à 70	Difficile	Facile	Facile	Facile	Oui	Oui		
Béton	100	Difficile	Difficile	Facile	Facile	Non	Oui		Bonne résistance
Béton armé									Bonne résistance
	100	Difficile	Difficile	Facile	Difficile	Non	Oui		

Tableau (II.2): Aide à la sélection des matériaux des conduites (condition d'installation)^{[1]. [10]}

	Résistance à l'agressivité du fluide transporté	Résistance à l'agressivité du sol
Fonte	Mauvaise si H_2S , Cl , $pH < 5$	Mauvaise si : - Résistivité < 25 ohms - Présence de sulfures et sulfates - Présence de sels - Présence d'Argiles et limons fins - $pH < 5$
Acier		Mauvaise si : - Résistivité < 25 ohms - Présence de sulfures et sulfates - Présence de sels - Présence d'Argiles, marnes, gypse, pyrites, $NaCl$, sulfates de chaux, combustibles fossiles (lignites, tourbes, Charbons, bitumes) - $pH < 5$
PVC (Poly Vinyl Chlorure)	Mauvaise si $T^\circ > 20^\circ C$, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
PE (Poly Ethylène)	Mauvaise si $T^\circ > 20^\circ C$, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
PRV (Polyester Renforcé de Verre)	Mauvaise si $T^\circ > 20^\circ C$, produits organiques	Bonne si absence de produits organiques (pétrole, gasoil, essence...)
Béton (armé)		Mauvaise si : - Présence d'eaux très agressive/ $CaSO_4$ du ciment - $pH > 4,5$

Tableau (II.3): Aide à la sélection des matériaux des conduites (l'agressivité physico chimique) ^{[1],[10]}

	1	2	3	4	5	6	7	8
	Diamètre (mm)	Pression (bars)	Détimbrage par le coup de bélier	Age (ans)	Besoin en butée d'ancrage en béton	Perméation	Résistance à l'UV (Effet du soleil si conduite aérienne)	Résistance à l'agressivité du sol
Fonte	40-2000	40	Non	120	Non	Néant	Oui	Mauvaise si : - Résistivité < 25 ohms - Présence de sulfures et sulfates - Présence de sels - Présence d'Argiles et limons fins - pH < 5
Acier	26-3000	30	Non	70	Non	Néant	Oui	Idem à la fonte
PVC	20-630	25	Oui	50	Grand	Important	Non	Bonne si absence de produits organiques (mazout, essence...)
PE	20-500	25	Oui	100	Non	Important	Non	Idem au PVC
PRV	100- 4000	32	Oui	50 à 70	Grand	Important	Non	Idem au PVC
Béton arme	300- 3600	20	Non	100	Grand	Néant	Oui	Mauvaise si : - Présence d'eaux très agressive/CaSo4 du ciment - pH > 4,5

Tableau (II.4): Les différents matériaux de conduites et leurs caractéristiques ^{[1], [10]}

	1	2	3	4	5	6	7	8			
	Diamètre (mm)	Pression (bars)	Détimbrage par le coup de bélier	Age (ans)	Besoin en butée d'ancrage en béton	Perméation	Résistance à l'UV (Effet du soleil si conduite aérienne)	Résistance à l'agressivité du sol	Σ (+)	Σ (-)	Σ
Fontaine	+	+	+	+	+	+	+	-	+7	-1	+6
Acier	+	+	+	+	+	+	+	-	+7	-1	+6
PVC	+	+	-	+	-	+	+	+	+6	-2	+4
PE	+	+	-	+	+	+	+	+	+7	-1	+6
PRV	+	+	-	+	-	+	+	+	+6	-2	+4
Béton armé	+	+	+	+	-	+	+	-	+6	-2	+4

Tableau (II.5) : Les avantages et inconvénient des différents matériaux de conduites ^{[1], [10]}

Légende

(+) Avantage (force)

(-) Inconvénient (faiblesse)



Figure (II.1) : conduite en acier



Figure (II.2) : conduite en fonte ductile



Figure (II.3) : conduite en béton armé



Figure (II.4) : conduite en PVC



Figure (II.5) : conduite en PEHD



Figure (II.6) : conduite en PRV

II.4. Interprétation

En se basant sur les caractéristiques topographiques telles que le relief, le type de sol et les caractéristiques hydrauliques, ainsi que les données fournies dans les tableaux d'aide, le matériau le plus approprié pour notre cas est le PEHD.

Il est important de noter que le PE choisi est le PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de grade 100, généralement noté PE100. Le chiffre 100 indique qu'il offre une résistance à la rupture (MRS) équivalente à 100 bars, garantissant une durabilité élevée. Dans le commerce, on trouve également du PE 80 et du PE 63, ainsi que du PEBD (Polyéthylène Basse Densité).

En conclusion, toutes les conduites d'adduction et de distribution du projet seront réalisées en PE100 (PEHD 100).

II.5. Conclusion

Ce chapitre est dédié au choix du matériau en fonction de critères spécifiques et de données fournies dans des tableaux d'aide afin d'arriver à la sélection appropriée du matériau.

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction

L'adduction consiste à transporter l'eau depuis une source naturelle ou une station de traitement vers les réservoirs de distribution. On distingue généralement deux types d'adduction :

- L'adduction par refoulement (écoulement en charge uniquement) : l'eau est pompée à l'aide d'une station de pompage.
- L'adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : lorsque la source est située à un niveau supérieur à celui des réservoirs.

En résumé, l'adduction d'eau est un processus vital pour assurer l'approvisionnement en eau potable dans les communautés. Le choix entre l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire dépend des conditions locales et des contraintes techniques

III.2. Choix de tracé

Pour choisir le tracé d'une conduite d'adduction, il est nécessaire de prendre en compte à la fois des critères techniques et économiques suivantes :

III.2.1. Critères techniques

- Régularité du profil en long
- Eviter les routes, les oueds et les autres obstacles le plus possible
- Eviter les terrains accidentés (contre pentes)
- Le tracé devrait être à proximité de la route pour faciliter l'entretien, la réparation et la détection des fuites

III.2.2. Critères économiques

- Comparez les coûts d'installation pour différents tracés. Cela inclut les coûts de main-d'œuvre, de matériaux, d'équipement et de terrassement.
- Un tracé plus court peut réduire les coûts d'entretien à long terme.
- Tenez compte de la disponibilité des matériaux de construction, des équipements et de la main-d'œuvre dans la région.



Figure (III.1) : Tracé de conduite d'adduction

	Profil en long		
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur partielle(m)
Barrage	435	395	627
Sp1	395	419	8450
Sp2	419	509	7390
Sp3	509	532	10000
Sp4	532	630	947

Tableau (III.1) : Points de franchissement trace d'adduction.

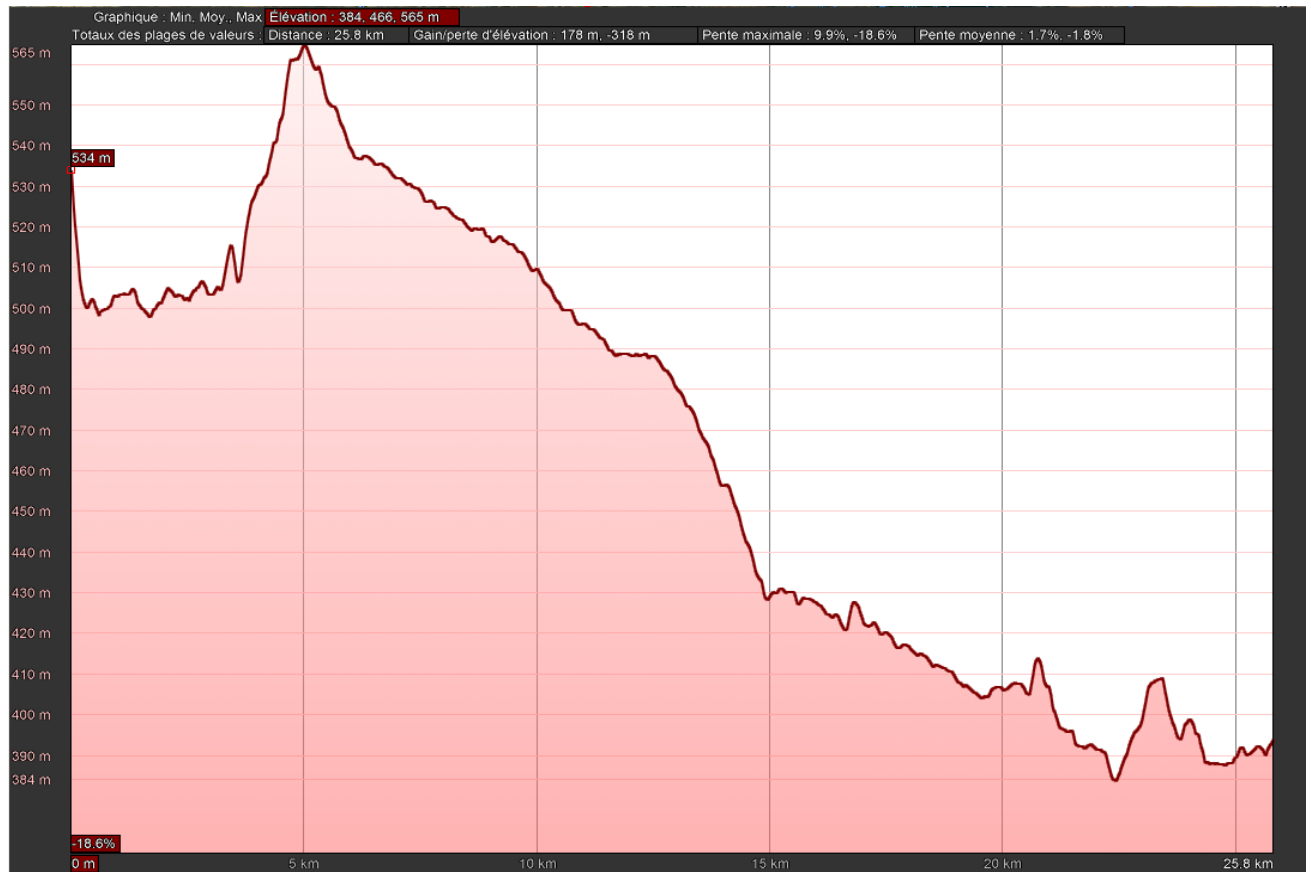


Figure (III.2) : profil en en long de tracé d'adduction

III.3. Dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement, gravitaire)

III.3.1. Détermination du diamètre

Le diamètre des conduites en matériaux plastique est déterminé en utilisant la formule suivante :

$$D_{Int} = D_{ext} - (2.12 \times e)$$

Avec :

–Dext : diamètre extérieur.

– DInt : diamètre intérieur (mm).

–e : épaisseur (mm).

III.3.2. Calcul de la vitesse

Le calcul de la vitesse est donné par la formule suivante :

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

Le diamètre final sera déterminé par la définition des vitesses moyennes. À tout moment, il est nécessaire de vérifier deux conditions pour les vitesses moyennes :

- **La 1ère condition sur la vitesse maximale autorisée (V_{\max})**

Le constructeur des tuyaux en PE fournit cette information afin d'éviter une usure prématurée de l'intérieur en raison de la corrosion causée par les sables que peuvent contenir les eaux à transporter. Le groupe CHIALI propose une vitesse maximale de 3 m/s pour les adductions et 1 m/s pour les aspirations.

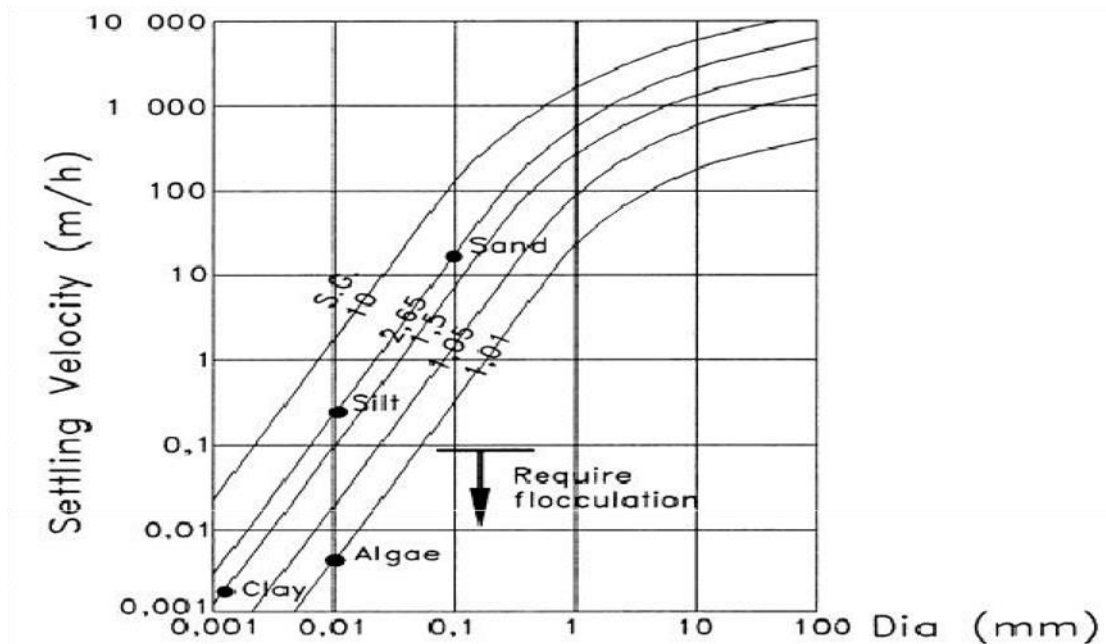
- **La 2ème condition sur la vitesse minimale autorisée (V_{\min})**

Lorsque l'eau est transportée, elle n'est jamais exempte de sédiments. Pour les faibles débits, ces sédiments peuvent se déposer à l'intérieur des conduites. Au fil du temps, cette décantation entraîne des pertes de charge supplémentaires et, dans les cas extrêmes, des obstructions partielles ou totales de la conduite. Afin d'éviter ces problèmes de dépôt, il est essentiel que les vitesses moyennes d'écoulement soient supérieures aux vitesses de décantation.

Par exemple, dans les projets d'assainissement où l'eau est initialement chargée, on recommande généralement des vitesses minimales ne descendant jamais en dessous de 0,6 à 0,7 m/s pour prévenir les dépôts. Cela garantit un écoulement suffisamment rapide pour empêcher la sédimentation indésirable. Pour éviter les dépôts.

En AEP, ces vitesses minimales, peuvent être déduites, ou calculées, à travers le graphique

Ci-dessous :



Figure(III.3) :Vitesse minimale en fonction de diamètre des sédiments

III.3.2.1 Détermination des vitesses anti-sédimentation

Pour notre cas d'étude l'eau transporter dans l'aep peut contenir du sable, de densité 2,65 et dont le diamètre moyen varie entre 0,8 et 1,3 mm

à partir de graph pour éviter la sédimentation de ce type de sable il faut une vitesse de 900 m/h ce qui équivaut à 0.25 m/s.

donc : $V_{\min} < V < V_{\max}$ pour notre cas on prend $V = 1 \text{ m/s}$

$0.25 \text{ m/s} < V < 3 \text{ m/s}$

pour notre cas on prend $V = 1 \text{ m/s}$

III.3.3. Les pertes de charges

Perte de charge linéaire

On définit la perte de charge linéaire J (en m) par l'expression de Hazen Williams :

$$\Delta HL = 10,69 \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} \times D^{4.87}} \times L$$

Avec :

– Q : débit en (m^3/s).

– ΔHL : est la perte de charge en (m).

–L : longueur de la conduite en (m).

–CHW: coefficient de Hazen Williams. Pour les tuyaux en PE, CHW =150.

–D : diamètre de la conduite en (m).

III.3.3.1. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les courbes, les vannes, les clapets.

On considère généralement que les pertes de charge singulière sont égales à 25% des pertes de charge linéaire

$$\Delta H_S = 0.25 * \Delta H_L$$

III.3.3.2. Perte de charge totale

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulières.

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

III.4. Dimensionnement des différents tronçons de l’adduction

III.4.1. Partie refoulement

III.4.1.1. Implantation des stations de pompage

D'un point de vue, nous cherchons à réduire au maximum le nombre de stations de pompage et à sélectionner un diamètre acceptable. Dans notre situation, nous avons décidé d'installer 4 stations de pompage pour alimenter le réservoir R1000.

	Profil en long		
	Cote Amont	Cote Aval	Longueur (m)
Barrage	435	395	627
Sp1	395	419	8450
Sp2	419	509	7390
Sp3	509	532	10000
Sp4	532	630	947

Tableau (III.2) : Implantation des stations de pompages.

- **Profil en long Tronçon SP1 –SP2**

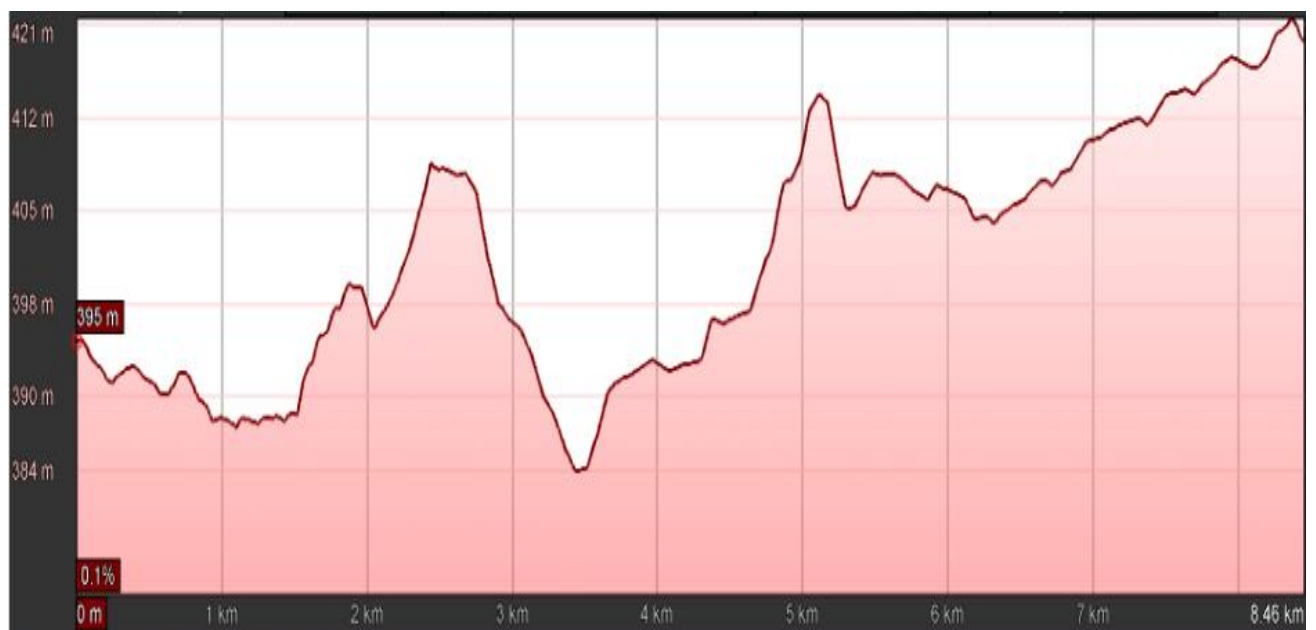


Figure (III.4) : Profil en long Tronçon SP1 –SP2

Depuis la station de pompage SP1 qui placé à la cote 395 m on alimente la bâche de la station de pompage SP2 qui placé à la cote 419 m

- **1ere option** : PN = 10 bar = 100 m

Pour cette PN 10, les catalogues du PE100, donnent un ID = 174,77 mm qui correspond à un DN 200 mm

On a $HMT = H_g + \Delta H_T$

Tronçon	L (m)	H _g (m)	Q (m ³ /s)	CHW	(mm) D _{int}	(mm) DN	ΔH _T (m)	HMT (m)
Sp1 – sp2	8450	24	0.026	150	174.77	200	61.03	85.03

Tableau (III.3) : Caractéristiques de tronçon SP1-SP2.

HMT = 85,03 m, on prend directement une PN 10 (100 m)

• **Profil en long Tronçon << SP2–SP3 >> :**



Figure (III.5) : Profil en long Tronçon SP2 –SP3

Depuis la station de pompage SP2 qui placé à la cote 419 m on alimente la bache de la station de pompage SP3 qui placé à la cote 509 m

• **2 éme option :** PN = 20 bar= 200 m

Pour cette PN 20, les catalogues de PE100, donnent un ID=150 mm qui correspond à un DN = 200 mm

On a $HMT = H_g + \Delta H_T$

Tronçon	L (m)	Hg (m)	Q (m3/s)	CHW	(mm) Dint	(mm) DN	ΔHT (m)	HMT (m)
Sp2 – sp3	7390	90	0.026	150	150	200	101.2	191.2

Tableau (III.4) : Caractéristiques de tronçon SP2-SP3.

HMT = 200, on prend directement un PN 20 (200m)

• **Profil en long Tronçon << SP3–SP4>> :**



Figure (III.6) : Profil en long Tronçon SP3–SP4

Depuis la station de pompage SP3 qui placé à la cote 509 m on alimente la bête de la station de pompage SP4 qui placé à la cote 532

- **3 éme option :** PN = 10 bar= 100 m

Pour cette PN 10, les catalogues de PE100, donnent un ID=174.77 mm qui correspond à un DN = 200 mm

On a $HMT = H_g + \Delta HT$

Tronçon	L (m)	Hg (m)	Q (m ³ /s)	CHW	(mm) Dint	(mm) DN	ΔHT (m)	HMT (m)
Sp3 – sp4	10000	23	0.026	150	174.77	200	72.23	95.23

Tableau (III.5) : Caractéristiques de tronçon SP3-SP4.

HMT=95.23 m, on prend directement un PN10 (100 m)

• **Profil en long Tronçon << SP4– R1000>> :**



Figure (III.7) : Profil en long Tronçon SP4 –R1000

Depuis la station de pompage SP4 qui placé à la cote 532 m on alimente le réservoir qui placé à la cote 643 m

• **4 éme option : PN = 16 bar= 160 m**

Pour cette PN 16, les catalogues de PE100, donnent un ID=159 mm qui correspond à un DN = 200 mm

On a HMT= Hg + ΔHT

Tronçon	L (m)	Hg (m)	Q (m ³ /s)	CHW	(mm) Dint	(mm) DN	ΔHT (m)	HMT (m)
Sp4 – R1000	1640	111	0.026	150	159	200	18.37	129.37

Tableau (III.6) : Caractéristiques de tronçon SP4-R1000

HMT=129.37 m, on prend directement un PN16 (160m)

III.4.2. Partie gravitaire :

• Profil en long Tronçon << barrage –sp1>> :

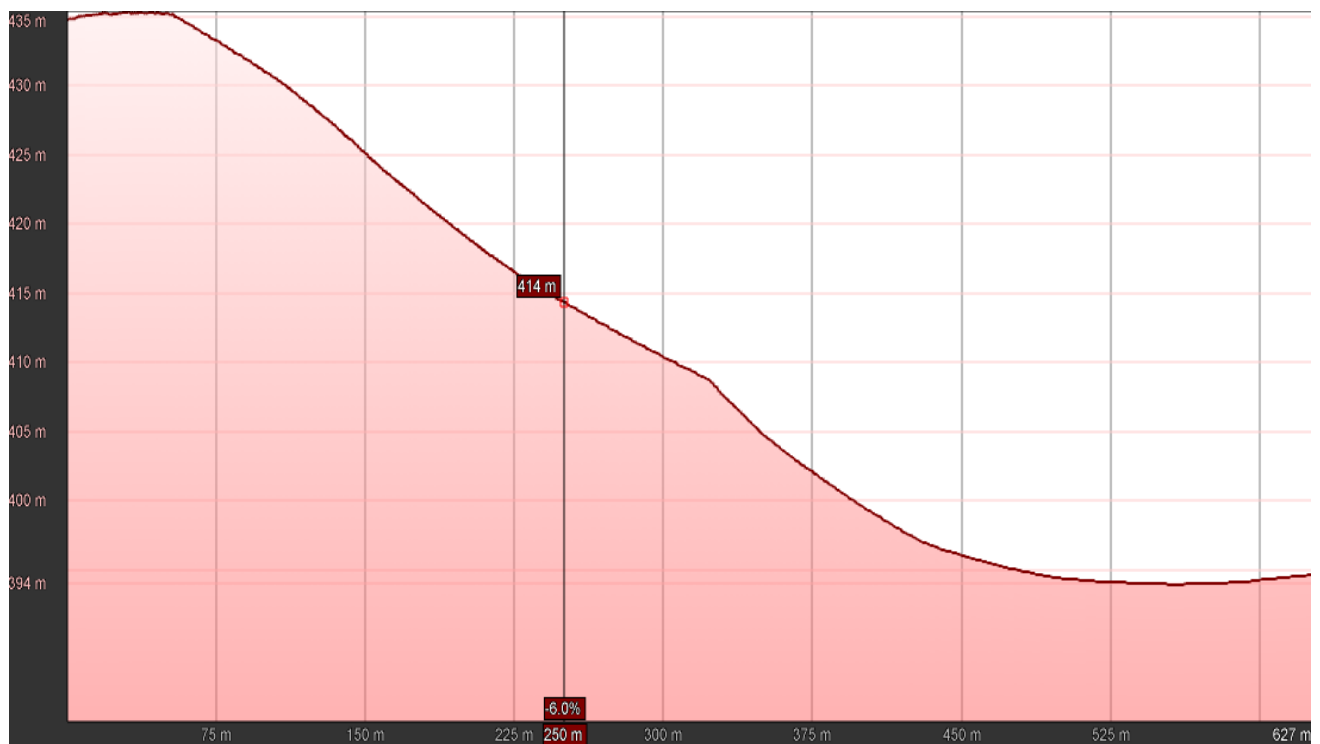


Figure (III.8) : Profil en long Tronçon barrage – sp1

• Caractéristique du tronçon

- Débit : $Q = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur : $L = 627 \text{ m}$.
- Cote du radier de barrage : 435 m (Départ).
- Cote du radier de sp1 : 395m (Arrivé).

D_{int} (mm)	DN (mm)	Q (m³/s)	V (m/s)	L (m)	ΔH_T (m)	PN (bars)
182	200	0.026	1	627	3.62	6

Tableau (III.7) : Caractéristiques de tronçon barrage –sp1

III.5. Conclusion

Le calcul des paramètres hydrauliques suivants a été réalisé dans ce chapitre : la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, HMT. En examinant tous ces éléments, nous avons établi un bilan exhaustif pour évaluer les PN et le diamètre approprié pour notre adduction. Nous avons opté pour PN10 DN 200 pour les deux tronçons de sp1 vers sp2 et de sp3 vers sp4, ainsi que pour PN20 DN 200 pour le tronçon de sp2 vers sp3, PN16 DN 200 pour le tronçon de sp4 vers le réservoir et PN6 DN 200 pour le tronçon de barrage vers sp1.

Chapitre IV : Choix et dimensionnement des réservoirs

Choix et dimensionnement des Réservoirs

IV.1. Introduction

Dans le contexte de l'approvisionnement en eau potable, un réservoir est une structure conçue pour stocker de grandes quantités d'eau afin de fournir une réserve d'eau pour la consommation humaine, l'agriculture, l'industrie, etc. dans ce chapitre on traite comment déterminer la capacité de réservoir et explique son rôle, les types et les équipements des réservoirs ainsi que la manière de choisir le réservoir adapté.

IV.2. Rôle de réservoir

Les réservoirs ont une importance élevée dans la partie stockage et distribution d'eau potable afin de satisfaire les besoins de l'agglomération :

- Ils servent principalement à stocker l'eau traitée avant sa distribution aux consommateurs
- Régulateur de la pression du réseau
- Assurer une alimentation constante selon la demande
- Fournir une réserve d'eau en cas d'urgence ou de maintenance du système
- Equilibrer les fluctuations de la production d'eau et garantissent une distribution efficace et fiable

IV.3. Classification des réservoirs

La classification des réservoirs peut être effectuée selon plusieurs critères, tels que leur situation par rapport à la distribution, le rôle qu'ils jouent, leur disposition par rapport au sol, et leur forme. Voici un résumé des différentes classifications :

IV.3.1. Situation par rapport à la distribution

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

IV.3.2. Rôle joué

- Réservoir principal

- Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau

IV.3.3. Disposition par rapport au sol

- Réservoir enterré
- Réservoir semi-enterré
- Réservoir au sol
- Réservoir surélevé (château d'eau)

IV.3.4. La forme

- Réservoir circulaire
- Réservoir rectangulaire
- Réservoir de forme quelconque

IV.3.5. Selon les matériaux de construction

- Des réservoirs métalliques
- Des réservoirs en maçonnerie
- Des réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint

Chaque type de réservoir a des spécificités qui répondent à des besoins particuliers en termes de gestion de l'eau, de pression, de volume et de sécurité. Pour plus de détails sur chaque catégorie, vous pouvez consulter des documents techniques ou des articles de recherche qui approfondissent ces aspects.

IV.3.6. Classification des réservoirs selon leur rôle

IV.3.6.1 Réservoir de stockage

Un réservoir de stockage dans le contexte de l'Alimentation en Eau Potable (AEP) est un ouvrage qui permet de conserver l'eau traitée avant sa distribution aux consommateurs. Il sert à équilibrer la production et la consommation d'eau, à maintenir la pression dans le réseau de distribution et à assurer une réserve en cas de besoin ou de panne.

IV.3.6.2. Réservoir d'équilibre ^{[3], [10]}

Un réservoir d'équilibre est un réservoir utilisé dans les réseaux de distribution d'eau pour maintenir une pression constante et réguler le débit, assurant ainsi une distribution uniforme de l'eau.

IV.3.6.3. Réservoir de reprise (réservoir d'aspiration) ^{[3],[10]}

. L'alimentation en eau des stations de pompage est assurée par des réservoirs de reprise, aussi connus sous le nom de bâches de reprise. On évalue attentivement leur volume afin d'assurer une durée de sécurité pendant le fonctionnement des pompes, même en cas de panne préalable de la station de pompage.

$$V = Q_{\max} \cdot h \times T$$

IV.3.6.4. Réservoir intermédiaire ^{[3], [10]}

Les réservoirs intermédiaires sont des réservoirs placés sur les points hauts du réseau, Sont généralement alimentés par refoulement. Leur rôle essentiel est d'acheminer l'eau gravitaire vers une grande partie du réseau d'adduction situé en aval. Ils agissent comme des tampons stratégiques, garantissant un approvisionnement continu même en cas de panne en amont de la station de pompage

La capacité de réservoir intermédiaire a été calculée pour un temps de fermeture de la Vanne donné par A. Dupont

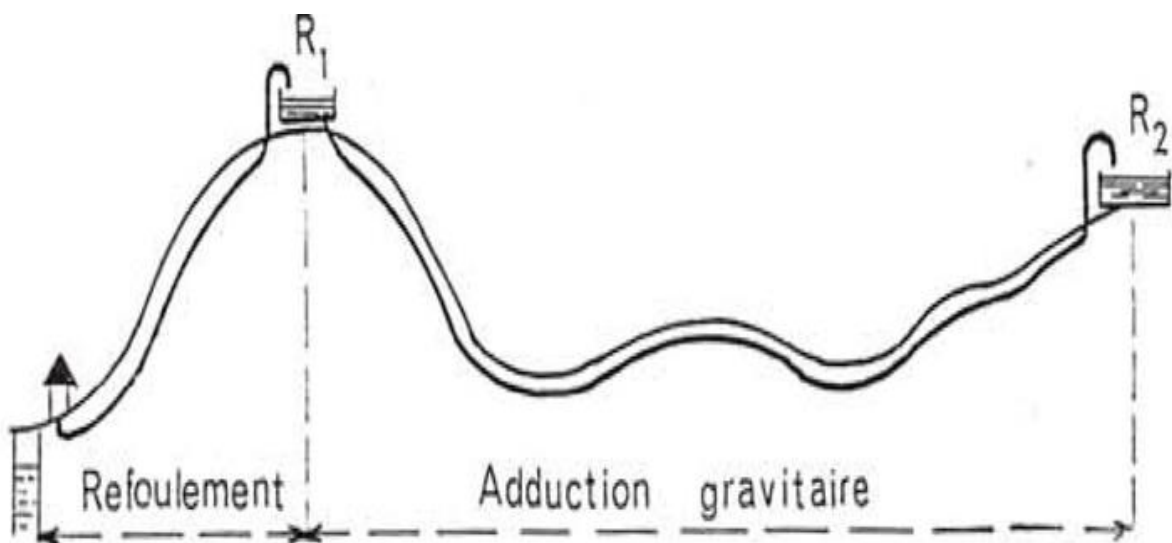


Figure (IV.1) : L'emplacement de réservoir intermédiaire ^{[3], [10]}

Formule de Dupont :
$$V = \frac{Q_{\max} \cdot s \cdot T}{2}$$

Avec :

- Q : Le débit égal 0.144 m³/s.
- V : volume de réservoir intermédiaire (m³)
- T : temps de fermeture de la vanne (s)
- Temps de fermeture de la vanne : $T_f \geq \frac{2l}{a}$

Avec :

- L : la longueur de la conduite.
- La célérité des ondes
- T_f : temps de fermeture de la vanne en (s).
- a : célérité d'onde

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

Avec :

- D : diamètre intérieure de la conduite (275 mm)
- a : célérité de l'onde (m/s)
- e : épaisseur de la conduite (18.6mm)
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour PEHD égal 83

IV.3.6.5. Réservoir brise-charge ^{[3], [10]}

Les réservoirs brise charge ont un rôle important : ils maintiennent une pression suffisante en aval pour prévenir les dépressions dans la conduite, surtout au niveau des points hauts intermédiaires. Les réservoirs brise charge agissent comme des tampons hydrauliques, garantissant un flux continu d'eau même lorsque le terrain est difficile

Selon A. Dupont, la capacité de réservoir brise charge n'est autre que la capacité d'un réservoir intermédiaire, la seule chose déférente est le calcul de la célérité de l'onde, puisque on a deux diamètres de conduite déférent.

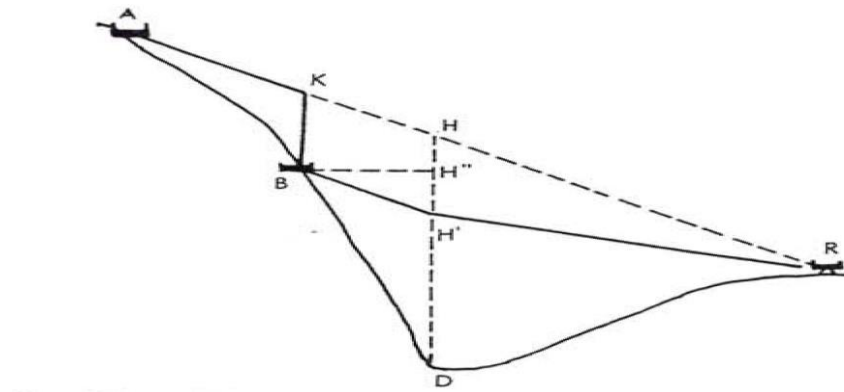


Figure (IV.2) : L'emplacement d'une brise charge. ^{[3], [10]}

IV.4. Le choix de type de réservoirs adapté

Les critères pour le choix d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau potable (AEP) sont multiples et dépendent de divers facteurs techniques et environnementaux.

Voici quelques critères essentiels à considérer :

- **Capacité de stockage nécessaire** : basée sur l'évaluation des besoins en eau de la population desservie.
- **Qualité de l'eau** : le matériau du réservoir doit être compatible avec la qualité de l'eau pour éviter la contamination.
- **Pression et température de service** : le réservoir doit résister aux conditions de pression et de température auxquelles il sera soumis.
- **Emplacement** : doit permettre une intégration facile dans le réseau de distribution existant et une accessibilité pour la maintenance.
- **Résistance aux conditions environnementales** : le réservoir doit être conçu pour résister aux conditions climatiques et géologiques locales.
- **Sécurité et réglementations** : conformité avec les normes de sécurité et les réglementations locales en vigueur.
- **Coût et durabilité** : le choix doit prendre en compte le budget disponible et la durée de vie attendue du réservoir.

IV.5. Les équipements de réservoir

IV.5.1. Conduite d'adduction

Désigne les canalisations qui acheminent l'eau depuis sa source jusqu'aux lieux de consommation. La canalisation se connecte au réservoir par le haut et peut également être raccordée par le bas. L'écoulement de l'eau s'interrompt automatiquement dès que l'eau atteint le niveau maximal prédéfini. Pour une adduction gravitaire, cela est réalisé au moyen d'un robinet flotteur, tandis que pour une adduction par refoulement, c'est un interrupteur à flotteur qui est utilisé pour stopper le moteur.

IV.5.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution est un composant clé des réseaux d'approvisionnement en eau potable, responsable de l'acheminement de l'eau depuis les réservoirs ou les points de traitement jusqu'aux utilisateurs finaux. Voici quelques aspects importants de la conduite de distribution :

- **Types de Réseaux** : Les réseaux de distribution peuvent être ramifiés, où une conduite principale alimente plusieurs conduites secondaires, ou maillés, offrant plusieurs chemins pour l'eau et une meilleure fiabilité.
- **Matériaux** : Les conduites sont généralement fabriquées en matériaux durables comme le PVC, PEHD, la fonte ductile, ou l'acier, pour résister à la pression et aux conditions environnementales.
- **Éléments du Réseau** : Outre les conduites, le réseau comprend des branchements pour les utilisateurs, des pièces spéciales comme des coudes et des vannes, et des dispositifs de sécurité tels que des bouches d'incendie.
- **Maintenance** : La surveillance et l'entretien réguliers sont nécessaires pour prévenir les fuites, les ruptures et assurer une distribution efficace de l'eau.

IV.5.3. Conduite de trop plein

La conduite de trop-plein constitue un élément de sécurité indispensable dans la gestion des systèmes hydrauliques. Sa fonction principale est de réguler le niveau d'eau dans les réservoirs, en évacuant l'excédent pour prévenir tout débordement ou dommage. Le dimensionnement de la conduite doit être adapté au volume maximal d'eau attendu, afin

d'assurer une évacuation adéquate sans risque de saturation elle doit être aussi positionnée de manière à rester normalement sèche, mais prête à fonctionner immédiatement si le niveau d'eau dépasse le seuil critique.

IV.5.4. Vidange

La canalisation de vidange, démarrant du point le plus bas du réservoir, est connectée à la conduite de trop-plein et est équipée d'une vanne. Cette configuration est utilisée pour faciliter les opérations de maintenance ou de nettoyage du réservoir, permettant une évacuation contrôlée de son contenu.

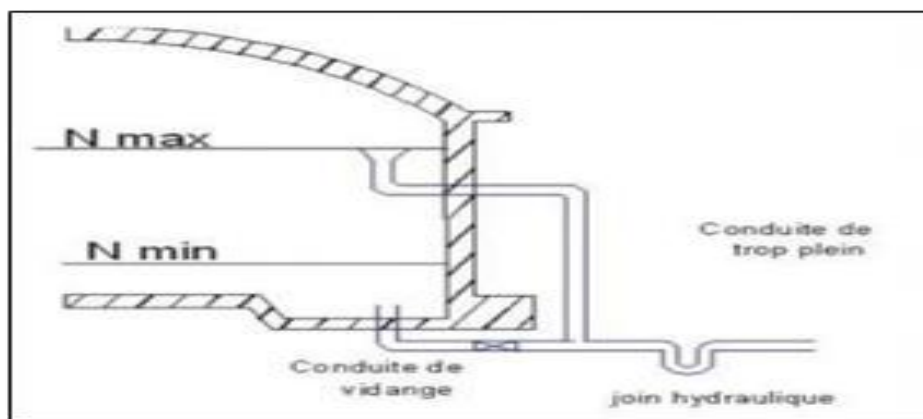


Figure (IV.3) : Conduite de vidange.

IV.5.5. By-pass

Un by-pass dans un réservoir d'approvisionnement en eau potable (AEP) est un système de dérivation qui permet de maintenir la continuité du service pendant les opérations de maintenance ou de nettoyage du réservoir. Ce dispositif assure que l'alimentation en eau ne soit pas interrompue lorsque le réservoir principal est hors service. Le by-pass doit être conçu pour supporter le débit et la pression de l'eau du système d'AEP et être équipé de vannes pour réguler le flux d'eau.

Le by-pass est donc un élément essentiel pour assurer la fiabilité et la sécurité de l'approvisionnement en eau potable, en permettant des interventions sur les réservoirs sans perturber le service aux consommateurs. Pour plus d'informations techniques détaillées, il est recommandé de consulter des normes spécifiques ou des manuels techniques dans le domaine de l'ingénierie de l'eau.

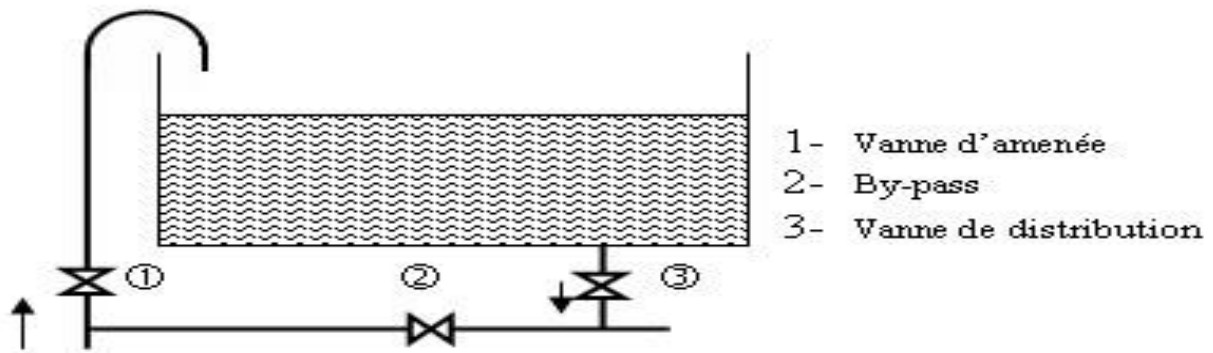


Figure (IV.4): Système By-pass

IV.5.6. Ligne pilote

La ligne pilote dans un réservoir d'Alimentation en Eau Potable est un élément clé du système de contrôle et de régulation. Elle est généralement utilisée pour surveiller et ajuster le niveau d'eau dans le réservoir, assurant ainsi une distribution constante et fiable de l'eau. Aussi Elle peut être connectée à un système de régulation qui ajuste automatiquement les vannes pour maintenir le niveau d'eau souhaité et elle contribue à prévenir les débordements ou le tarissement de l'eau.

IV.5.7. Système de matérialisation d'incendie

La réserve d'incendie dans les réservoirs d'AEP est une mesure de sécurité essentielle pour assurer l'approvisionnement en eau nécessaire en cas d'incendie. En général, on doit assurer un débit de 60 m³/h pendant 2 heures, car le prélèvement se fait avec une motopompe débitant 17 l/s (60 m³/h), pour un incendie qui dure en moyenne 2 heures. La réserve minimale d'incendie doit être de 120 m³ au minimum. Les systèmes à deux prises et à siphon sont les plus courants.

IV.5.8. Système a deux prises

Ce système est conçu pour distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé pour l'incendie, commandée par une vanne. La seconde prise, située près du fond du réservoir, est normalement condamnée par une vanne d'incendie et peut être ouverte en cas de besoin. Cela permet d'avoir une réserve d'eau dédiée uniquement pour les situations d'urgence, tout en permettant l'utilisation quotidienne de l'eau.

- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouvert
- En cas d'incendie, 1 est ouvert.

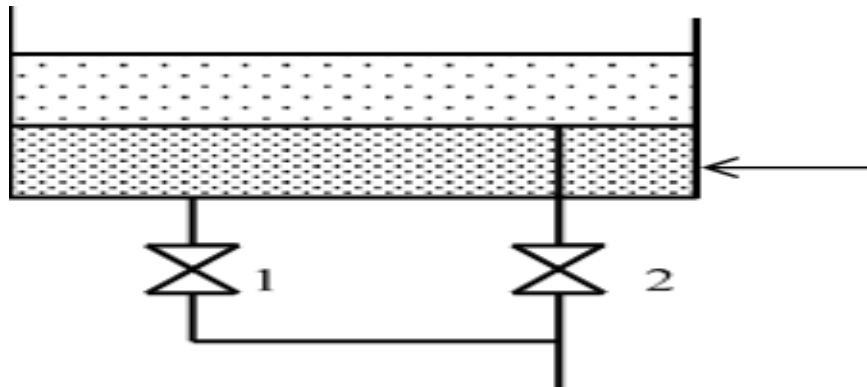


Figure (IV.5) : Système à deux prises

IV.5.9. Système à siphon

Dans une réserve d'incendie, un système à siphon pourrait être utilisé pour assurer que l'eau soit disponible à une certaine hauteur, ce qui est important pour permettre aux pompiers d'accéder rapidement à l'eau en cas d'urgence. Le siphon peut être conçu pour se déclencher automatiquement lorsque le niveau d'eau descend en dessous d'un seuil prédéfini, garantissant ainsi que la réserve est toujours prête à l'emploi.

Il est important de noter que la conception et l'implémentation d'un tel système doivent être conformes aux normes de sécurité incendie et aux réglementations locales.

- Cas Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé
- Cas Incendie : 2 est ouverte et 1 est fermée

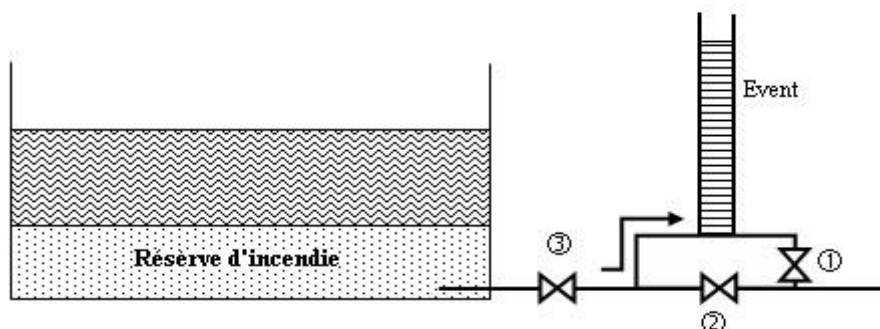


Figure (IV.6) : système à siphon

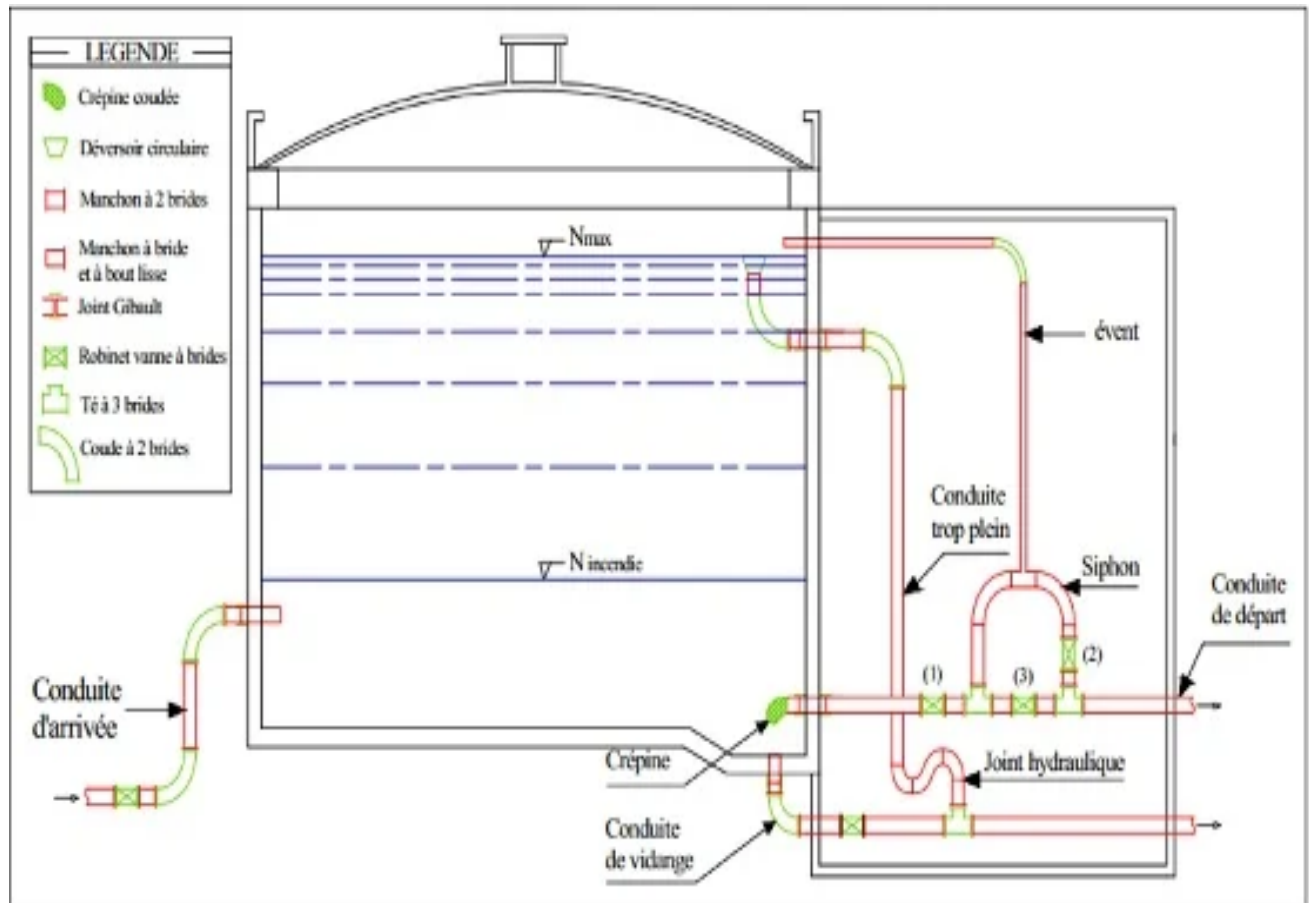


Figure (IV.7) : Schéma général d'un réservoir

- On a 2 réservoir sur une distance de 1300 mètres de la nouvelle cité AAD1 sur une altitude de 655 m avec une capacité de 1000 m³ et 500 m³ l'un des deux et abandonné et l'autre alimente les deux villages Ouled Bellil et Ouled bouchia.

IV.6. Capacité de réservoir

IV.6.1. Consommation horaire en fonction de nombre d'habitant ^{[5],[10]}

La consommation horaire est variable selon le type et l'importance de l'agglomération. La répartition du débit max journalier le long de la journée en fonction de type de l'agglomération et du nombre d'habitants est donnée en % dans le tableau suivant :

Heure	Agglomération urbaine				Agglomération rurale
	<10000 hab	10001 à 50000 hab	50001 à 100000 hab	>100000 hab	
00-01	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.65	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	4.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
somme	100	100	100	100	100

Tableau (IV.1) : Répartition du débit max journalier le long de la journée en fonction du type et de l'importance de l'agglomération (%) ^[5]

IV.6.2. La Méthode analytique

Les Débits de consommation horaire Q_{cons} en % de Q_{maxj} sont déduits de tableau 1 en haut en fonction de la taille de l'agglomération. Les débits arrivés de la station de pompage en

% de Q_{maxj} sont identiques. La station de pompage refoule un débit horaire représentant 4.167 % du débit max journalier Q_{maxj} .^[5]

Heure	Qcons%	Qarrivé%	Qarr-Qcon%	(Qarr-Qcon) cum %
00-01	1.5	4.167	2.667	2.667
01-02	1.5	4.167	2.667	5.334
02-03	1.5	4.167	2.667	8.001
03-04	1.5	4.167	2.667	10.668
04-05	2.5	4.167	1.667	12.335
05-06	3.5	4.167	0.667	13.002
06-07	4.5	4.167	-0.333	12.669
07-08	5.5	4.167	-1.333	11.336
08-09	6.25	4.167	-2.083	9.253
09-10	6.25	4.167	-2.083	7.17
10-11	6.25	4.167	-2.083	5.087
11-12	6.25	4.167	-2.083	3.004
12-13	5	4.167	-0.833	2.171
13-14	5	4.167	-0.833	1.338
14-15	5.5	4.167	-1.333	0.005
15-16	6	4.167	-1.833	-1.828
16-17	6	4.167	-1.833	-3.661
17-18	5.5	4.167	-1.333	-4.994
18-19	5	4.167	-0.833	-5.827
19-20	4.5	4.167	-0.333	-6.16
20-21	4	4.167	0.167	-5.993
21-22	3	4.167	1.167	-4.826
22-23	2	4.167	2.167	-2.659
23-24	1.5	4.167	2.667	0.008
somme	100	100	0	/

Tableau (IV.2) : Détermination du résidu maximal dans le réservoir^[5]

- **Le Résidu max dans le réservoir :**

$$R_{max\%} = |13.002| + |-6.16| = 19.162$$

IV.6.2.1. Volume du réservoir

On adopte un modèle linéaire pour la détermination du volume V du réservoir de la forme ^[5] :

$$V_R = (R_{max}/100) \times Q_{maxj} + V_{inc}$$

$$V_R = (19.162/100) \times 2283.93 + 120$$

$$V_R = 557.64 \text{ m}^3$$

Avec :

V : Volume du réservoir.

V_{inc} : volume d'incendie ; (120m³).

R_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (m³).

Q_{maxj} : Débit maximal journalier (m³/j).

Donc : le volume du réservoir est : **$V_R = 557.64 \text{ m}^3$** ou normalisé : **$V_R = 1000 \text{ m}^3$**

Remarque : Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2000 ; 3000 ; 5000 ; 7500 ; 10000 ; 12000 ; 15000 et 20000 m³.

IV.6.2.2. Diamètre de réservoir

Le diamètre du réservoir est donné par la formule ^[5] :

$$V = S \times H = \pi d^2/4 \times H$$

$$D = \sqrt{4 \times V / \pi \times H}$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m) ;

V_r : Volume de réservoir (m³) ;

H : Hauteur d'eau dans le réservoir. Elle est comprise entre 4 et 6m. En moyenne : H = 4.

$$D = \sqrt{4 \times 1000} / 3.14 \times 4 = 18 \text{ m}$$

IV.6.2.3. Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir ^[5]

Elle est donnée par la formule :

$$H_{inc} = 4 \times V_{inc} / \pi d^2$$

Avec :

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : Volume d'incendie prise à 120m³.

$$H_{inc} = 4 \times 120 / 3.14 \times 18^2 = 0.47 \text{ m.}$$

IV.7. Conclusion

En conclusion, le choix et le dimensionnement d'un réservoir sont des étapes importantes dans la conception d'un système d'approvisionnement en eau. Ils doivent être menés avec une compréhension approfondie des besoins en eau de la population desservie, ainsi que des variations saisonnières et quotidiennes de la demande. Les matériaux sélectionnés pour la construction doivent garantir la durabilité et la sécurité du réservoir, tout en respectant les contraintes budgétaires et environnementales. L'application de principes d'ingénierie hydraulique et de modélisation informatique avancée permet de déterminer les dimensions optimales du réservoir pour assurer une fourniture continue et fiable. Ce chapitre a mis en lumière l'importance d'une planification méticuleuse et d'une exécution précise, qui sont la clé pour répondre efficacement aux besoins en eau actuels et futurs.

**Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de
coup de bélier**

**Chapitre V :
Choix des pompes et des stations de pompages et
calcul de coup de bélier**

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

V.1. Introduction

Le refoulement des eaux s'effectue au moyen d'une station de pompage.

Une telle station comprend principalement les éléments suivants :

- La salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration).
- La salle des commandes.
- La salle des machines, qui abrite généralement plusieurs groupes éleveurs.

Une pompe est une machine qui convertit l'énergie mécanique ou électrique en énergie hydraulique, se traduisant par des débits et des pressions.

V.2. Classification des pompes

Il existe une multitude de types de pompes. Cependant, voici un schéma classifiant les différents types de pompes :

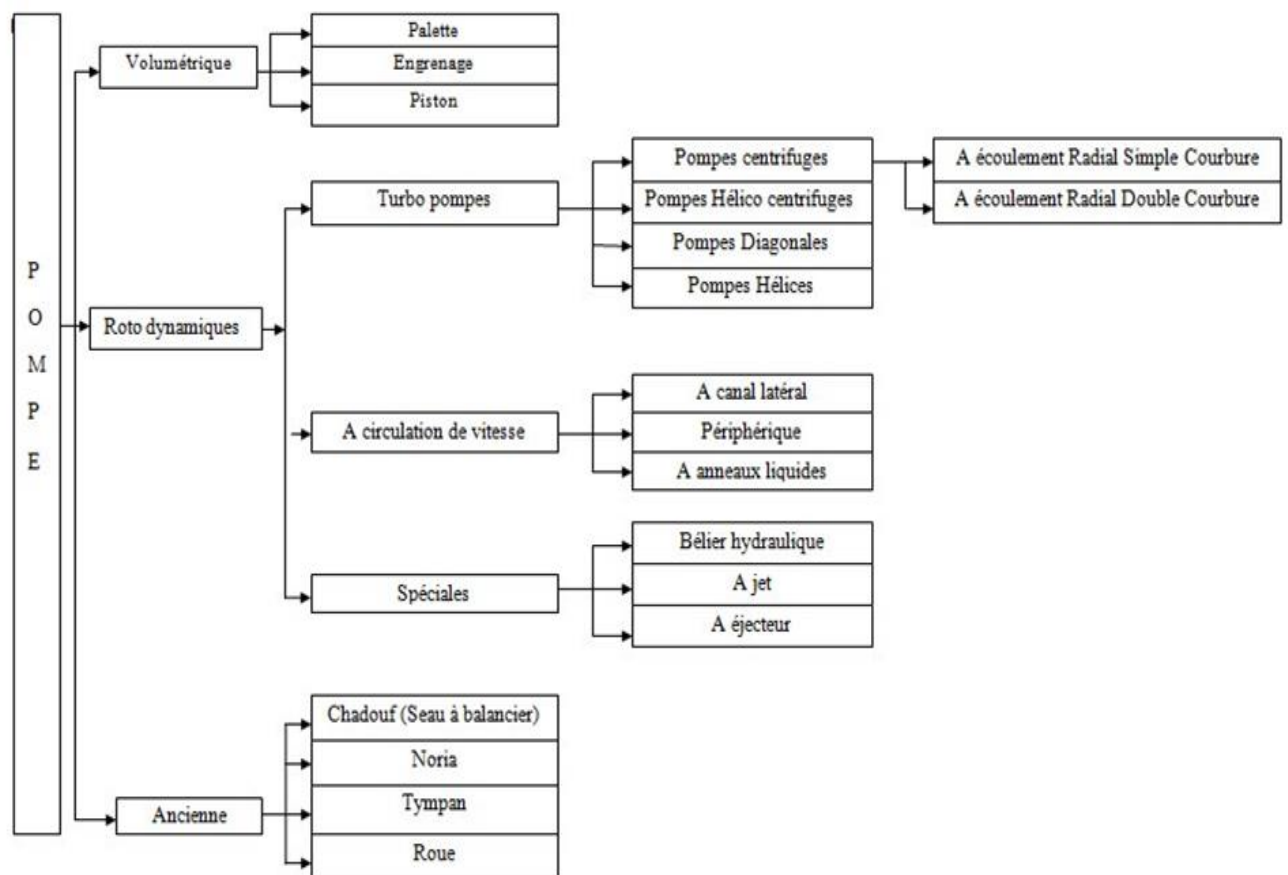


Figure (V.1) : Schéma classification des pompes

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

V.3. Choix du type de pompes

Actuellement, les turbopompes sont parmi les plus utilisées. Elles peuvent être classées selon plusieurs critères :

I. TYPES DE TURBOPOMPES (T)	Pompe Centrifuge à Simple Courbure	T-CSC
	Pompe Centrifuge à Double Courbure	T-CDC
	Pompes Hélicoïdale	T-H
	Pompe Diagonale	T-D
	Pompe Axiale	T-A
II. SELON LA POSITION DE L'AXE DE ROTATION DU MOTEUR (A)	Axe Horizontal	A-H
	Axe Vertical	A-V
III. SELON LE NOMBRE DE ROUE (R)	Mono cellulaire (1 roue)	R-MO
	Multi cellulaire (> 1 roue)	R-MU5
IV. SELON LE NOMBRE D'ENTREES (ADMISSION=ASPIRATIONS) (E)	1 Entrée	E-1
	2 Entrées	E-2
V. SELON LE NOMBRE DE SORTIES (REFOULEMENTS) (S)	1 Sortie	S-1
	2 Sorties	S-2
VI. SELON LA POSITION DU MOTEUR/ EAU (ME)	Surface	ME-S
	Immergé (sous eau)	ME-I
VII. SELON LA POSITION DES ROUES / EAU (RE)	Surface	RE-S
	Immergé (sous eau)	RE-I

Tableau (V.1) : Les critères de choix de la turbo pompe ^{[1],[10]}

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

Selon la vitesse spécifique N_s on peut classer la turbopompe au tableau ci-dessous :

NS	10 à 30	31 à 50	51 à 80	81 à 135	136 à 330
Turbopompe	Roue à simple roue	Roue à double courbure	Roue Hélicoïdale	Roue diagonale	Roue axiale
	Pompe centrifuge		Pompe hélico centrifuge		Pompe axial

Tableau (V.2) : Classification de la turbopompe selon la vitesse spécifique ^{[1],[10]}

V.4. Groupement des pompes

Les pompes peuvent être regroupées (assemblées) de deux manières différentes :

V.4.1. Montage en série (Σ)

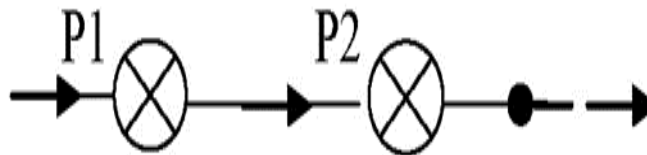


Figure (V.2) : Groupement en série (Σ).

Dans ce type d'assemblage, les pompes sont placées en série, c'est-à-dire que le débit reste constant, mais la pression totale augmente.

- Pour réaliser un assemblage en série, tracez les courbes des pompes sur un graphique (pression en fonction du débit).
- Choisissez un débit commun pour toutes les pompes et additionnez les hauteurs correspondantes.

La courbe résultante représente l'assemblage en série des pompes.

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

V.4.2. Montage en parallèle (//)

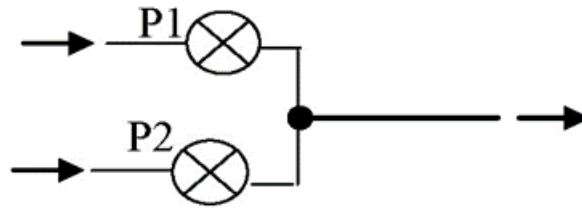


Figure (V.3) : Groupement en parallèle (//)

Dans ce cas, les pompes sont placées en parallèle, ce qui permet d'augmenter le débit tout en maintenant la pression constante.

- Tracez les courbes des pompes sur un graphique (pression en fonction du débit).
- Choisissez une hauteur commune pour toutes les pompes et additionnez les débits correspondants.

La courbe obtenue représente l'assemblage en parallèle des pompes.

V.5. Caractéristique d'une pompe

V.5.1. Vitesse de rotation spécifique NS ^{[1],[10]}

Est un concept important dans le domaine des pompes. Elle permet de caractériser les performances d'une pompe en fonction de sa géométrie et de son débit. Voici comment elle

est définie :
$$NS = \frac{N \times \sqrt{\frac{Q}{m}}}{\left(\frac{HMT}{P}\right)^{3/4}}$$

V.5.2. Rendement globale η_g ^{[1],[10]}

Le rendement global (η_g) d'une pompe est un indicateur essentiel de son efficacité. Il mesure l'efficacité globale de la conversion d'énergie mécanique en énergie hydraulique. on peut retirer la valeur de rendement à partir Du courbe rendement en fonction de la vitesse spécifique $\eta=f(Ns)$.

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

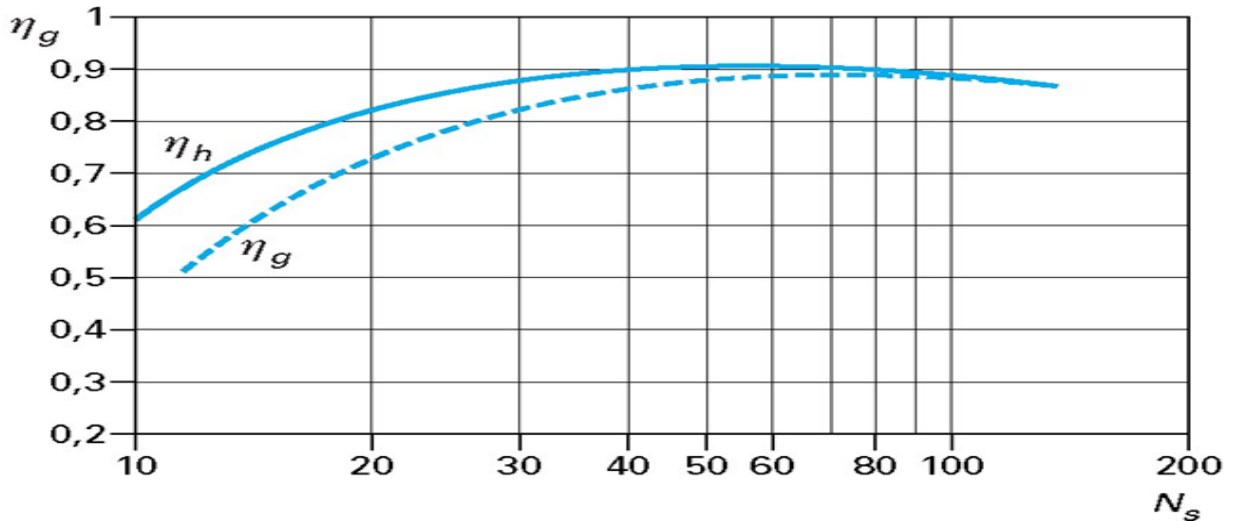


Figure (V.4) : La valeur du rendement en fonction de la vitesse spécifique. ^{[1],[10]}

V.5.3. La Puissance absorbée ^{[1],[10]}

La puissance absorbée correspond à la puissance réellement transmise à un système. Par exemple, dans le cas d'une pompe, c'est la puissance électrique qui entre dans l'appareil lorsqu'il est en fonctionnement. Voici comment il est défini :

$$P_a = \frac{HMT \times Q \times 9.81}{\eta_g}$$

Avec :

- P_a : Puissance Absorbée (KW).
- Hmt : Hauteur manométrique total (m).
- Q : Débit (m^3/s).
- η_g : Rendement global.

V.5.4. Calcul de la puissance du moteur ^{[1],[10]}

$$P_m = P_a \cdot \alpha = 1.1 P_a$$

$P_a(w)$	< 1500	1500 à 4000	4000 à 7500	7500 à 40000	> 40000
α	1,50	1,25	1,20	1,15	1,10

Tableau(V.3): Puissance du moteur en fonction de α ^{[1],[10]}

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

V.6. Choix des pompes du projet

D'après les tableaux de choix du type des pompes et leurs caractéristiques on peut déterminée les résultats suivant ^{[1],[10]}

	Q (m ³ /s)	HMT (m)	N (tr/min)	n	m	N_s	RG (%)	PU watt	PA watt	α	Installation moteur	Puissance moteur P_M watt
SP1	0.026	85.03	2900	9	2	45	0.74	21687.75	29307.77	1.1	A-H	32238.54
SP2	0.026	191.2	2900	8	1	45	0.74	48767.47	65901.98	1.1	A-H	72492.18
SP3	0.026	95.23	2900	4	1	45	0.74	24289.36	32823.46	1.1	A-H	36105.81
Sp4	0.026	129.37	2900	9	2	45	0.74	32997.11	44590.69	1.1	A-H	49049.76

Energie	Installation pompe	Type de pompe
Electricité (380 v	H	Roto dynamique

Tableau (V.4) : Caractéristiques des pompes

N = 2900 tr/min ?

- 1) Selon les lois de similitude, quand N augmente, Q et H augmentent
- 2) Selon les relations de Pfleiderer et Karassik, quand N augmente, le rendement global R_g augmente.

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

3) Selon la théorie de la cavitation (nombre de Thomas), quand N augmente, le risque de cavitation (NPSHR) augmente

Donc, on prend une grande N pour avoir de bonnes valeurs de Q, H et Rg et on vérifie par rapport à la cavitation. Cette étude de cavitation vise à calculer la +-Hg pour éviter le problème en vérifiant que : $NPSHD > NPSHR$ ou bien : $+-Hg - \Delta(H) + P_{atm} - P_v > NPSHR$.

Si on trouve que +-Hg est important, on réduit N

V.7. La cavitation ^{[1],[10]}

$NPSHR = NPSH_{3\%} = ?$ (A ce niveau du projet, nous ne connaissons pas encore la pompe pour pouvoir utiliser

le NPSHR des catalogues. Il faut le calculer)

Calcul du NPSHR à travers la vitesse spécifique d'aspiration S (NSS).

$$S = \frac{N \times \sqrt{\frac{Q}{m}}}{NPSHR^{\frac{3}{4}}}$$

N (tr/min) = Vitesse de rotation

✓ Q (m³/s) = Débit total = m.(Q/m)

✓ M = Nombre d'entrées (Nombre d'aspiration. Généralement, m = 1 ou 2)

✓ S = Vitesse spécifique aspiration = (NSS)

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

Vitesse spécifique d'aspiration	Type de pompe
$120 < S < 160$	Pompes de qualité ordinaire
$160 < S < 210$	Pompes du commerce ayant une bonne qualité d'aspiration
$220 < S < 300$	Roues aspiratrices, dont l'œillard est en général surdimensionné (recirculations précoces, écoulement moins stable)
$530 < S < 700$	Pompes industrielles équipées d'une hélice de gavage
$800 < S < 1\,200$	Pompes du domaine spatial, pourvues d'une hélice de gavage (temps de fonctionnement court, débit constant, fluides à la limite de l'ébullition)

Figure (V.5) : Qualité d'aspiration en fonction de la vitesse spécifique d'aspiration ^{[1],[10]}

Table D6.1 Typical values of the suction specific speed, n_{ss} [min^{-1}, m^3/s, m]		
Application	u_1 (m/s)	n_{ss}
Standard impellers for axial inlet or between-bearing pumps	< 50	160 to 220
Suction impellers for axial inlet	< 35	220 to 280
Suction impellers of between-bearing pumps, single or double-entry	< 50	180 to 240
High pressure pumps designed for short cavity length	> 50	160 to 190
Industrial inducers (chapter. 7.7.4)	< 35 (45)	400 to 700
Inducers for rocket pumps		$\gg 1000$

Figure (V.6) : valeurs typiques de la vitesse spécifique de la section ^{[1], [10]}

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

Dans la pratique, il est de bonne règle de choisir $S \in [220 ; 280]$ et $U_1 < 35$ m/s. Dans tous les cas, $S > 213$.

On prend, $S = 225$

$$S = \frac{N \times \sqrt{\frac{Q}{m}}}{NPSHR^{3/4}} = 225, \quad NPSHR = \left(\frac{N \times \sqrt{\frac{Q}{m}}}{S} \right)^{4/3}$$

Pour que la pompe ne Cavite pas, il faut que $NPSHD > NPSHR$

$$NPSHD = \Delta H_{Gasp} + P_B - \Delta H_{Tasp} - P_V$$

+ $H_{G-asp} = ?$ (On opte pour une aspiration en charge)

On estime une $\Delta H_{Tasp} = 1$ m

La pression de vapeur saturante, $P_V = 0,084$ m

[$P_V = f$ (température de l'eau)]

	Type d'installation de la pompe	$\Delta H_{asp.}$ (m)	P_B (m)	P_V (m)	COTE (m)	N	S	Q_{ASP} M ³ /s	NPSHR	$H_g(m) >$
Sp1	En charge	1	9.66	0.084	395	2900	225	0.026	1.46	-7.11
SP2	En charge	1	9.63	0.084	419	2900	225	0.026	2.07	- 6.47
SP3	En charge	1	9.53	0.084	509	2900	225	0.026	2.07	- 6.37
SP4	En charge	1	9.51	0.084	532	2900	225	0.026	1.46	-6.96

Tableau (V.5) : calculs de la cavitation

Le signe (-) veut dire que la hauteur d'aspiration, il n'y aura aucun risque de cavitation de la pompe Pour la pratique, on prend une profondeur d'eau de 1 m au-dessus de l'axe de la roue

V.8. Coup de bélier

V.8.1. Notion sur l'étude du coup de bélier dans les systèmes de pompage ^{[1],}

[10]

L'analyse du coup de bélier est une tâche difficile, en particulier pour des systèmes complexes tels que plusieurs pompes et de nombreux accessoires hydrauliques. De plus, si le phénomène est grave, il peut entraîner la rupture de tout le système. Les dispositifs de protection tels que les réservoirs anti-bélier et les soupapes de décharge sont extrêmement onéreux. Ainsi, avant de se lancer dans de telles recherches, le concepteur doit être certain de l'existence d'un événement inattendu.

En 1949, Kerr a formulé des interrogations qui permettront de déterminer les mesures à prendre avant de commencer une étude sur le coup de bélier par surpression.

Les réponses aux 12 questions permettront d'évaluer la gravité du problème et de déterminer si l'étude en régime transitoire est possible ou non.

Y a-t-il des points élevés (bosses) sur le profil de la conduite principale de transmission où l'apparition d'un vide peut entraîner une rupture de la colonne d'eau lors de l'arrêt de la pompe

1) Existe-t-il des points élevés (bosses) sur le profil de la conduite principale de transmission où l'apparition d'un vide peut entraîner une rupture de la colonne d'eau lors de l'arrêt de la pompe

2) Est-ce que la longueur de la conduite principale est moins de 20 fois la longueur de la pompe

3) Est-ce que la vitesse d'écoulement maximale dans la conduite principale dépasse 1,22 m/sec

4) Est-ce que le coefficient de sécurité du tuyau est inférieur à 3,5 (en fonction de la résistance maximale) pour les pressions de fonctionnement habituelles

5) Quel est le pourcentage de diminution de la colonne d'eau lorsque la pompe est arrêtée

Est-ce que la colonne va s'arrêter et inverser son sens d'écoulement en moins de temps que le temps critique ($2L/C$) de l'onde pour le réseau de logistique

6) Est-ce que le clapet anti-retour sera fermé en moins de temps que le temps critique ($2L/C$) pour la conduite principale

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

- 7) On peut trouver des vannes automatiques à fermeture rapide qui peuvent s'ouvrir ou se fermer en moins de 5 secondes.
- 8) Est-ce que la pompe ou son moteur d'entraînement serait endommagé si on lui permettait de fonctionner à l'envers, jusqu'à atteindre sa vitesse maximale
- 9) Est-ce que la pompe se mettra en marche avant que la soupape de refoulement ne soit entièrement fermée
- 10) Est-ce que la vanne de refoulement sera ouverte pour démarrer la pompe
- 11) Existe-t-il des stations de surpression intégrées à la conduite principale qui prennent en compte le fonctionnement du système
- 12) Dans le système de pompage, y a-t-il des vannes automatiques à fermeture rapide

V.8.2. Pronostic de Kerr ^[1]

- a) Si les réponses sont toutes négatives, il n'y a pas lieu de s'inquiéter du coup de bélier. Vraisemblablement, il va y avoir des surpressions, mais elles seront sans gravité pour le système.
- b) Si la réponse à l'une (1) de ces questions est affirmative, il y a une forte possibilité que de graves surpressions se produiront.
- c) Si la réponse à deux (2) ou plusieurs des questions est affirmative, les surpressions se produiront probablement avec une gravité proportionnelle au nombre de réponses affirmatives

V.8.3. Cas de la dépression ^{[1], [10]}

Dans le cas d'un coup de bélier par dépression, la première des choses à faire est de calculer la dépression admissible de la conduite puis la comparer avec celle que va générer le coup de bélier.

La dépression admissible de la conduite est fonction de plusieurs paramètres entre-autres, le type d'installation de la conduite, i.e., tranchée, enfouissement ou aérienne sur support.

Superficielle. C'est très différent.

V.8.3.1. Premier cas : Conduite SANS chargement ^{[1], [10]}

Dans ce cas la conduite n'est soumise à aucune contrainte extérieure. Pas de remblais, pas de nappe, pas de

V.8.3.2. Deuxième cas : Conduite AVEC chargement ^{[1],[10]}

Dans ce cas, la conduite est soumise a beaucoup de contrainte extérieures telles que le chargement statique (remblais), le chargement dynamique (véhicules), les tremblements de terre, les nappes d'eau, les cours d'eau,

L'environnement de la conduite influe sur les calculs.

Pour les deux cas, les calculs permettant de déterminer la résistance d'une conduite au risque d'aplatissement seront données ultérieurement.

Il existe beaucoup de méthodes pour étudier le coup de bélier dans les conduites en charge (pompage et gravitaire). En ce qui nous concerne, nous utiliserons la méthode des enveloppes pour l'analyse du phénomène et les abaques de Puech - Meunier- pour le dimensionnement des moyens de protection contre le coup de bélier. La méthode des enveloppes est largement détaillée dans le livre de M. Meunier, ``Analyse quantitative des phénomènes transitoires en hydraulique sous pression. Pour les abaques, ils sont disponibles dans le livre de M. A. Morel, ``Exercices de MDF. Tome 2

En outre, il faut préciser que nous allons traiter que les configurations simples, i.e., Une seule pompe et une seule conduite de refoulement ou bien plusieurs conduites en serie. Les autres cas, généralement, les cas réels, sont difficilement réalisables à la main, pour ne pas dire impossibles et de ce fait nécessitent des logiciels spécialisés tels que ; BEL, WHATHAM, AFT-Impulse, CAESAR II, HAMMER, ..., etc.

V.8.4. Quelques informations sur le coup de bélier ^{[1],[10]}

Le coup de bélier (CB) est une variation brusque de la pression, sous forme de surpression et/ou dépression, occasionnée par une variation brusque de la vitesse ou du débit (théorème de Bernoulli).

Dans les systèmes de pompage, le CB commence par une dépression et dans les écoulements gravitaires, se terminant par une vanne, le CB commence par une surpression. La surpression peut faire éclater la conduite et tout le système de pompage. Cependant, la dépression peut faire aplatis la conduite.

Le CB est dit « Graduel » ou « Progressif » si T_A ou bien $T_F > 2.L/a$

Le CB est dit « Brusque » ou « Rapide » si T_A ou bien $T_F < 2.L/a$

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

- T_A = Temps d'arrêt de la pompe après disjonction électrique.
- T_F = Temps de fermeture de la vanne se trouvant à l'aval de la conduite. (L'ouverture et/ou la fermeture des vannes peut se faire manuellement ou à l'aide d'un moteur)
- L = Longueur de la conduite
- a = Célérité de l'onde, de surpression ou de dépression, à l'intérieur de la conduite.
- $2.L/a$ = Temps caractéristique = Temps nécessaire pour l'onde de faire un aller-retour.

T_A et T_F sont donnés par les constructeurs de la vanne et de la pompe. A défaut, ils peuvent être calculés.

V.8.5. Calcul des différents paramètres

V.8.5.1. La célérité de l'onde ($a = c$)

$$A) a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K^* \frac{ID}{T}}}$$

- T = Epaisseur de la conduite

	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	PVC	PEHD	PEBD	PRV (GRP)
K^*	0,5	1,0	0,59	5	33	83	500	Voir tableaux ci-dessous

Tableau (V.6) : K coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation ^{[1],[10]}

Remarque

La célérité de l'onde diminue avec l'augmentation de l'air et des Gaz dans le liquide.

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

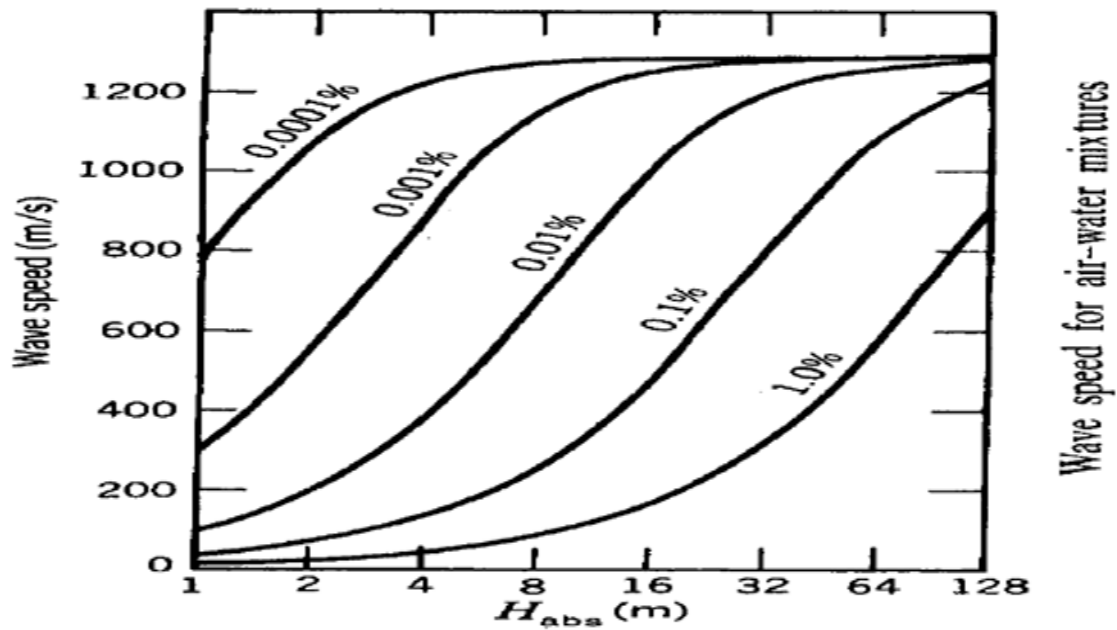


Figure (V.7) : La célérité de l'onde diminue avec l'augmentation de l'air et des Gaz dans le liquide ^{[1], [10],[11]}

- $\sigma = 1,10$ à 1,30 Pour les conduites en PVC, PRV et PEHD
- $C = (1 - 0,5 \cdot \mu)$ 1 fixation à l'amont
- $C = (1 - \mu^2)$ 2 fixations ; 1 à l'amont + 1 à l'aval
- $C = 1$ 3 fixations

Recommandations :

$C = 1 - 0,5 \cdot \mu$ Pour $\mu \leq 0,5$

$C = 1 - \mu^2$ Pour $\mu > 0,5$

- μ = Coefficient de Poisson du matériau du conduit
- K = Coefficient d'élasticité du fluide transporté
- ρ = Masse volumique du liquide transporté
- ID = Diamètre intérieur de la conduite
- T = épaisseur
- E = Module de Young du matériau de la conduite

Acier	Béton	PRV	Fonte	PVC	PEHD	PEBD	Béton armé
200 to 207	14 to 30	17	165 to 172	2,4 to 3,5	0,8	0,11 to 0,45	30 to 60

Tableau (V.7) : Module de Young E (GPa = 10^9 N/m²) ^{[1], [10]}

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

Température °C	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
K (10 ⁷ Pa)	204	206	211	214	220	222	223	224	227	229	230

Tableau (V.8) : Coefficient d'élasticité de l'eau (K) ^{[1], [10]}

Moduli of Elasticity and Poisson's Ratio for Common Pipe Materials

Steel	$E = 30 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.30$
Ductile cast iron	$E = 24 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.28$
Copper	$E = 16 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.30$
Brass	$E = 15 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.34$
Aluminum	$E = 10.5 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.33$
PVC	$E \approx 4 \times 10^5 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.45$
Fiberglass reinforced plastic (FRP)	$E_2 = 4.0 \times 10^6 \text{ psi}$ $E_1 = 1.3 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu_2 = 0.27 \cdot 0.30$ $\mu_1 = 0.20 \cdot 0.24$
Asbestos cement	$E \approx 3.4 \times 10^6 \text{ psi}$	$\mu \approx 0.30$
Concrete	$E = 57,000 \sqrt{f_c^b}$	$\mu \approx 0.30$

f_c^b = 28-day strength in psi (1 PSI = 6894,76 Pa)

Figure (V.8) : Module d'élasticité et coefficient de poisson pour les matériaux de canalisations courants ^{[1], [10]}

V.8.5.2. Temps d'arrêt de la pompe (T_A) ^{[1], [10]}

A) T_A est donné par le constructeur de la pompe.

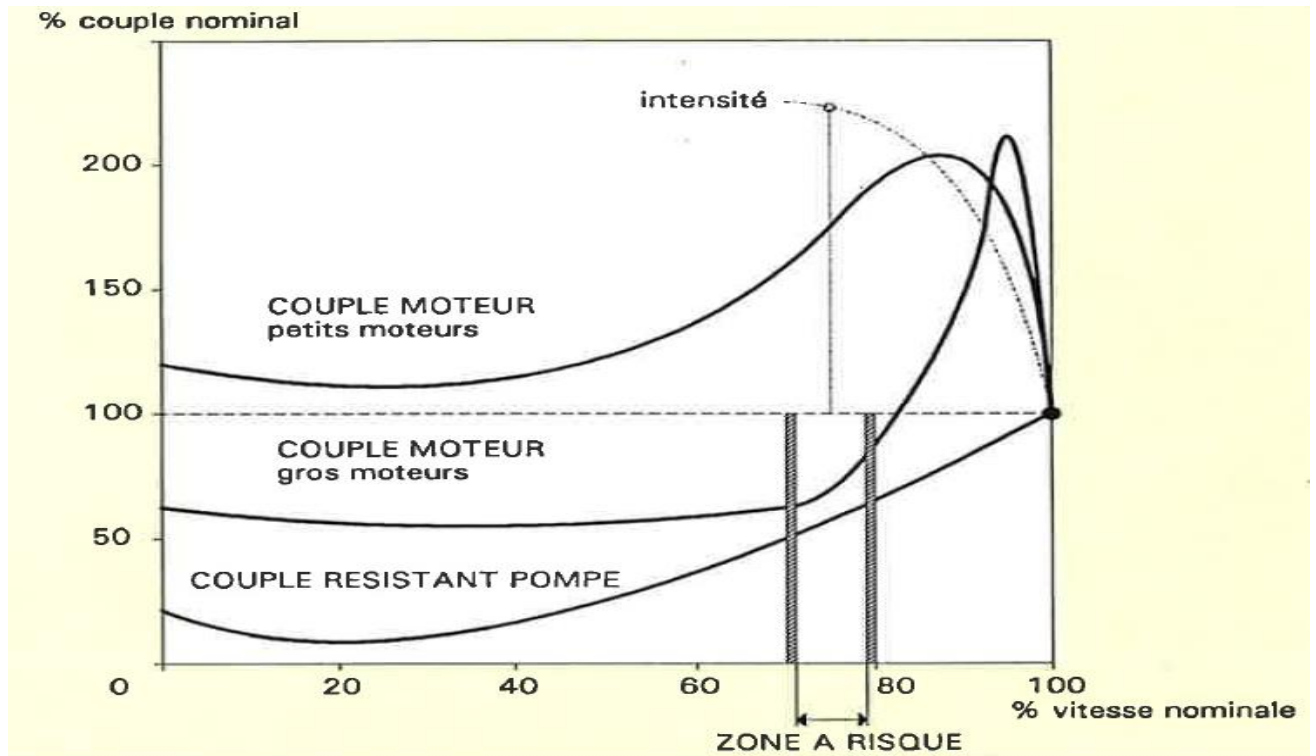
B) $T_A(s) = \frac{L \cdot V_0}{[9,81 \cdot (HMT + P_{atm} - 3)]}$ (M. Carlier, Machines Hydrauliques)

Avec ;

- $P_{atm}(m) = 10,21 - 0,001 \cdot \text{Altitude}(m)$
- $L(m) = \text{Longueur de la conduite}(m)$
- $V_0(m/s) = \text{Vitesse moyenne en régime permanent (Avant l'apparition du coup de bélier)}.$

C) Méthode basée sur les graphiques Couple (C) vs Vitesse de rotation (N)

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier



Couple des moteurs électriques au démarrage (D'après Sulzer).

Figure (V.9) : couples des moteurs électriques au démarrage (D'après Sulzer) ^{[1], [10]}

V.8.5.3. Temps de fermeture de la vanne (T_F) ^{[1], [10]}

A) T_F est donné par le constructeur de la vanne.

B) A travers les abaques donnés par J. P. Tullis dans son livre ``Hydrauliques of pipelines

Tous les coups de bélier se manifestent sous forme de surpressions et de dépressions.

La valeur du CB dépend du caractère « Graduel » ou « Brusque »

- $CB = 2 \cdot L \cdot V / (g \cdot TA)$ ou $CB = 2 \cdot L \cdot V / (g \cdot T_F)$ CB Graduel (CBG)
- $CB = a \cdot V / g$ CB Brusque (CBB)

V.8.6. Analyse de coup de bélier par la méthode des enveloppes ^{[1], [10]}

Cette méthode permet de déterminer exactement les zones qui risquent des aplatissements à cause des dépressions et des zones pouvant éclater à la suite des surpressions dangereuses.

V.8.6.1. Ecoulement gravitaire (Vanne)

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

a) Coup de Bélier - Graduel

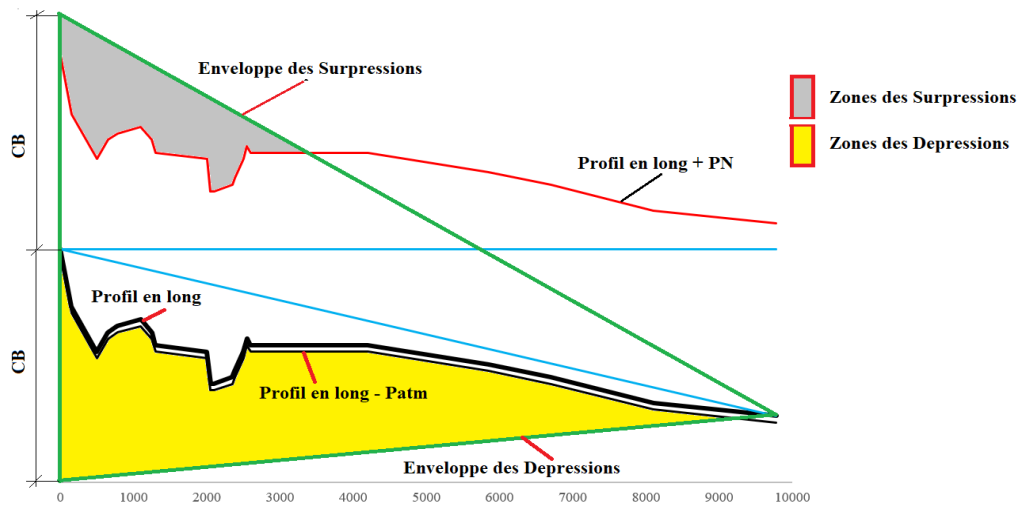


Figure (V.10) : coup de bélier graduel (coulement gravitaire) ^{[1],[10]}

b) Coup de Bélier - Brusque

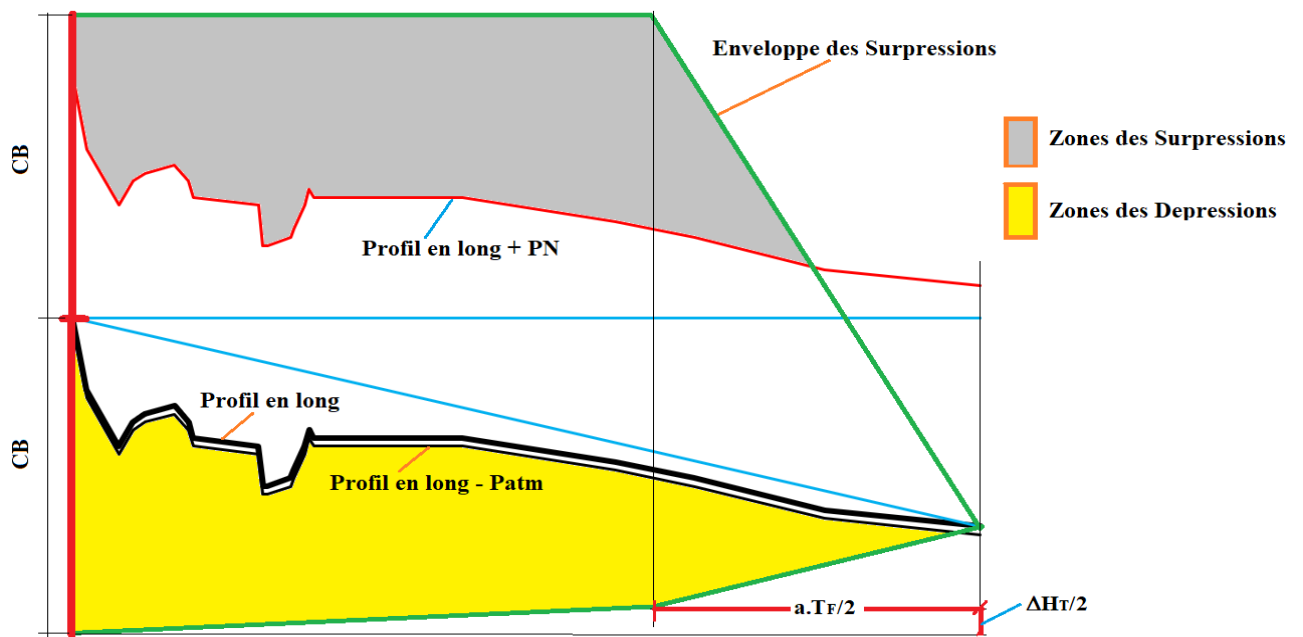


Figure (V.11) : coup de bélier brusque (coulement gravitaire) ^{[1],[10]}

V.8.6.2. Ecoulement par pompage (Pompe)

a) Coup de Bélier - Graduel

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

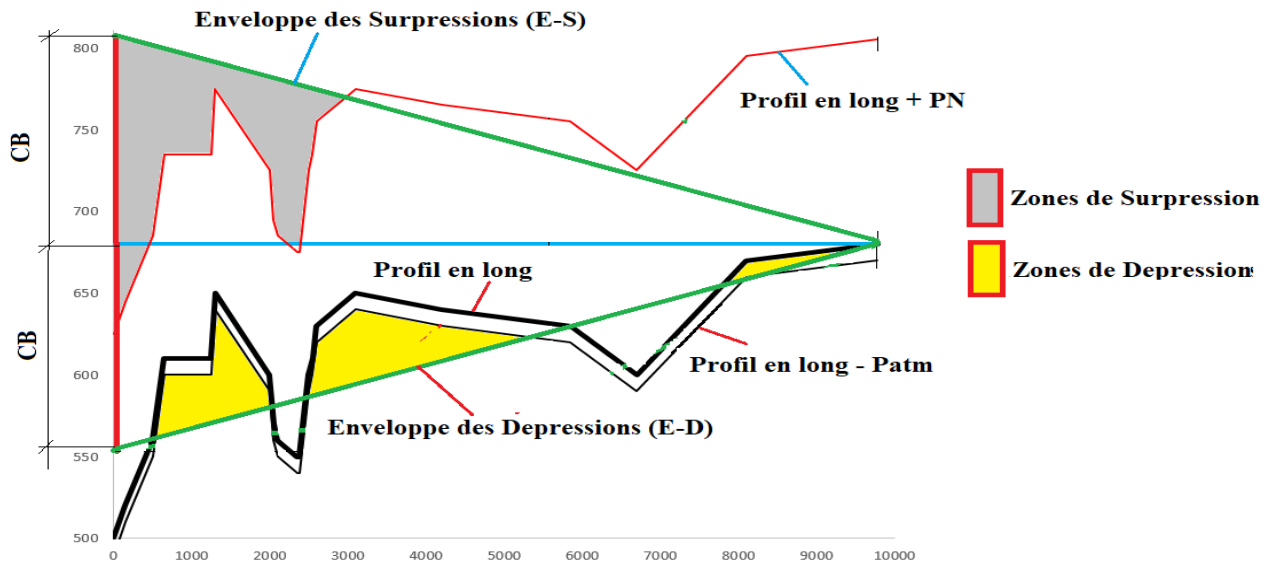


Figure (V.12) : coup de bélier graduel (écoulement par pompages) ^{[1], [10]}

b) Coup de Bélier - Brusque

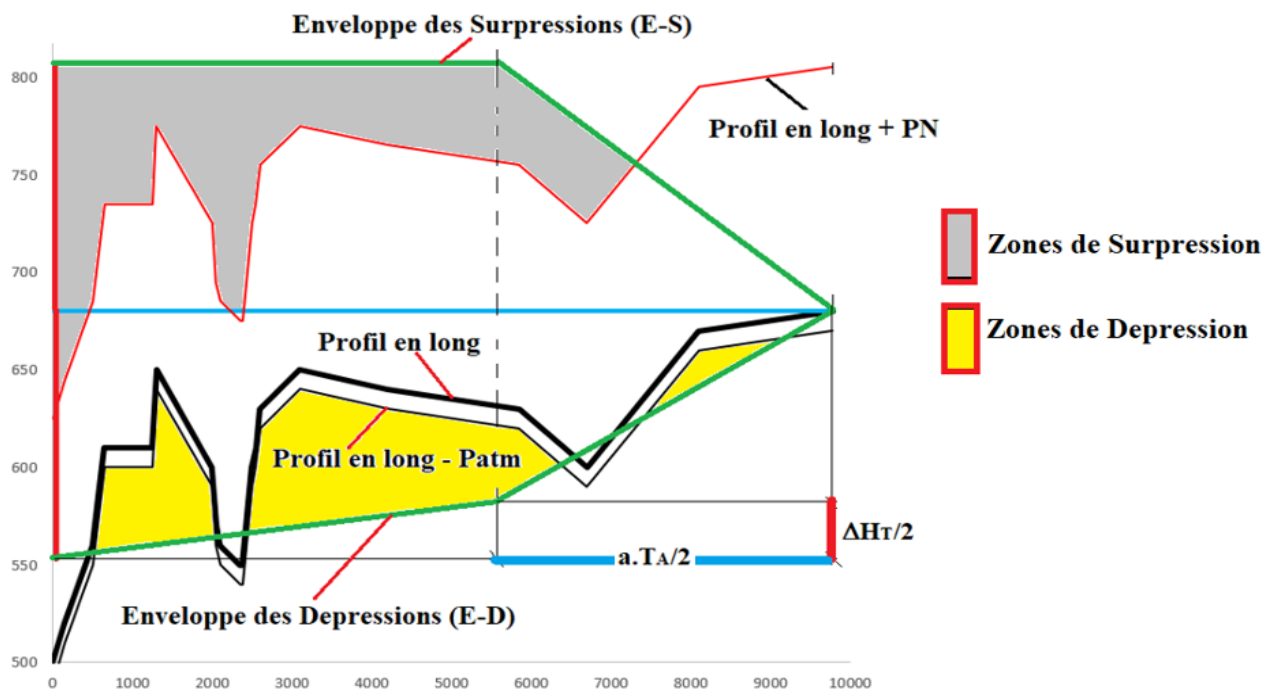


Figure (V.13) : coup de bélier brusque (écoulement par pompages) ^{[1], [10]}

- Risque d'éclatement de la conduite par surpression $\Leftrightarrow E-S > PN$
- Risque d'aplatissement de la conduite par dépression $\Leftrightarrow E-D < \text{Cote profil en long} - Patm$
- **Remarque**

a. La Patm dépend de l'altitude

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

- b. Les calculs de CB, $a.T_F/2$, $a.T_A/2$ et ΔH_T dépendent de la valeur de PN choisie
- c. On doit prendre toutes les PN possibles

V.8.7. Moyens de protection contre le coup de bélier ^{[1], [10]}

1) Quand le coup de bélier est dangereux par la surpression seule, on peut utiliser :

- Choisir une PN plus forte de la conduite et des accessoires hydrauliques,
- Dimensionner des soupapes de décharge,
- Dimensionner des ventouses double fonction (V2-S) à grand débit de sortie d'air,
- Dimensionner un réservoir anti-bélier (RAB) \pm CNR

2) Quand le coup de bélier est dangereux par la dépression seule, on peut :

- Calculer la dépression admissible de la conduite puis faire les vérifications nécessaires,
- Dimensionner le volants d'inertie,
- Dimensionner des ventouses a double fonction (V2-E) a grand débit d'entrée d'air,
- Dimensionner un réservoir anti-bélier (RAB) \pm CNR

3) Quand le coup de bélier est dangereux simultanément par la surpression et la dépression, on peut :

- Choisir une PN plus forte de la conduite et des accessoires hydrauliques + calcul de la dépression admissible de la conduite,
- Dimensionner des ventouse triple fonction $V3 = (V2-S + V2-E)$,
- Dimensionner un réservoir anti-bélier (RAB)
- Dimensionner une protection hybride composée de soupapes de décharge et ventouses à double fonction (V2-E) a grand débit d'entrée d'air,

• Remarque

1) Pour le dimensionnement des soupapes de décharge, des ventouses et des clapets de non-retour, l'auteur de ce présent livre, a édité un livre dédié à ces aspects.

2) Le clapets anti – retour (CNR) n'est pas un moyen de protection contre le coup de bélier, mais, il constitue une protection contre le coup de clapet. Ce dernier ne se crée que lorsque le

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

RAB, qui se trouve à l'aval du CNR, commence à fonctionner. Le coup de clapet est un deuxième coup de bélier créé par le RAB.

V.8.8. Règles de bonne exécution ^{[1], [10]}

- 1) Il ne faut jamais oublier les 12 questions de Kerr,
- 2) L'entame d'une étude du phénomène transitoire (coup de bélier) SANS le profil en long de la conduite de refoulement est hasardeuse et économiquement injustifiée,
- 3) Avant l'analyse minutieuse du problème à travers les enveloppes, l'hypothèse d'un coup de bélier brusque avec comme valeur $CB = aV/g$, est hasardeuse et économiquement injustifiée.
- 4) Appliquer la méthode des caractéristiques (Epure de Bergeron) et opter directement pour un RAB est une action sans aucune base scientifique et économiquement injustifiée.

Le RAB est le moyen de protection le plus cher parmi la ventouse, la soupape et le CNR.

- 5) Pour les conduites en PEHD, PRV et PVC, la V_{max} peut aller jusqu'à 2 m/s
- 6) Pour les conduites en Fonte, Acier et Béton arme, la V_{max} ne peut pas dépasser 1,1 à 1,2 m/s.

V.8.9. Calculs de coup de bélier

V.8.9.1. Écoulement par pompage (coup de bélier brusque)

- Sp1 vers sp2

DN	OD	T	ID	PN	V	ΔH_T	a	T_A	$2L/a$	$CB = aV/g$	hmt	L
200	200	11.9	174.77	10	1	61.03	356	9.39	48	36.28	85.03	8450

Tableau (V.9) : calcul de coup de bélier tronçon sp1 vers sp2

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

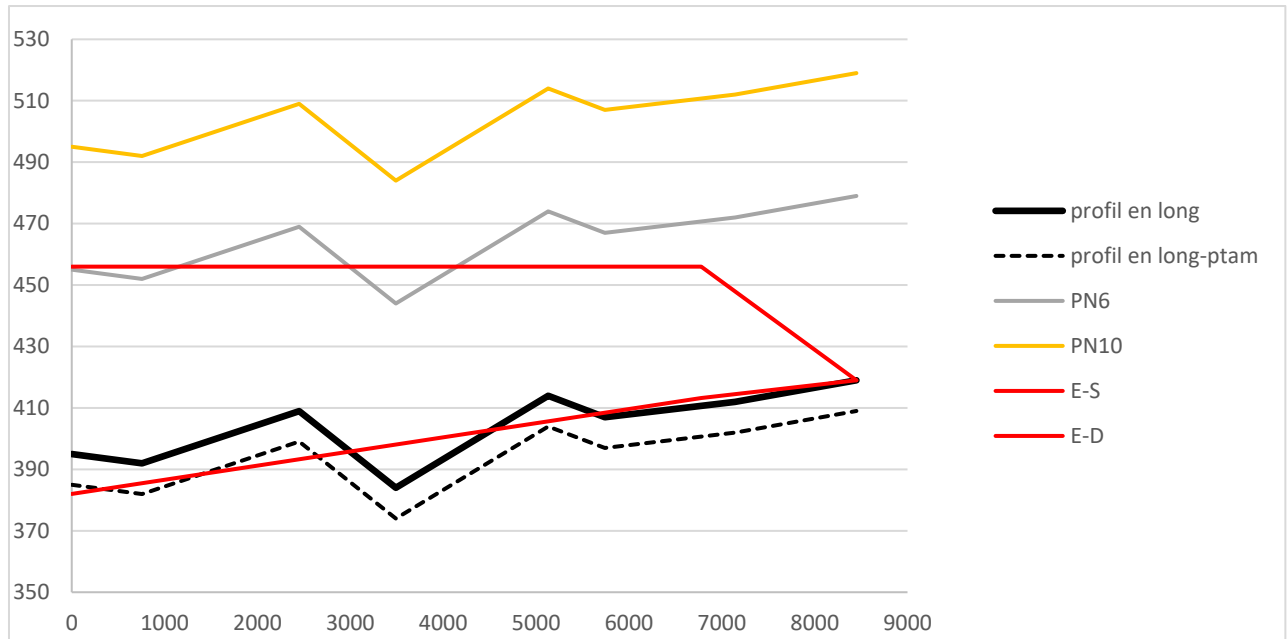


Figure (V.14) : graph de coup de bélier tronçon sp1 vers sp2

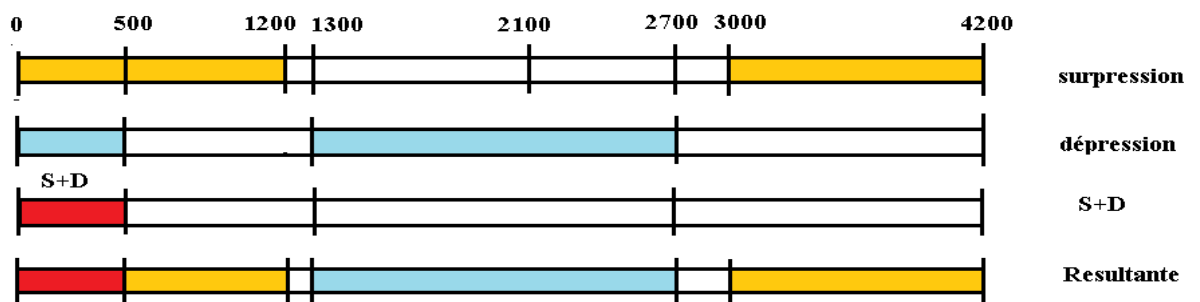
Zones de surpression

- 0 à 1200 m
- 3000 à 4200 m

Zones de dépression

- 0 à 500 m
- 1300 à 2700 m

En ce qui concerne PN6, on constate la présence de zones de surpression, tandis qu'avec PN10, ces zones sont nulles. Par conséquent, il est plus fiable que PN6 pour notre projet. En ce qui concerne les zones de dépression dans les tronçon 0 à 500 m et 1300 à 2700 m, nous avons choisi d'utiliser des réservoirs anti-bélier, des volants d'inertie et des ventouses pour éviter le problème de dépression.



Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

Figure (V.15) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp1 vers sp2)

- Sp2 vers sp3

DN	OD	T	ID	PN	V	ΔH_T	a	T_A	$2L/a$	CB = aV/g	hmt	L
200	200	23.6	150	20	1	101.2	477	3.8	30.98	48.62	191.2	7390

Tableau (V.10) : calcul de coup de bélier tronçon sp2 vers sp3

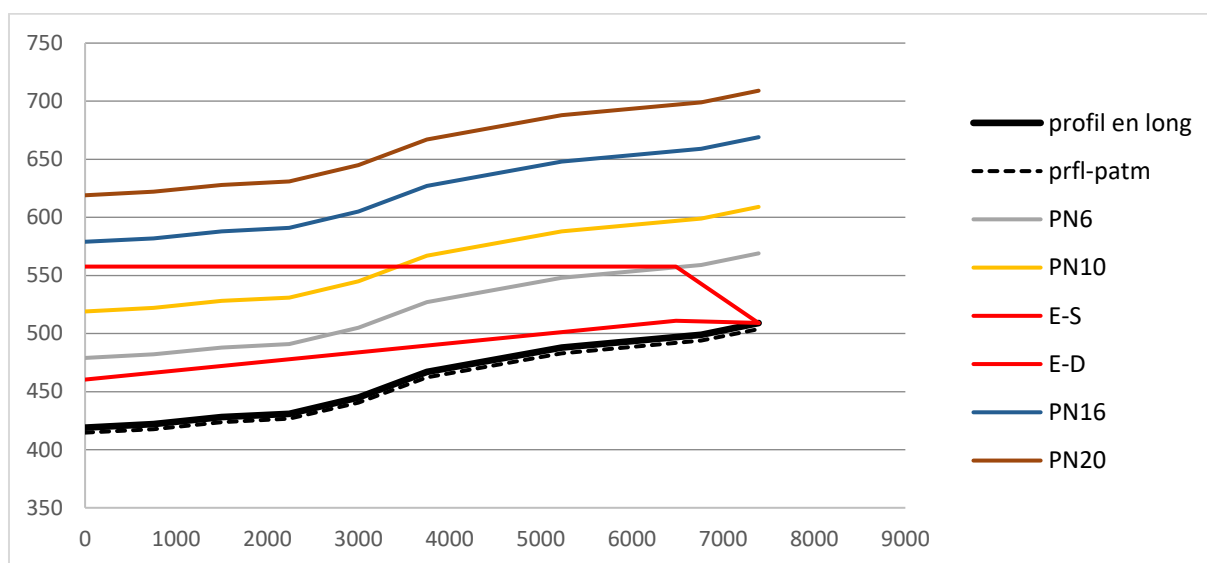


Figure (V.16) : graph de coup de bélier tronçon sp2 vers sp3

Zones de surpression

- 0 à 3500 m (pour PN10)
- 0 à 6500 m (pour PN6)

Zones de dépression

- 0

Les zones de surpression sont présentes dans les tronçons 0 à 3500 m pour PN10 et 0 à 6500 m pour PN 6 tandis que pour PN16 et PN20 ne présentent aucune surpression et les zones de dépression sont nulles.

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier



Figure (V.17) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp2 vers sp3)

- Sp3 vers sp4

DN	OD	T	ID	PN	V	ΔH_T	a	T_A	$2L/a$	CB = aV/g	hmt	L
200	200	11.9	174.77	10	1	72.23	356	9.97	56	36.28	72.23	10000

Tableau (V.11) : calcul de coup de bélier tronçon sp3 vers sp4

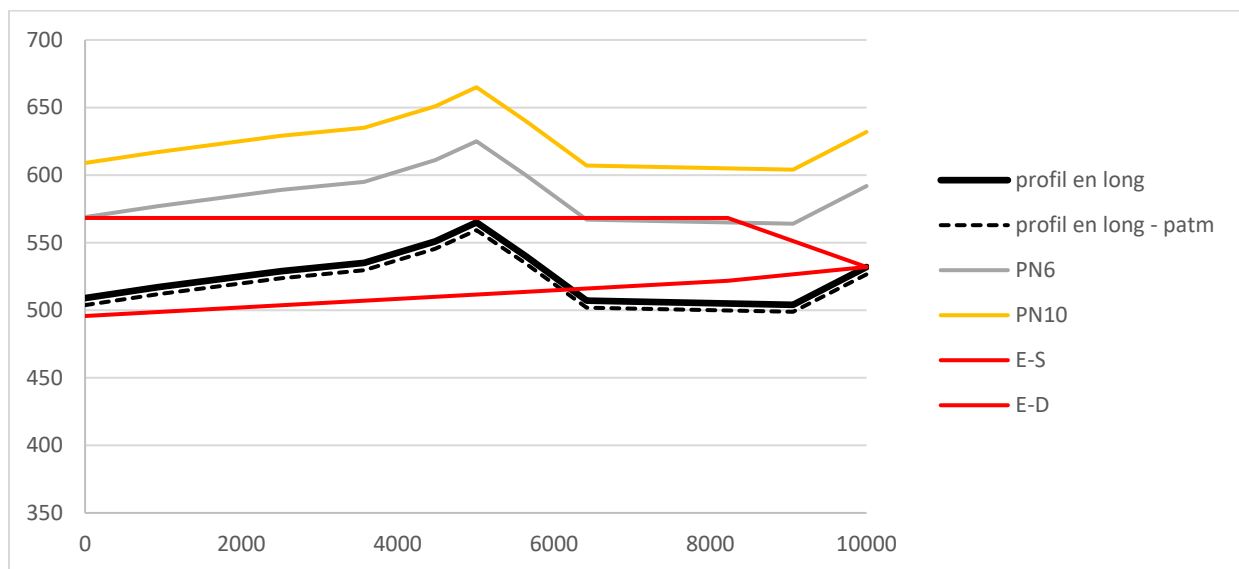


Figure (V.18) : graph de coup de bélier tronçon sp3 vers sp4

Zones de surpression

- 6400 à 8400 m (pour PN6)

Zones de dépression

- 0 à 6200 m

D'après l'enveloppe de surpression, il y a une surpression entre 6400 et 8400 pour PN6, et nous avons opté pour PN10 pour notre projet. Il est évident que cette PN ne présente aucune surpression, ce qui signifie que c'est le PN10 qui est le plus adapté à notre projet. En ce qui

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

concerne la dépression, nous avons opté pour des réservoirs anti-bélier, des volants d'inertie et des ventouses.

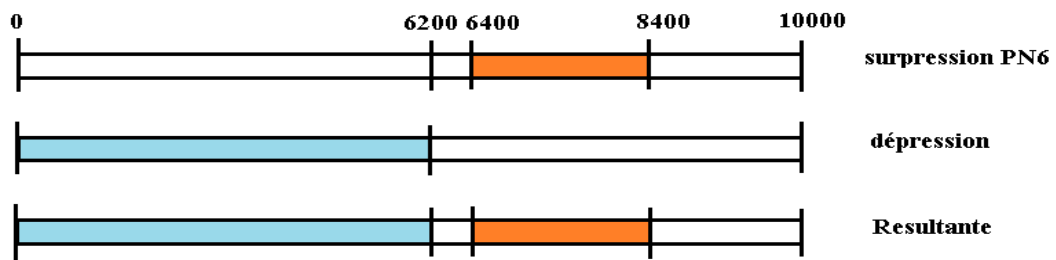


Figure (V.19) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp3 vers sp4)

• Sp4 vers réservoirs

DN	OD	T	ID	PN	V	ΔH_T	a	T_A	$2L/a$	CB = $\frac{aV}{g}$	hmt	L
200	200	19.25	159	16	1	18.37	421	1.22	7.79	42.92	129.37	1640

Tableau (V.12) : calcul de coup de bélier tronçon sp4 vers R1000

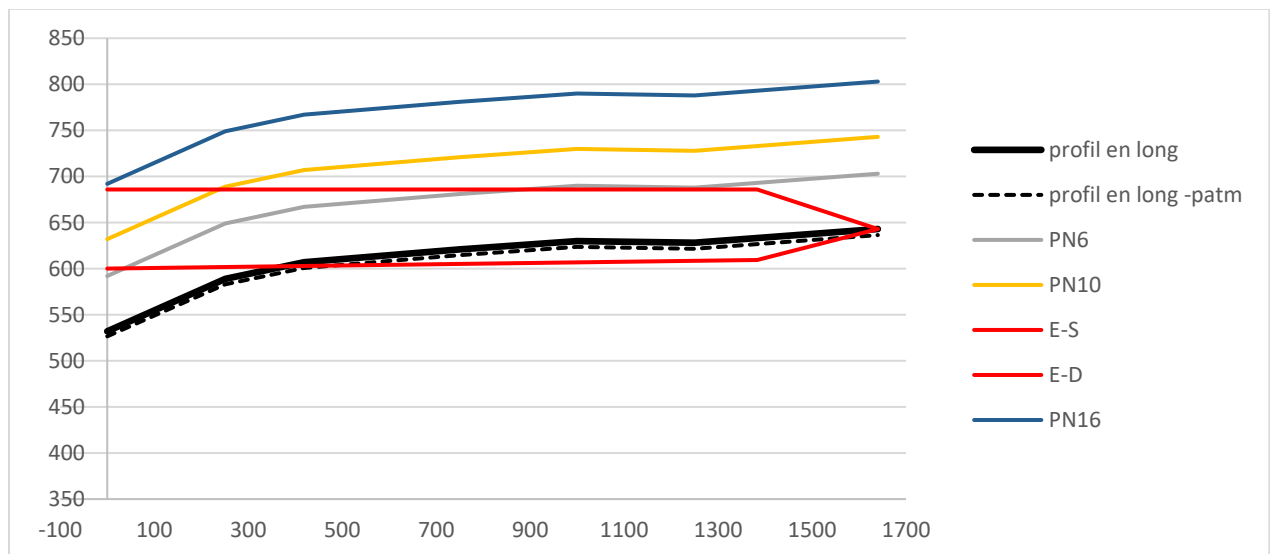


Figure (V.20) : graph de coup de bélier tronçon sp4 vers réservoir

Zones de surpression

- 0 à 250 m (pour PN10)
- 50 à 900 m (pour PN6)

Zones de dépression

- 450 à 1550 m

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

D'après l'enveloppe de surpression, il y a une surpression entre 0 et 250 mètres pour PN10 et entre 50 et 900 mètres pour PN6. Pour notre projet, nous avons opté pour PN16. On constate qu'il n'y a aucune surpression pour cette PN, donc c'est le PN16 qui est le plus adapté à notre projet. En ce qui concerne la dépression, nous avons opté pour des réservoirs anti-bélier, des volants d'inertie et des ventouses afin d'éviter ce risque de dépression dans ce tronçon.

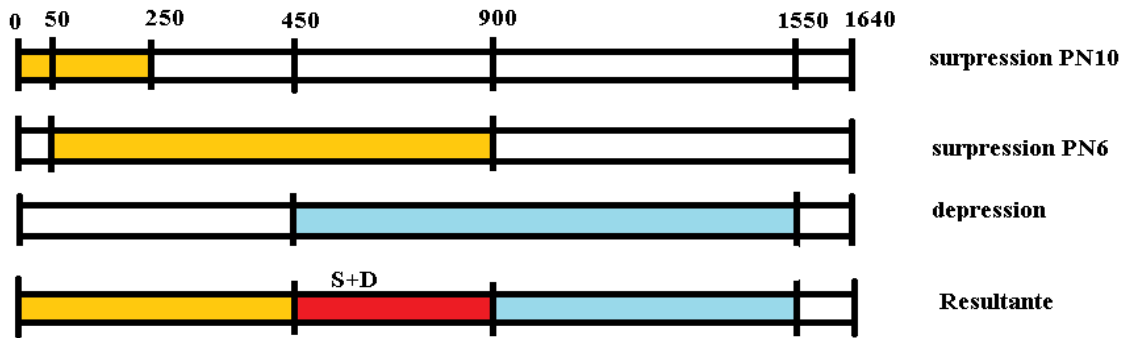


Figure (V.21) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (sp4 vers réservoir)

V.8.9.2. Écoulement gravitaire (coup de bélier graduel)

- Barrage vers Sp1

DN	OD	T	ID	PN	V	ΔH_T	a	T_f	$2L/a$	$CB = \frac{aV}{g}$	L
200	200	8.15	182	6	1	3.62	258	25	4.86	26.3	627

Tableau (V.13) : calcul de coup de bélier tronçon barrage vers sp1

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

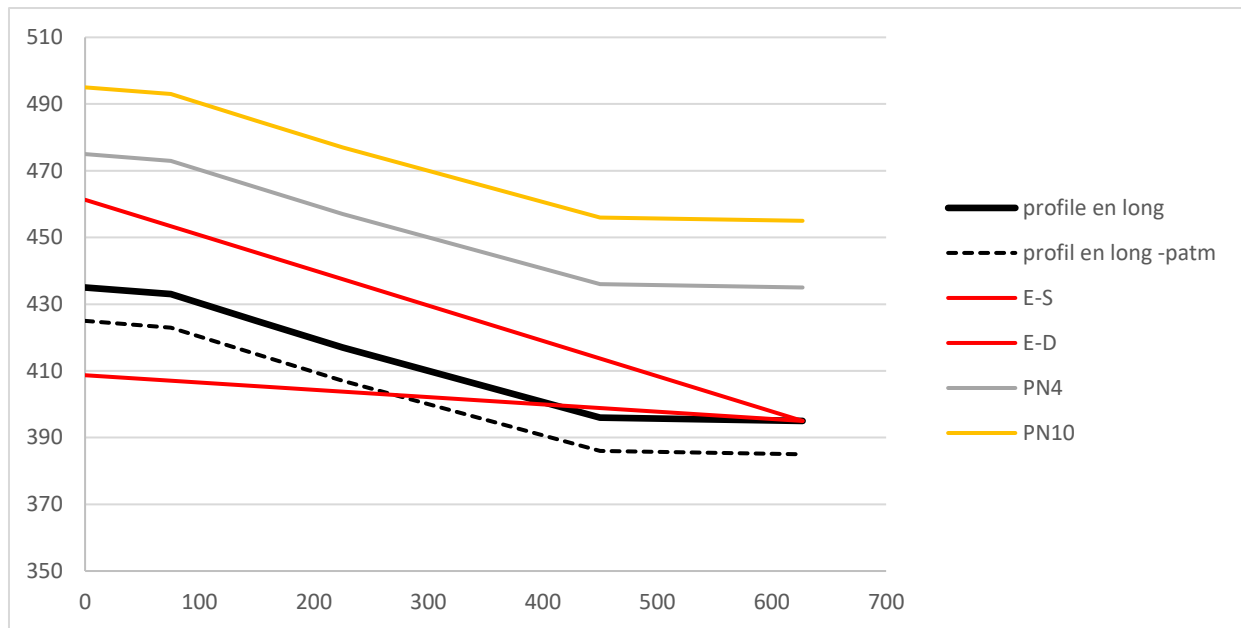


Figure (V.22) : graph de coup de bélier tronçon Barrage vers sp1

Zones de surpression

0

Zones de dépression

- 0 à 260 m

D'après l'enveloppe de surpression, les zones surpression sont nules, tandis que pour notre projet, nous avons opté pour PN 6. On constate qu'il n'y a aucune surpression pour cette PN, ce qui signifie que le PN 6 est le plus adapté à notre projet. En ce qui concerne la dépression dans la section 0 à 260 mètres, nous avons opté pour des réservoirs anti-bélier, des volants d'inertie et des ventouses afin d'éviter de subir une dépression dans cette section.

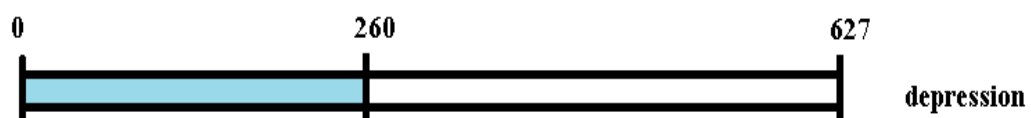


Figure (V.23) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (Barrage vers sp1)

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier

- Réservoir vers la distribution

DN	OD	T	ID	PN	V	ΔH_T	a	T _f	2L/a	CB = aV/g	L
200	200	8.15	182	6	0.67	2	258	25	7.11	20.5	918

Tableau (V.14) : calcul de coup de bélier tronçon R1000 vers distribution

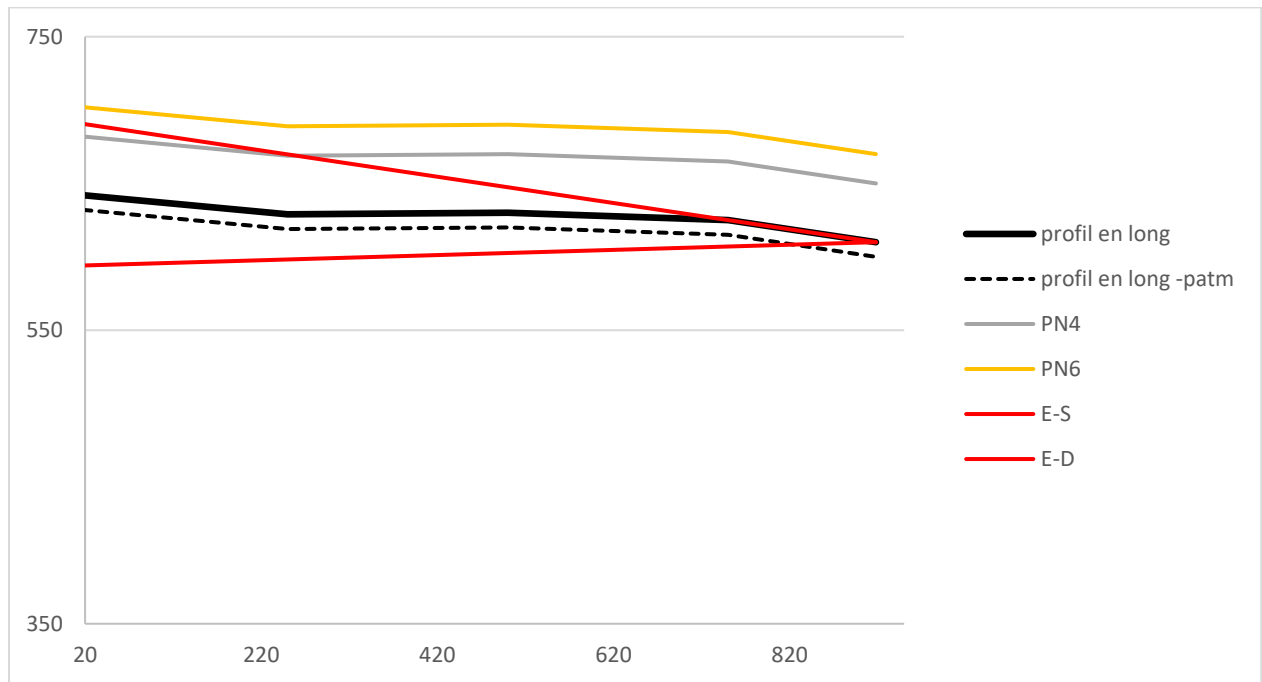


Figure (V.24) : graph de coup de bélier tronçon R1000 vers distribution

Zones de surpression

- 0 à 200 m (pour PN 4)

Zones de dépression

- 0 à 820 m

D'après l'enveloppe de surpression, il y a une surpression dans la section 0 à 200 mètres pour PN 4, tandis que pour notre projet, nous avons opté pour PN 6. On constate qu'il n'y a aucune surpression pour cette PN, ce qui signifie que le PN 6 est le plus adapté à notre projet. En ce qui concerne la dépression dans la section 0 à 820 mètres, nous avons opté pour des réservoirs anti-bélier, des volants d'inertie et des ventouses afin d'éviter de subir une dépression dans cette section.

Chapitre V : Choix des pompes et des stations de pompages et calcul de coup de bélier



Figure (V.25) : surpression et dépression en fonction de longueur de tronçon (réservoir vers distribution).

V.9. Conclusion

Nous avons réussi à identifier les pompes adéquates qui garantiront le débit et la pression nécessaires au transport de l'eau pour notre projet d'étude.

En conclusion, une attention particulière à la conception hydraulique est essentielle pour prévenir les dommages liés au coup de bélier. Une gestion adéquate de ce phénomène assure la fiabilité et la longévité du système d'alimentation en eau potable.

Chapitre VI
CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES
ACCESSOIRES
HYDRAULIQUE

VI.1. Les vannes

Un dispositif appelé vanne est conçu pour réguler (arrêter ou ajuster) le débit d'un fluide liquide, gazeux, pulvérulent ou multiphasique, que ce soit en milieu libre (canal) ou en milieu fermé (canalisation).

Différents types de vannes sont disponibles pour satisfaire différents besoins :

VI.1.1. Robinets-vanne à opercule

Selon le règlement de la marque NF RFH, « le robinet-vanne est un dispositif de robinetterie dont l'obturateur ou opercule se déplace perpendiculairement à l'axe de l'écoulement du fluide et qui est conçu pour être utilisé soit en position ouverte, soit en position fermée. On désigne aussi le robinet-vanne sous le nom de vanne à opercule. Il n'est pas recommandé d'utiliser une vanne à opercule pour régler le débit.

Il est possible d'utiliser les vannes opercule avec une grande diversité de fluides. Les conditions de fonctionnement sont les suivantes : eau potable, eaux usées et liquides neutres : température allant de -20 à +70°C, vitesse d'écoulement maximale de 5 m/s et pression différentielle allant jusqu'à 16 bar.



Figure (VI.1) : Robinets-vanne à opercule

VI.1.2. Vanne à papillon

On utilise la vanne à papillon pour séparer des fluides sous pression en utilisant un obturateur en forme de disque ou de lentille.

En rotation autour d'un axe orthogonal à l'axe d'écoulement du fluide, l'obturateur appelé papillon se déplace dans le fluide. Il fonctionne habituellement en ouvrant ou en fermant complètement. Il est également possible d'utiliser exceptionnellement les vannes papillon pour les robinets de vidange de réservoir. De même que les robinets-vannes, les vannes papillon ne sont pas destinées à la régulation, elles ne produisent qu'une perte de charge particulière et ne sont pas destinées à cette fonction. Il existe des dispositifs spécialement conçus pour cela et assurent une véritable régulation de la pression et du débit.



Figure (VI.2) : Vanne à papillon

Dans le domaine de l'AEP (alimentation en eau potable), plusieurs types de vannes sont utilisés pour réguler, diriger ou arrêter l'écoulement de l'eau. Chaque type de vanne a des caractéristiques spécifiques qui le rendent adapté à certaines applications. Voici un aperçu des principaux types de vannes utilisées dans l'AEP :

VI.1.3. Vannes à boisseau sphérique (vannes à bille)

Ces vannes utilisent une bille percée qui tourne à l'intérieur du corps de la vanne pour permettre ou bloquer le passage de l'eau. Utilisées pour les arrêts rapides et les ouvertures complètes.

VI.1.4. Vanne à boisseau conique

Les vannes à boisseau conique, également appelées vannes à Plug, sont des dispositifs de régulation de l'écoulement utilisés dans divers systèmes de tuyauterie, y compris les systèmes d'alimentation en eau potable (AEP). Voici un aperçu détaillé de ce type de vanne :

La vanne à boisseau conique se compose d'un corps de vanne contenant un boisseau conique rotatif. Le boisseau possède un trou ou une ouverture qui, lorsqu'il est aligné avec le passage du fluide, permet l'écoulement. En tournant le boisseau, le passage peut être partiellement ou complètement bloqué

VI.1.5. Vannes à soupape (vannes à pointeau ou vannes à tige montante)

Utilisent un disque ou un cône qui s'abaisse dans un siège pour fermer la vanne. L'ouverture est contrôlée par le mouvement de la tige. Utilisées pour le contrôle précis du débit et pour les hautes pressions.

VI.1.6. Vannes à clapet (vannes à clapet anti-retour)

Permettent l'écoulement dans une seule direction et se ferment automatiquement pour empêcher le retour du fluide. Utilisées pour empêcher les retours dans les systèmes de pompage et les conduites montantes.

VI.1.7 Vannes à membrane

Utilisent une membrane flexible qui se déforme pour ouvrir ou fermer le passage de l'eau.

Utilisées pour les fluides agressifs et les applications nécessitant une étanchéité totale.

VI.1.8. Vannes à flotteur

Contrôlées par un flotteur qui monte et descend avec le niveau d'eau pour ouvrir ou fermer la vanne automatiquement. Utilisées dans les réservoirs et les systèmes de réapprovisionnement en eau.

VI.1.9. Vannes de régulation (vannes de régulateur de pression)

Conçues pour maintenir une pression constante en ajustant automatiquement la position de l'obturateur. Utilisées dans les réseaux de distribution pour contrôler la pression et le débit.

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESOIRES

HYDRAULIQUE

Chaque type de vanne a des usages spécifiques en fonction des besoins du système d'AEP, de la nature du fluide, de la pression et du débit requis. Le choix de la vanne dépendra donc des exigences techniques et des conditions d'exploitation du réseau.

VI.2. Choix et dimensionnement des vannes

Il est essentiel de préciser la première chose concernant le type de vanne : sectionnement (On-Off) ou régulation.

La différence est significative, car les méthodes de dimensionnement diffèrent considérablement.

VI.2.1. Dimensionnement des vannes de sectionnement

Il est important de noter que ce genre de vannes est utilisé dans les cas suivants :

- vidange (aux extrémités inférieures des conduites)
- avant les pompes qui sont alimentées par gravité
- à la sortie des réservoirs de traitement
- aux points de connexion pour alimenter d'autres réservoirs
- à l'intérieur des réseaux de distribution

Lorsqu'on souhaite acheter une vanne de sectionnement, il est essentiel de fournir les informations suivantes :

- le type de vanne de sectionnement
- le diamètre nominal (DN).
- la valeur de pression nominale.

En général, il s'agit de la pression à laquelle la vanne sera soumise, que ce soit en position statique ou dynamique.

Afin de mesurer la taille d'une vanne de sectionnement « On-Off », les étapes suivantes sont suivies :

1. Connaissant le débit, on calcule la perte de pression (ΔP) singulière au niveau de la vanne, à travers les catalogues techniques.

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES

HYDRAULIQUE

$$\Delta P \text{ (Pa ou N/m}^2\text{)} = \rho \cdot g \cdot \Delta H_s = 9810 \times k \cdot V^2 / 2g = 500 \times k \times V^2 \text{ }^{[10]}$$

K étant le coefficient de perte de charge singulière, fonction du type de la vanne.

1. On calcule le coefficient de débit Kv de la vanne avec l'expression : $K_v = Q / (\Delta P / d)^{1/2}$ ^[10]

Avec :

- P : pression absolue en bar ;
- d : densité du fluide transporté (pour l'eau, d=1);
- Q : débit en m³/h

Il est à signaler que toutes les vannes disposent de courbes caractéristiques $K_v = f(\% \text{ Ouverture, DN})$

2. Avec les 2 données Kv et % d'ouverture on lit sur la courbe caractéristique le diamètre de la vanne correspondant. ^[10]
3. Tous les types de vannes de sectionnement sont traités de la même manière. ^[10]
4. On recherche la vanne dont le coefficient de débit (KV) est le plus proche du débit de dimensionnement parmi toutes les options. ^[10]
5. Lorsque plusieurs vannes produisent le même résultat, la vanne la moins chère est sélectionnée. ^[10]

VI.2.2. Dimensionnement des vannes de régulation ^[10]

Afin de mesurer la taille d'une vanne de régulation, il est nécessaire de définir les paramètres suivants :

a) Les conditions d'introduction et de sortie du fluide.

- 1) La pression
- 2) La température
- 3) La forme des tuyaux

b) Caractéristique du fluide

- 1) Formule du liquide
- 2) Masse volumique

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

- 3) Pression de vapeur
- 4) Niveau de viscosité
- 5) La tension de surface (capillarité)
- 6) La résistance thermodynamique essentielle

c) Caractéristiques des gaz et des vapeurs

- 1) Composition
- 2) Densité
- 3) Températures particulières

d) Caractéristiques des vannes de contrôle

- 1) La dimension
- 2) La direction de la vanne de régulation (Ouvert - fermé ou Fermé - Ouvert)
- 3) La structure géométrique du fluide à l'intérieur de la vanne

Pour calculer les différents paramètres mentionnés précédemment, il est possible de suivre les étapes indiquées dans le tableau ci-dessous :

Variable à calculer	Formule	Signification des paramètres
Coefficient de Débit	$C_v = \frac{Q}{0,865 \cdot F_p} \cdot \sqrt{\frac{d}{\Delta P_{eff}}} \quad \text{Avec } K_v$ $= \frac{C_v}{1,16}$	<ul style="list-style-type: none"> • d = densité du liquide transporté • F_p = Facteur géométrique de la conduite • Q = Débit transporté (gpm) • ΔP_{eff} = Chute de pression réelle absolue à travers la vanne (PSIA)
Chute de pression réelle	$\Delta P = \rho \cdot g \cdot \Delta H_s = 9810 \times k \cdot V^2 / 2g = 500 \times k \times V^2$. k étant le coefficient de perte de charge singulière, fonction du type de la vanne.	Il faut toujours vérifier cette condition pour rester dans la 1ere région (Régime Normale) et éviter les problèmes de cavitation et d'évaporation

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

$\Delta P_{\max} = \left(\frac{F_{LP}}{F_P} \right)^2 \cdot (P_1 - F_F \cdot P_V)$ <p>..... (A)</p> $\Delta P_{\max} = F_L^2 \cdot (P_1 - F_F \cdot P_V)$ <p>..... (B)</p> $F_F = 0,96 - 0,28 \cdot \sqrt{\frac{P_V}{P_C}}$ <p>..... (C)</p> $F_{LP} = \frac{1}{\sqrt{\frac{(K_1 + K_{B1})}{890} \cdot \left(\frac{C_{V100}}{D_V^2} \right)^2 + \frac{1}{F_L^2}}}$ $F_P = \frac{1}{\sqrt{\frac{(K_1 + K_{B1} + K_2 - K_{B2})}{890} \cdot \left(\frac{C_{V100}}{D_V^2} \right)^2 + 1}}$ $K_1 = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{D_V^2}{D_{TE}^2} \right)^2 \quad \text{et} \quad K_2 = 1,0 \cdot \left(1 - \frac{D_V^2}{D_{TS}^2} \right)^2$ <p>1) $D_{TE} \neq D_{TS}$</p> $K_{B1} = 1 - \left(\frac{D_V^2}{D_{TE}^2} \right)^2 \quad \text{et} \quad K_{B2} = 1 - \left(\frac{D_V^2}{D_{TS}^2} \right)^2$ <p>2) $D_{TE} = D_{TS}$</p> $K_{B1} = 0 \quad \text{et} \quad K_{B2} = 0$ <p>F_L = Voir Tableau</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Type de vanne</th> <th>F_L</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rotative à Papillon</td> <td>0,50 à 0,80</td> </tr> <tr> <td>Soupape</td> <td>0,87 à 0,92</td> </tr> <tr> <td>Rotative 1/4 Tour à boisseau sphérique</td> <td>0,35 à 0,50</td> </tr> </tbody> </table>	Type de vanne	F_L	Rotative à Papillon	0,50 à 0,80	Soupape	0,87 à 0,92	Rotative 1/4 Tour à boisseau sphérique	0,35 à 0,50	<p>(A) Si la vanne est placée entre raccords (convergent et divergent)</p> <p>(B) Si la vanne est placée directement sur la conduite, sans raccords.</p> <p>P_1 = Pression absolue en amont de la vanne (pression d'entrée)</p> <p>F_F = Facteur de rapport de pression critique du liquide = P_V / P_C (déterminé graphiquement ou par l'équation (C))</p> <p>P_V = Pression absolue de vapeur du liquide (Bars) = $f(T^\circ \text{ du liquide})$</p> <p>$F_{LP}$ = facteur de combinaison entre F_P et F_L.</p> <p>F_P = Facteur géométrique de la conduite. Il se calcule.</p> <p>F_L = Facteur de récupération de pression. Il est donné par les courbes et tableaux des constructeurs des vannes. C'est le facteur le plus difficile à calculer.</p> <p>F_C = Pression critique absolue du fluide (Bars) (Pour l'eau $P_C = 221$ Bars, voir tableau ci-dessous)</p> <p>D_V = Diamètre de la vanne en pouce [inch]. 1 in = 25,4 mm</p> <p>C_{V100} = Coefficient de débit de la vanne pour 100% Ouverte</p> <p>K_1 et K_2 = Coefficients de pertes de charge à l'amont et l'aval des raccords</p> <p>K_{B1} et K_{B2} = Coefficients de Bernoulli d'entrée et de sortie.</p> <p>Les coefficients sont utilisés seulement dans le cas où les diamètres des tuyaux avant (D_{TE}) et après la vanne (D_{TS}) sont différents.</p> <p>D_{TE} = Diamètre du Tuyau à l'Entrée de la vanne</p> <p>D_{TS} = Diamètre du Tuyau à la Sortie de la vanne</p>
Type de vanne	F_L								
Rotative à Papillon	0,50 à 0,80								
Soupape	0,87 à 0,92								
Rotative 1/4 Tour à boisseau sphérique	0,35 à 0,50								

Tableau (VI.1) : calcul des paramètres d'une vanne de régulation

Il est nécessaire de calculer les facteurs mentionnés précédemment pour chaque type de vanne de régulation.

Les calculs nécessitent une grande quantité de données physiques, chimiques et thermodynamiques, ainsi que des courbes, des tableaux et des abaques.

Après avoir établi le diamètre de la vanne de régulation, des vérifications sont effectuées pour détecter des phénomènes susceptibles de nuire à celle-ci, tels que la cavitation, les vibrations et les bruits.

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

Après avoir terminé les vérifications, nous sélectionnerons les vannes dont le coefficient de débit est le plus proche du débit souhaité. En cas d'égalité entre plusieurs vannes, on choisit la moins chère.

VI.3. Les ventouses

Les ventouses sont installées aux extrémités des conduites et à chaque 600 mètres, sur des conduites très longues. Ils jouent le rôle de sortie et d'entrée d'air :

Au moment du remplissage, il y a une vidange d'air (désaéragage) car les poches d'air non évacuées rétrécissent jusqu'à obturation de la veine liquide.

Dégazage : La purge d'air est en marche.

L'aération est utilisée en cas de dépression afin d'éviter la succion des joints et la rupture des tubes en plastique.

Le diamètre de passage de la ventouse doit être choisi en fonction du tableau ci-dessous.

<i>Diamètre Ø int de la conduite (mm)</i>	<i>Diamètre de passage de la ventouse (mm)</i>
≤ 250mm	60-65
250à600	80-100
600à900	150
1000à1200	200
1100à1800	2 ventouses de 200 mm

Tableau (VI.2) : Diamètre de ventouse selon le diamètre de la conduite

VI.4. Les types de ventouse

VI.4.1. Les ventouses simples fonction ou purgeur (V1)

La ventouse garantit une ventilation constante des conduites. Le dégazage entraîne l'accumulation d'air dans le corps de la ventouse, ce qui maintient le flotteur de densité inférieure à 1 en position basse. Cet air est comprimé par la pression de l'eau et s'évacue par la tuyère. Ces ventouses ont une circulation d'air limitée.



Figure (VI.3) : Ventouse simple fonction

VI.4.2. Ventouse 2 fonctions (V2)

La Ventouse 2 Fonctions Air – Vide possède un passage intégral avec un seul corps. Elle est conçue pour une utilisation sur les réseaux d'eau propre, eau potable. Elle assure automatiquement les deux fonctions suivantes : Expulsion de grandes quantités d'air pendant le remplissage de la conduite.



Figure (VI.4) : Ventouse double fonction

VI.4.3. Les ventouses triples fonction (V3)

Outre la fonction de dégazage continu, la ventouse triple fonction permet :

- De libérer l'air lors du remplissage d'une canalisation.
- Aspiration d'air lors de la vidange d'une conduite.

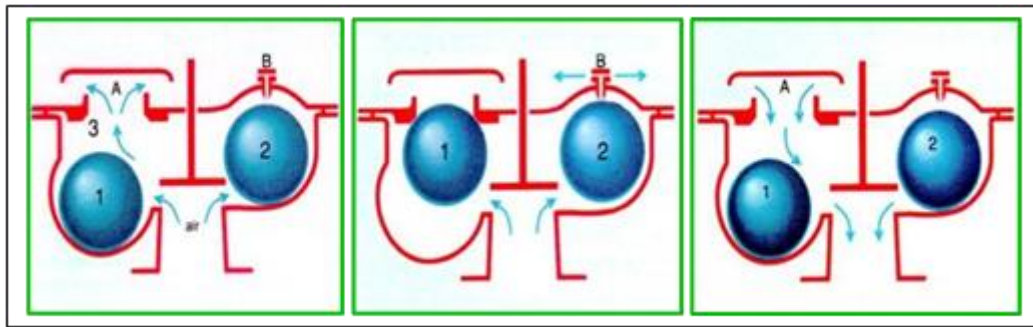


Figure (VI.5) : Fonctionnement d'une ventouse triple fonction

VI.5. Choix et dimensionnement des ventouses

VI.5.1. Choix des ventouses


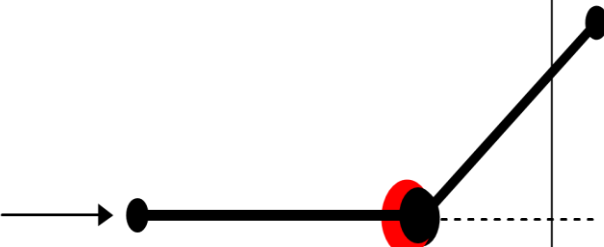
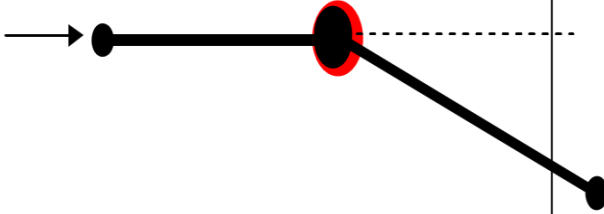
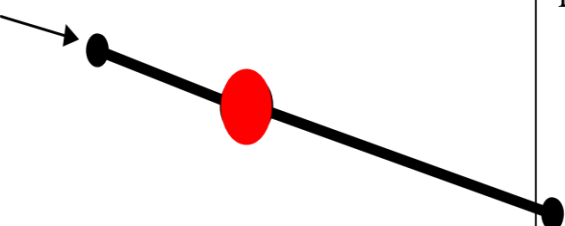
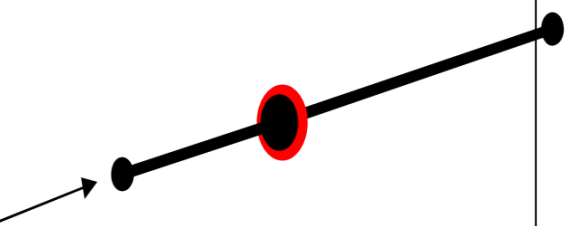
Avant de sélectionner une ventouse, il est important de comprendre certains principes, tels que ;

Les ventouses ne sont pas seulement positionnées aux points hauts d'un réseau. Elles peuvent également être positionnées sur un tronçon de conduite. Elles ne sont jamais positionnées aux points bas d'un réseau.

Une ventouse est toujours présente après une pompe, car l'écoulement est très turbulent, ce qui permet une aération.

Afin de préciser les différents types de ventouses et leur position sur le réseau, il est pertinent de consulter le tableau ci-dessous.

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

Configuration	Condition
	<p>Conduite horizontale (> 400 m) V1 ou V3.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Si V1 respecter espacement entre ventouses de 400 m • Si V3 respecter espacement entre ventouses de 400 à 600 m.
	<p>Fin d'un tuyau horizontal \Rightarrow V3</p>
	<p>Fin d'un tuyau horizontal \Rightarrow V3</p>
	<p>Longue conduite descendante (> 400 m) \Rightarrow V1 ou V3.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Si V1 respecter espacement entre ventouses de 400 m • Si V3 respecter espacement entre ventouses de 400 à 600 m.
	<p>Longue conduite ascendante (> 400 m) \Rightarrow V2 ou V3.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Respecter espacement entre ventouses de 400 à 600 m.

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

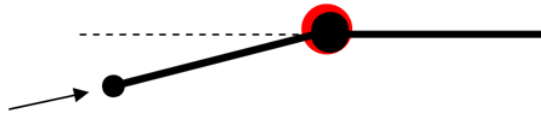
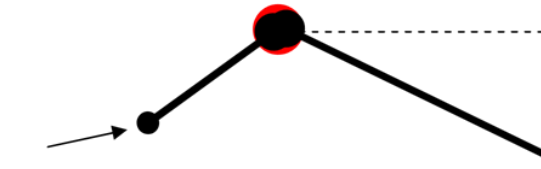
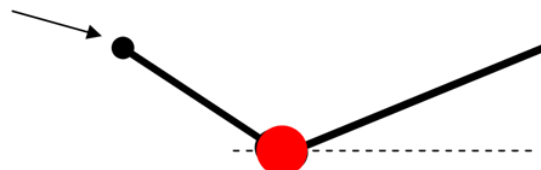
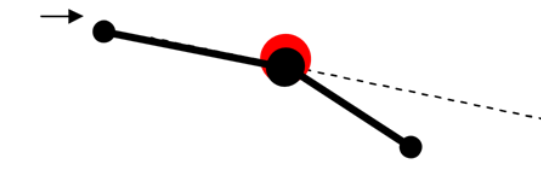
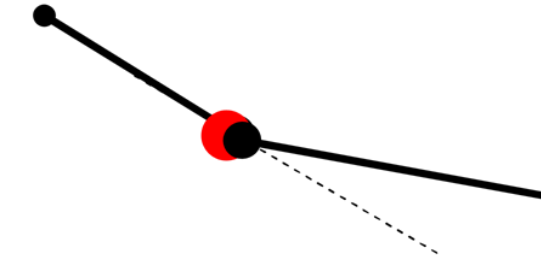
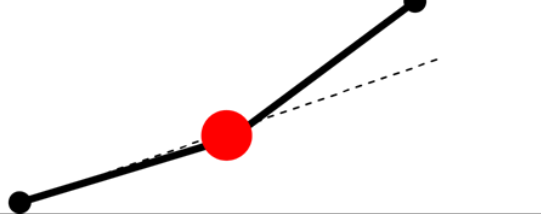
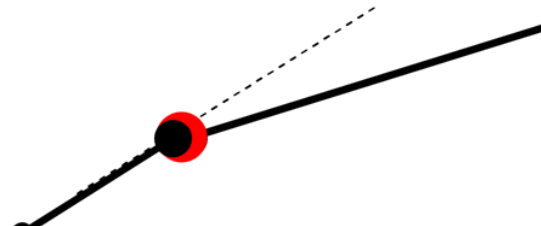
	Début d'un tuyau horizontal \Rightarrow V3
	Point haut \Rightarrow V3
	Jamais de ventouse ici. C'est l'emplacement idéal d'une vanne de vidange type sectionnement (Robinet-vanne)
	Descente \uparrow (L'angle de descente après le point considéré est $>$ l'angle de descente avant le point) \Rightarrow V3
	Descente \downarrow (L'angle de descente après le point considéré est $<$ l'angle de descente avant le point) \Rightarrow Ventouse non nécessaire
	Montée \uparrow (L'angle de montée après le point considéré est $>$ l'angle de montée avant le point) \Rightarrow Ventouse non nécessaire
	Montée \downarrow (L'angle de montée après le point considéré est $<$ l'angle de montée avant le point) \Rightarrow V2 ou V3

Tableau (VI.3) : Les types des ventouses et leur emplacement

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESOIRES HYDRAULIQUE

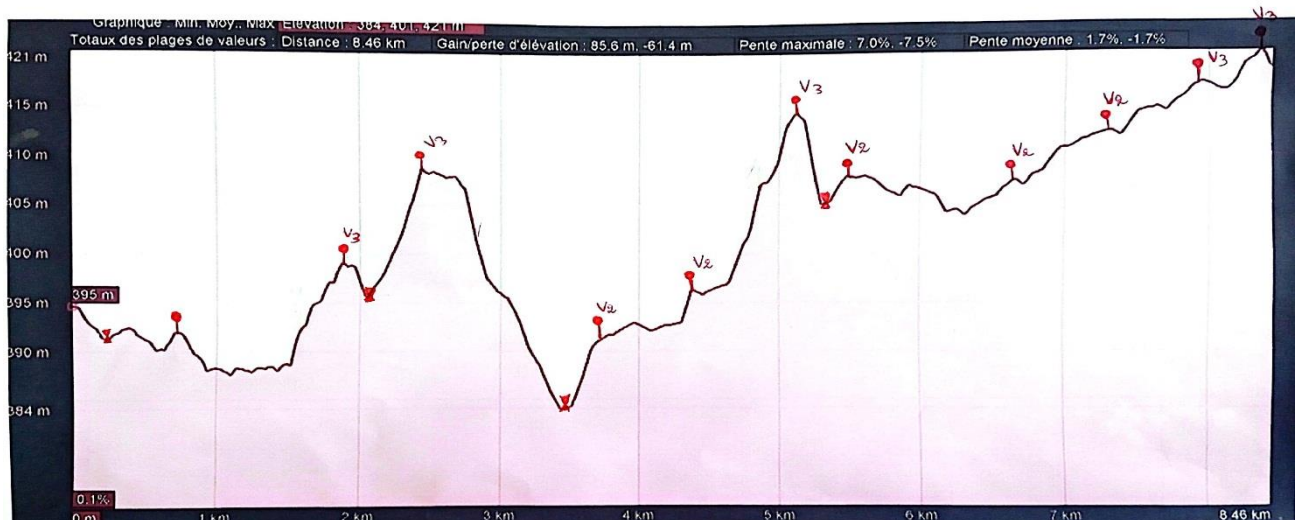


Figure (VI.6) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp1 vers sp2

Ventouse	Distance	cote
V1	724/sp1	392
V2	1156/V1	399
V3	560//V2	409
V4	1310/V3	391
V5	630/V4	396
V6	740/V5	414
V7	420/V6	408
V8	1090/V7	407
V9	e670/V8	413
V10	630/V9	417
V11	440/V10	421

Tableau (VI.4) : emplacement des ventouses tronçon sp1 vers sp2

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESOIRES HYDRAULIQUE



Figure (VI.7) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp2 vers sp3

Ventouse	distance	Cote
V1	587/sp2	427
V2	443/V1	425
V3	1060/V2	431
V4	730/V3	440
V5	470/V4	456
V6	670/V5	472

Tableau (VI.5) : emplacement des ventouses tronçon sp2 vers sp3

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESOIRES HYDRAULIQUE

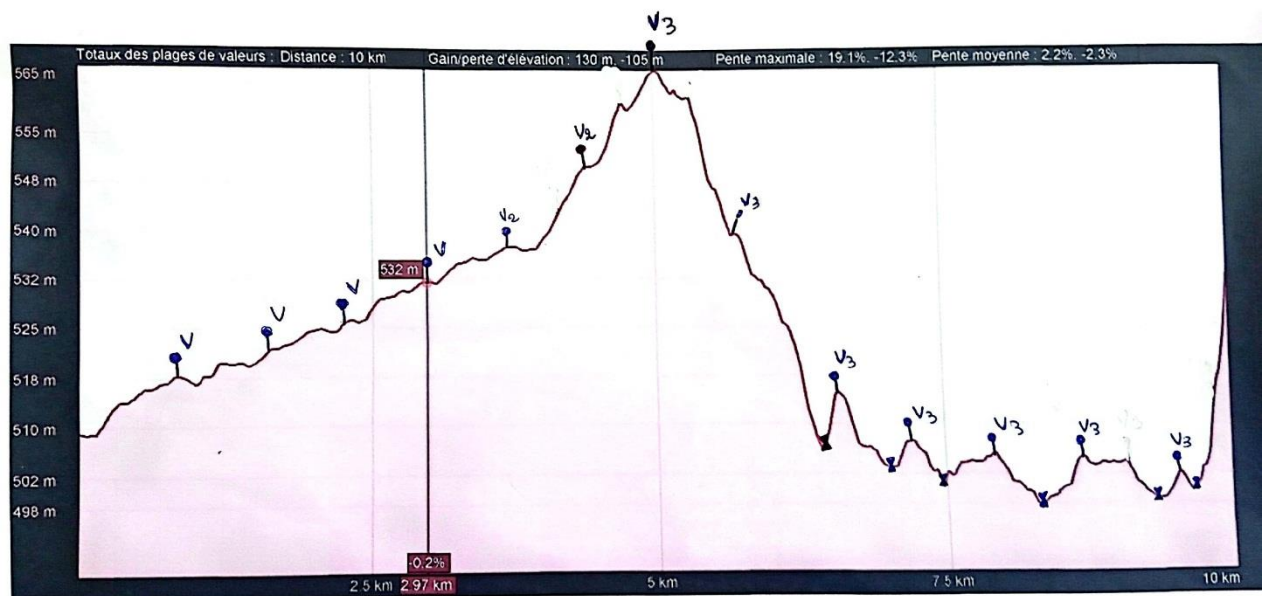


Figure (VI.8) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp3 vers sp4

Ventouse	distance	cote
V1	815/sp3	518
V2	815/v1	522
V3	660/v2	526
V4	620/v3	532
V5	770/v4	538
V6	450/v5	550
V7	600/v6	565
V8	670/v7	539
V9	910/v8	515
V10	620/v9	508
V11	730/v10	505
V12	750/v11	505
V13	860/v12	503

Tableau (VI.6) : emplacement des ventouses tronçon sp3 vers sp4

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE



Figure (VI.9) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon sp4 vers R1000

Ventouse	distance	cote
V1	703/R	626
V2	477/v1	598
V3	410/v2	535

Tableau (VI.7) : emplacement des ventouses tronçon sp4 vers R1000

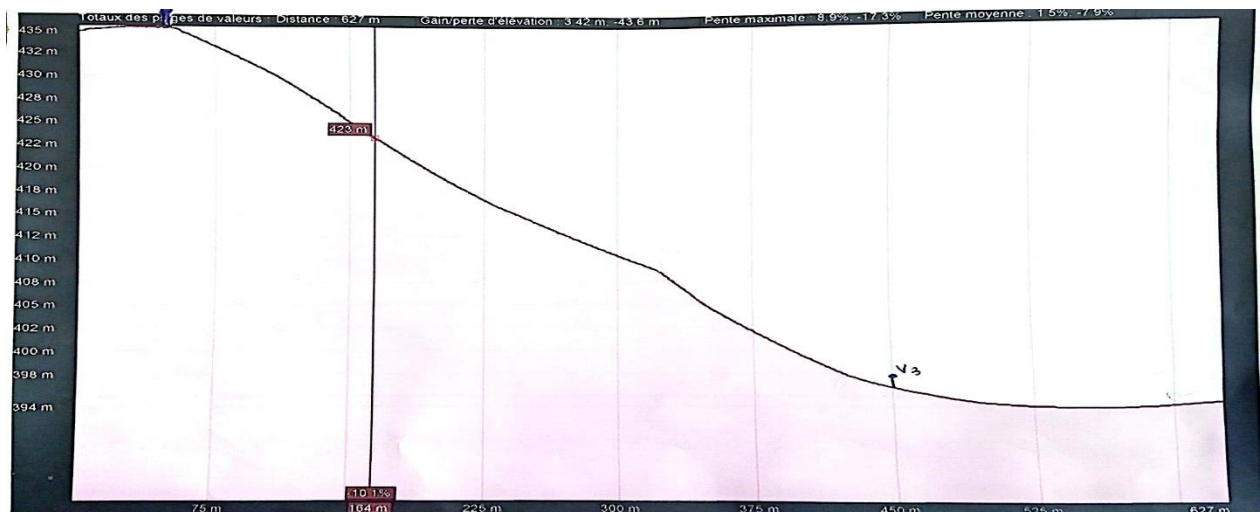


Figure (VI.10) : Emplacement des ventouses et vidange pour tronçon Barrage vers sp1

Ventouse	Distance	Cote
V1	450/Barrage	396

Tableau (VI.8) : emplacement des ventouses tronçon Barrage vers sp1

Chapitre VI CHOIX ET DIMENSIONNEMENT DES ACCESSOIRES HYDRAULIQUE

Vidange	distance	Cote
V1	268/sp1	389
V2	1772/v1	396
V3	1430/v2	384
V4	1850/405	405

Tableau (VI.9) : emplacement des vannes de vidange tronçon sp1 vers sp2

Vidange	Distance	Cote
V1	817/sp2	421
V2	1003/v1	427
V3	680/v2	429

Tableau (VI.10) : emplacement des ventouses tronçon sp2 vers sp3

Vidange	distance	Cote
V1	5430/sp3	506
V2	1640/v1	504
V3	330/v2	501
V4	890/v3	498
V5	1080/v4	499

Tableau (VI.11) : emplacement des ventouses tronçon sp3 vers sp4

**Chapitre VII :
pose de conduite**

VII.1. Introduction

Une installation efficace de tuyau nécessite bien plus que de simplement recouvrir le tuyau.

Un tuyau enterré est une structure qui combine les caractéristiques du tuyau et les caractéristiques du sol qui l'entoure.

Il y a deux catégories de tuyaux, rigides et souples. Il est nécessaire que la partie inférieure du tuyau soutienne le tuyau rigide. Il est nécessaire de maintenir le tuyau flexible à la fois sur le fond et sur les côtés du tuyau.

Il est primordial d'avoir un bon support du sol pour assurer les performances des deux types de tuyaux, et il est crucial d'effectuer une inspection adéquate de l'installation des tuyaux afin d'obtenir le support nécessaire. La vérification d'un bon support du sol implique de vérifier :

- Le sol est adapté aux parois des tranchées et aux fondations.
- La composition du sol pour le lit de pose, l'enrobage et le remblai
- La distribution du sol autour des conduits
- La densité du sol entourant le tuyau

E. La forme ovale du tuyau flexible.

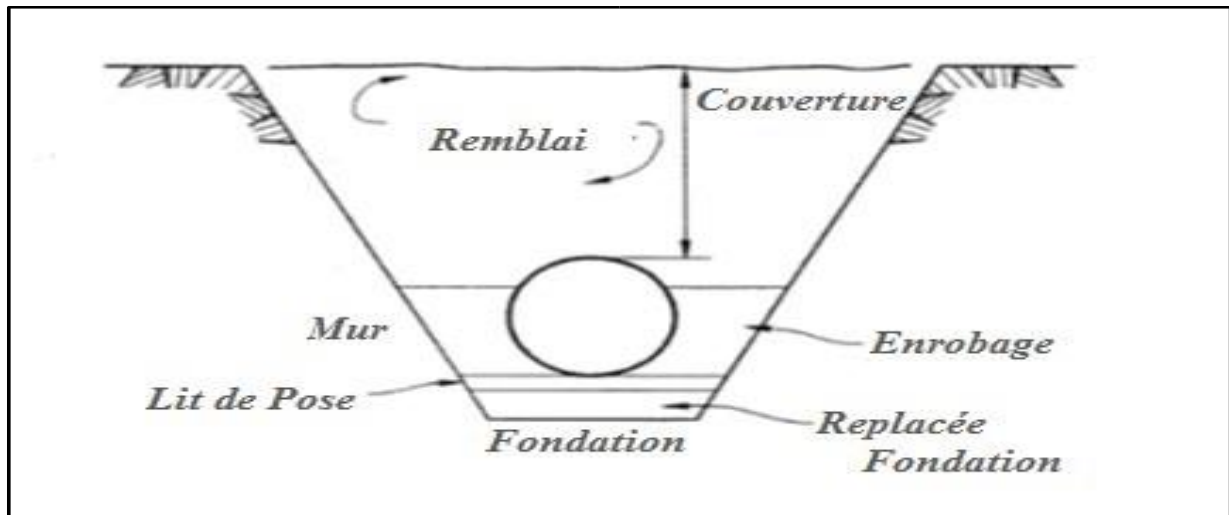
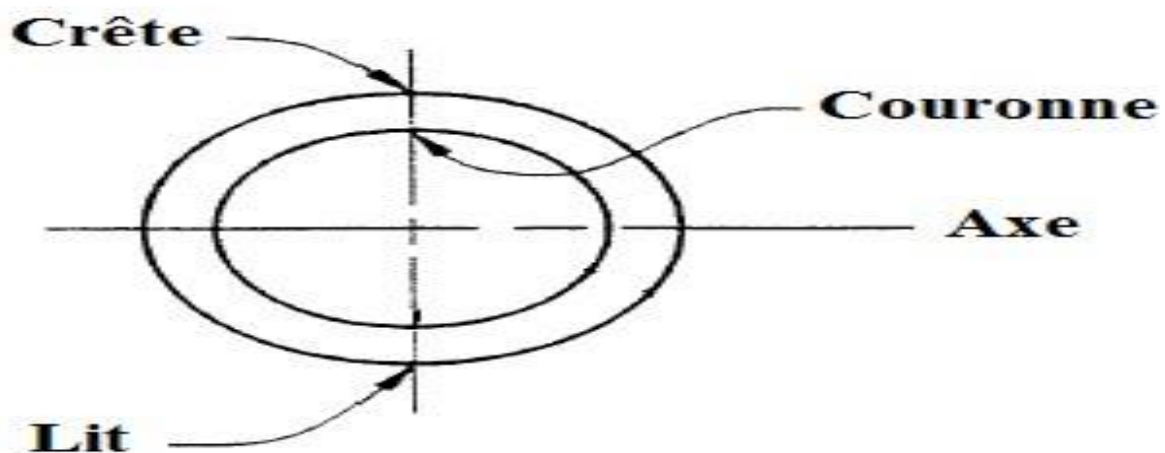
VII.2. Le tuyau rigide ^[10]

Le tuyau rigide a été développé dans le but de transférer la charge de remblai entre le tuyau et la fondation située sous le tuyau. Il est essentiel que les parois des tuyaux soient assez solides pour supporter cette charge.

Il est également essentiel d'avoir un support de sol adéquat sous le fond du tuyau afin de préserver la pente du tuyau. La présence d'un support continu et homogène sous la conduite prévient le tassement inégal de celle-ci.

En cas de surcharge d'un tuyau rigide ou d'une répartition incorrecte de la charge autour du tuyau, il existe un risque de fissuration. Dans le domaine industriel, on retrouve les différentes catégories de tuyaux rigides :

- Tuyau en béton armé .
- Tuyau en fonte ductile de diamètre inférieur à 500 mm.
- Tube cylindrique en béton armé avec une âme en tôle.

Figure (VII.1) : Terminologie d'une tranchée ^[10]Figure (VII.2) : Détails d'un tuyau ^[10]

VII.3. Tuyau flexible ^[10]

La conception du tuyau flexible vise à transférer la charge sur le tuyau, au sol, en utilisant les côtés du tuyau. Augmentation de la charge sur le tuyau entraîne une diminution du diamètre vertical du tuyau et une augmentation du diamètre horizontal. Le sol résiste à l'augmentation du diamètre horizontal sur les côtés du tuyau. Le sol doit présenter une résistance adéquate afin d'éviter tout déplacement significatif du tuyau. En fonction du type de tuyau, la déflexion (ovalisation) autorisée varie de 2 à 7,5 %. On exprime la déflexion en pourcentage et on la calcule en utilisant l'équation suivante :

Le taux de déviation équivaut au changement de diamètre $\times 100$ / Diamètre initial.

Il est crucial d'avoir un support approprié du sol sur les côtés du tuyau afin d'assurer une

performance optimale. L'excès de déformation du tuyau peut entraîner l'effondrement du tuyau ou entraîner des fissures dans les revêtements protecteurs et les garnitures de tuyauterie métalliques, ce qui pourrait entraîner des problèmes de corrosion.

Il est également essentiel d'avoir un support de sol adéquat sur le fond du tuyau afin de maintenir le niveau du tuyau et de garantir un support homogène. Au sein de l'industrie, il existe différents types de tuyaux flexibles :

- Conducteurs en acier
- Tube en béton précontraint
- Conducteur en fonte ductile de plus de 500 mm de diamètre
- Tuyau en métal ondulé (TMO), en acier ou en aluminium.
- Tuyau en PVC (polychlorure de vinyle)
- Tuyau en PRV (fibre de verre)
- Récipient en polyéthylène (PE)

VII.4. Type et distribution du sol ^[10]

Le sol utilisé autour d'un tuyau enterré doit :

1. Être conforme aux normes mécaniques,
2. Être en contact étroit et complet avec le tuyau.

VII 4.1. Fondation ^[10]

Le matériau utilisé sous le tuyau est appelé la fondation. Lorsque les fondations ne sont pas adaptées, il est nécessaire de les retirer à une profondeur minimale de 150 mm (6 po) et de les remplacer par du matériau adéquat. Dans certaines situations, il peut être nécessaire de retirer de 1 à 1,5 m (3 à 5 pi) ou plus de matériel.

VII .4.1.1. Les fondations inappropriées pour la confection des tranchées ^[10]

A. Matériel potentiellement expansif

- Schiste
- Mudstone
- Silicate
- Argile

- Argile à texture grasse, sèche et compacte (voir Classification des sols unifiés, ASTM D2487, USBR 5000).

B. Sols mous et instables

- Des sols extrêmement humides qui se déversent dans l'excavation
- Des sols à faible densité
- Des formations de tourbe ou d'autres matières organiques OL et OH (voir Système de classification unifiée du sol, ASTM D2487, USBR 5000).

VII.4.2. Lit de pose ^[10]

La couche de matériau non compacté est utilisée pour installer les tuyaux rigides et flexibles, avec une épaisseur de 100 mm pour les tuyaux de 300 à 1350 mm de diamètre et de 150 mm pour les diamètres supérieurs à 1350 mm. Le tuyau est posé directement sur cette couche, mais son tassement varie en fonction du sol, du type et du diamètre du tuyau. L'épaisseur du lit de pose doit être déterminée par des essais avant le début des travaux, et toute compactation excessive nécessite son remplacement ou une scarification.

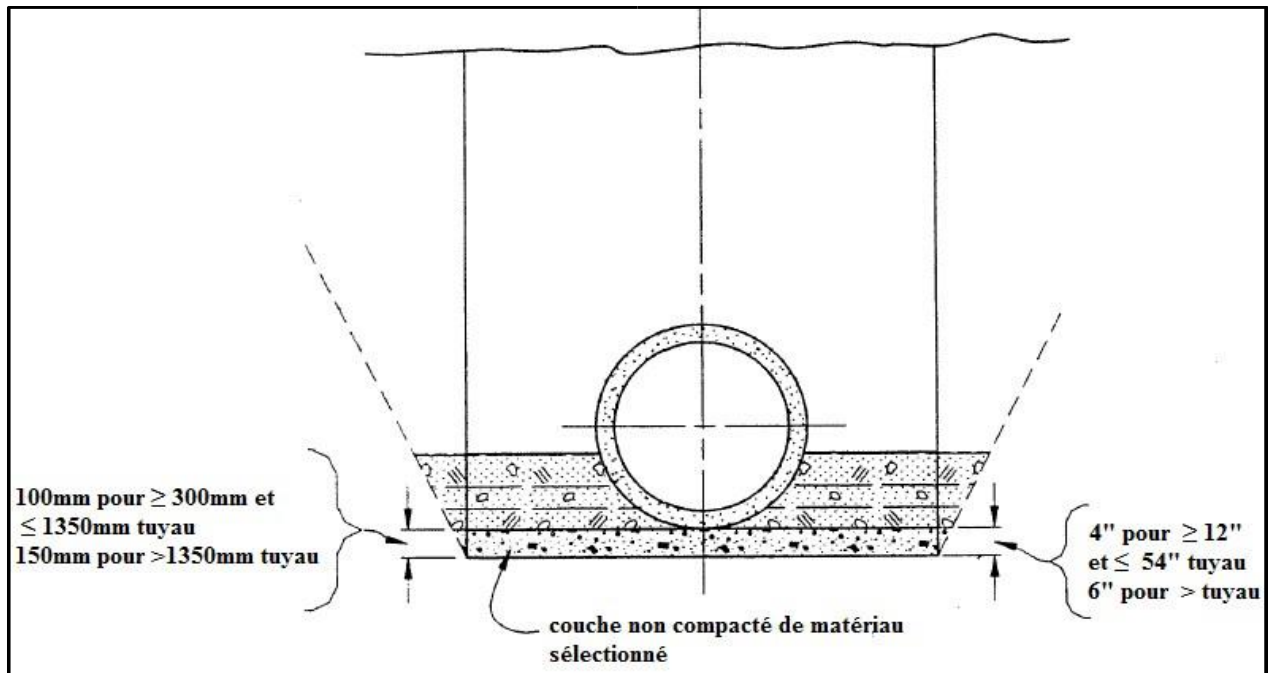


Figure (VII.3) : Lit de pose (Bedding) ^[10]

VII .4.3. L'enrobage et l'obligation de compactage des tranchées ^[10]

Après avoir installé le tuyau au-dessus de la couche non compactée du lit de pose (lit de sable), il est nécessaire de compacter le sol d'enrobage à côté du tuyau jusqu'à atteindre la hauteur indiquée.

Le matériau à utiliser pour l'enrobage doit être sélectionné et précisé, et il doit être compacté à une densité relative d'au moins 70 %. Il est essentiel de garantir que le sol dans la zone d'enrobage, en particulier les ailes, reçoive un effort de compactage adéquat pour répondre à l'exigence de densité relative de 70% lors de l'installation des tuyaux.

Le sol d'encastrement est situé à une hauteur de 0,37 du diamètre extérieur du tuyau pour les tuyaux rigides. Le sol d'enrobage (d'encastrement) est posé à une hauteur de 0,7 du diamètre extérieur du tuyau pour les tuyaux flexibles.

Il est important d'utiliser un sol sans cohésion et drainant, comme des sables et des graviers propres, comme matériau de sélection. De la même manière que le « pourcentage de Proctor » permet de réguler le compactage des sols cohérents (argiles, etc.), la densité relative permet de réguler le compactage des sols non cohérents.

Il est possible de compacter l'ancrage de différentes manières tant que le critère de densité relative de 70% est respecté. En cas d'utilisation de pilons ou de rouleaux, l'élévateur compacté ne peut pas excéder 150 mm (6 po). Il est interdit d'utiliser des tracteurs à chenilles ou des vibreurs de surface si l'élévateur compacté dépasse 300 mm (12 po). Le manque ou

l'excès d'humidité dans le sol peut ralentir le processus de compactage.

Il est possible qu'il soit nécessaire de modifier la quantité d'eau afin de trouver la meilleure humidité pour le compactage. Pour les tuyaux de grand diamètre, la saturation et la vibration interne peuvent être une méthode extrêmement efficace pour densifier le sol dans la zone du renflement.

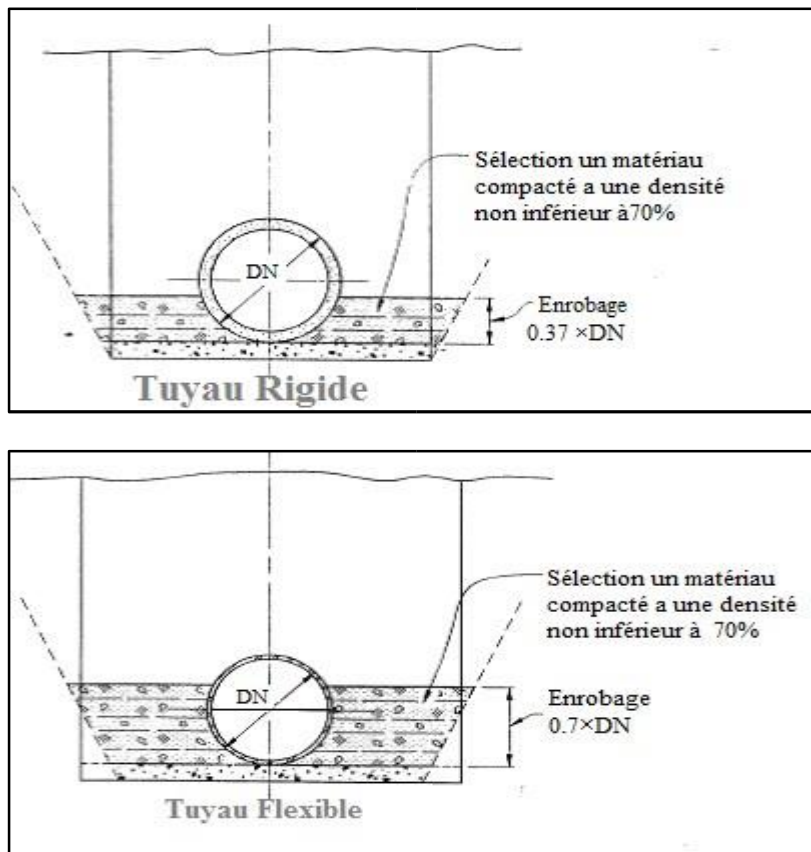


Figure (VII.4) : Zone d'enrobage ^[10]

La méthode privilégiée par de nombreux entrepreneurs pour compacter les sols sans cohésion et drainants est la saturation et la vibration interne. Cette technique est particulièrement performante pour renforcer un ascenseur d'une épaisseur de plusieurs pieds, mais l'épaisseur de l'élévateur compacté ne peut pas dépasser la longueur du vibreur. Pour les entrepreneurs qui ne sont pas familiarisés avec cette technique de compactage, il est fréquent qu'ils investissent beaucoup de temps et d'efforts dans l'exploration de la combinaison optimale entre le sol, l'eau, l'équipement et la technique. De plus, en cas d'utilisation excessive d'eau, le tuyau peut flotter.

Pour les tuyaux flexibles de plus de 1350 mm (54 po) de diamètre ou les tuyaux rigides de plus de 2700 mm (108 po), il est nécessaire de compacter le matériau utilisé pour l'encastrement en deux ou plusieurs parties. Il est possible de procéder afin de garantir que le matériau choisi soit compacté à une densité relative d'au moins 70% dans les jarrets du tuyau. Il est compliqué d'incliner manuellement les vibrateurs sous les jarrets du tuyau pour un tuyau de grand diamètre. De nombreux entrepreneurs ont développé des équipements mécaniques afin de garantir la compaction de la zone de renfort.

Il est également important de restreindre l'épaisseur des remontées mécaniques car la vérification de la densité dans le jarret après que l'encastrement se situe à plusieurs pieds au-dessus de la zone du jarret demande une excavation importante.

VII.5. Dimensions d'une tranchée ^[10]

Il est essentiel de vérifier attentivement les dimensions de la tranchée, la largeur minimale d'installation, la pente des parois de la tranchée, la profondeur de la tranchée et le dégagement du tuyau flexible.

VII.5.1. Largeur minimale d'une tranchée ^[10]

On définit une largeur minimale de tranchée, W, afin de garantir une distance minimale entre le tuyau et la paroi de la tranchée. Il est nécessaire d'avoir un dégagement adéquat afin de pouvoir inspecter les joints des tuyaux, compacter correctement le sol et effectuer des tests de densité sur le terrain lors de l'enrobage. Cela revêt une importance particulière lorsque les parois de la tranchée sont en pente.

VII.5.2. Largeur minimale des tranchées ^[10]

La taille minimale diffère selon les trois (3) catégories de tranchées.

Tableau (VII.1) : Sur largeur minimale (Clearance). ^[10]

Type de tranchée	Sur largeur minimale
1	25cm pour 300 à 450 mm D _{int} 45cm <450 mm D _{int}
2	1×DN
3	2× DN

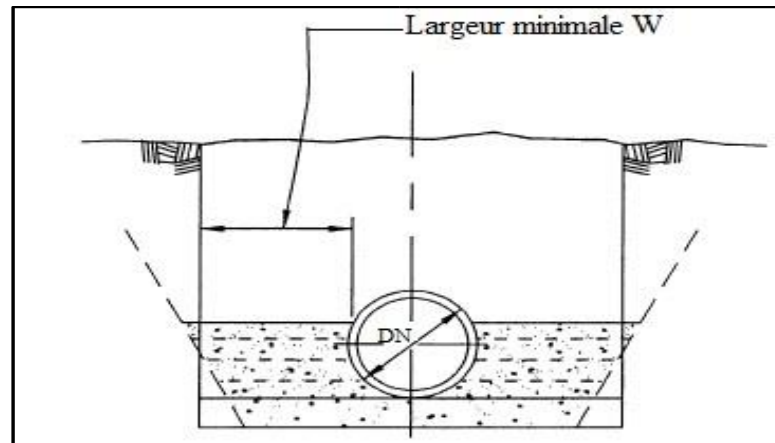


Figure (VII.5) : Largeur d'une tranchée ^[10]

VII.5.2.1 Type de tranchée 1 sur largeur ^[10]

Les matériaux couramment utilisés pour les murs de tranchées sont de la roche, tels que le claystone, le mudstone ou le siltstone. Les sols sont également fortement cimentés, même s'ils sont de faible densité : les sables et les graviers avec une densité relative in situ de 70 % ou plus. De plus, les matériaux silteux ou argileux présentent des densités in situ de 95 % ou plus élevées que le Proctor maximum sec.

VII.5.2.2. Type de tranchée 2 ^[10]

Il serait possible d'inclure des sols limoneux ou argileux dont la densité in situ est de 85 % de la densité sèche maximale de Proctor ou supérieure à 95 %, ou des sols sans cohésion dont la densité relative in situ est comprise entre 40 et 70 %.

VII.5.2.3. Le type de tranchée 3 ^[10]

La tourbe ou d'autres sols organiques, les limons élastiques (MH), les sols silteux ou argileux de faible densité (moins de 85% de la densité sèche maximum Proctor) ou les sols non cohérents de faible densité (densité inférieure à 40%) pourraient être classés dans cette catégorie.

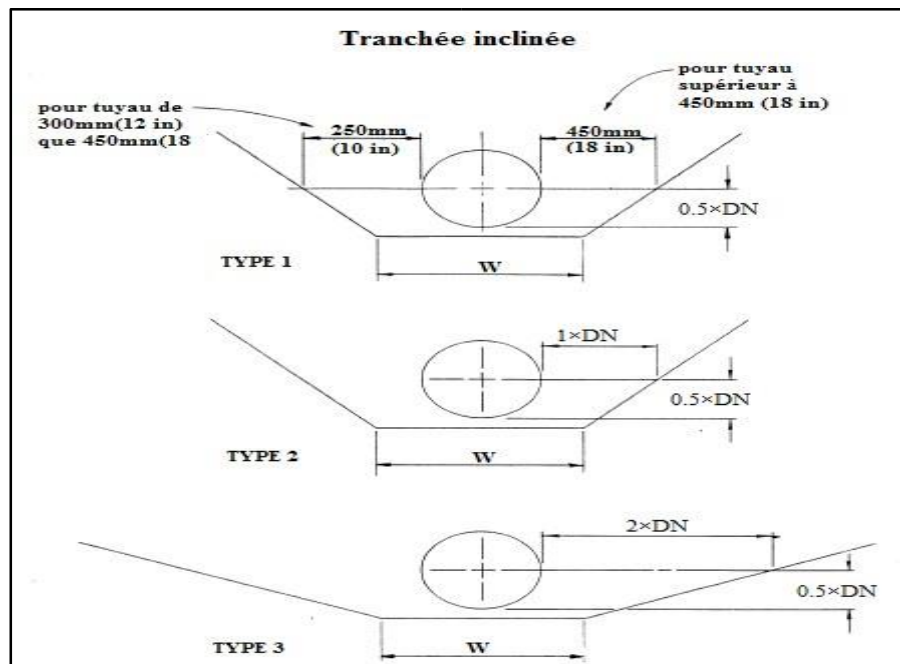


Figure (VII.6) : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée inclinée ^[10]

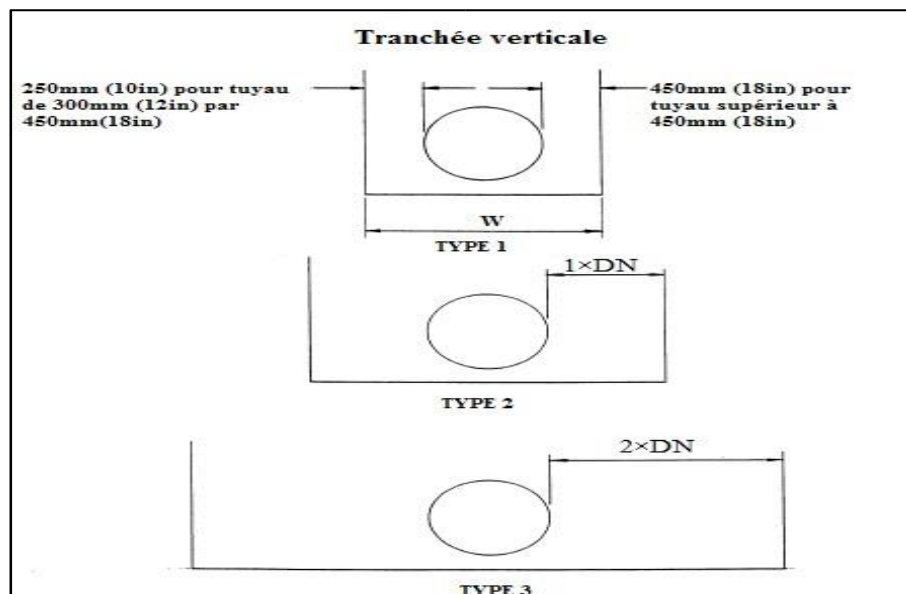


Figure (VII.7) : Détails des sur-largeurs en fonction du type de la tranchée verticale ^[10]

VII.5.3. Dimensionnement des tranchées ^[10]

Pour évaluer la taille d'une tranchée, il est nécessaire de définir les paramètres suivants :

- La taille minimum du tuyau. L'effet des surcharges d'exploitation fixes (chaussée goudronnée, bâtiments, maisons,...) ou mobiles (voitures, camions, train, avion,...) serait plus élevé à mesure que la profondeur diminue, ce qui entraînerait un risque de casse de la conduite.
- La plus grande profondeur du tuyau. L'effet du poids des remblais sur la conduite augmenterait à mesure que la profondeur augmente.
- L'efficacité anti-gel. En présence de neige et afin d'éviter le gel de l'eau à l'intérieur des conduites, une profondeur de protection antigel de l'ordre de 0,8m est généralement utilisée.
- La taille. Les largeurs recommandées dans les catalogues pour les tuyaux flexibles peuvent ne pas être adéquates.
- La forme. Pour assurer la stabilité du système tranchée-tuyau, il est possible d'opter pour une forme rectangulaire, trapézoïdale ou l'une des deux. Parfois, cette forme est utilisée lorsque les travailleurs sont exposés au risque d'éboulement des terres. Selon les règles concernant la sécurité des travailleurs, il est strictement interdit d'avoir une tranchée rectangulaire (parois verticales) de plus de 1,3m de profondeur, peu importe le matériau des tuyaux et le type de sol utilisé. Pour le calcul des dimensions des tranchées, la méthode recommandée par l'American Water Works Association est utilisée.

- **Remarque**

La largeur de la tranchée doit permettre la pose des conduites ainsi que l'espace nécessaire pour les opérations telles que la création des joints, les assemblages, les blindages et le compactage des différentes couches constituant les zones d'enrobage et de remblai. Chaque zone nécessite un compactage spécifique, avec des moyens et une intensité déterminée, généralement indiqués dans la littérature technique selon le type de sol. Le compactage doit être mécanique et contrôlé, jamais manuel. Il est crucial de porter une attention particulière au dimensionnement des tranchées aux points de passage comme les cours d'eau, les conduites de gaz, d'assainissement ou de fibre optique

VII.6. Dimensions des tranchées du projet en cours ^[10]

Le tableau ci-dessous présente les dimensions grossières des tranchées destinées à accueillir les tuyaux PE.

Il est nécessaire d'analyser en profondeur les méthodes de compactage, les contraintes liées aux surcharges mobiles et permanentes, ainsi que les poids des remblais, en se basant sur les théories et les mesures de Martson 1913, Spangler 1941 et Watkins 1967 [Moser].

On ne connaît pas de manière précise les données géotechniques du sol en place, ni les méthodes de compactage. Les dimensions des tranchées seront donc déterminées en fonction du type de tranchée.

Tableau (VII.2) : Les dimensions grossières des tranchées. ^[10]

Type de tranchée	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (m)	E (m)	α
Type 1	250 si DN < 450 450 si DN > 450	0,7 DN	100	1,3	2 à 6	30 ° si Sables fins 45° si Rochers compacts
Type 2	1 x DN	0,7 DN	100	1,3	2 à 6	30 ° si Sables fins 45° si Rochers compacts
Type 3	2 x DN	0,7 DN	100	1,3	2 à 6	30 ° si Sables fins 45° si Rochers compacts

Note : La sélection du type de tranchée 1,2 ou 3, ne peut être effectuée qu'après une analyse géotechnique approfondie.

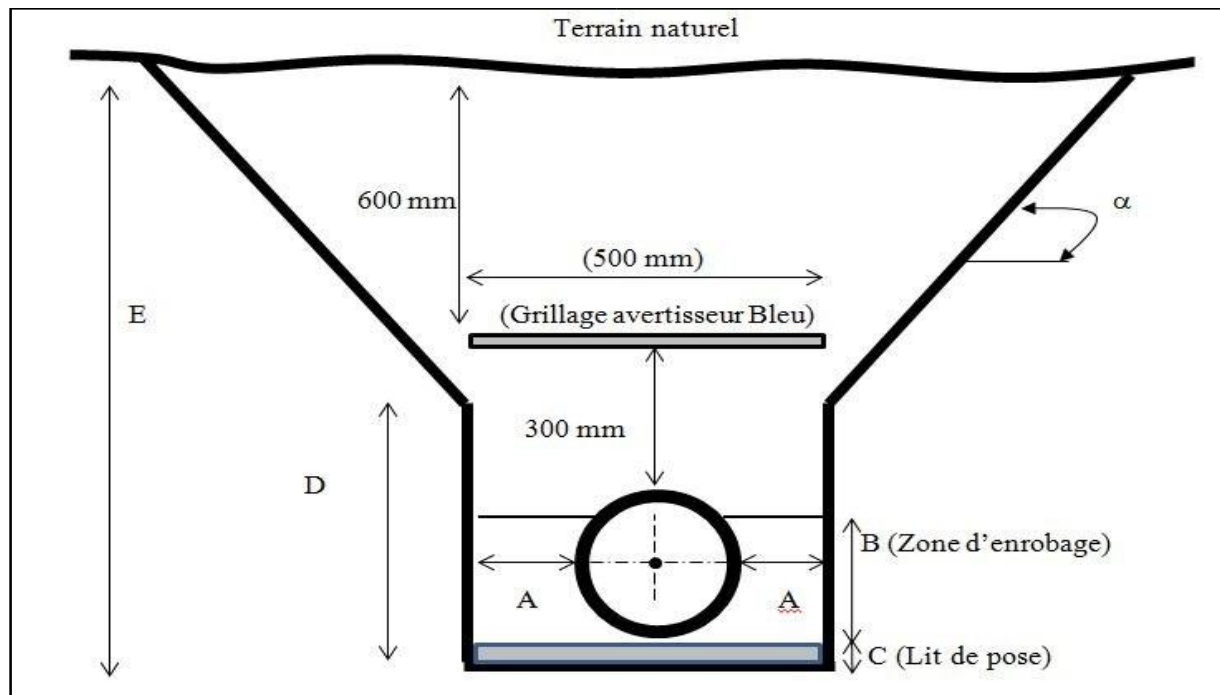


Figure (VII.8) : Schéma général de la tranchée adoptée pour le PFE ^[10]

VII.6.1. Dimensions et forme de la tranchée en cas d'intersection avec d'autres réseaux ^[10]

Il est recommandé de respecter la disposition suivante lorsque plusieurs types de réseaux se rencontrent (eau potable, assainissement, gaz, téléphone, électricité), en accordant une grande importance au grillage avertisseur dont la couleur correspond à la couleur standard des différents réseaux. Le grillage sera installé dans le remblai secondaire à une hauteur de 600 mm en dessous du terrain terminé. Quoi qu'il en soit, il sera placé à une altitude de 300 mm par rapport à la génératrice supérieure du tube. De plus, il est nécessaire que la largeur du grillage avertisseur soit de 500 mm pour les tuyaux de diamètre inférieur à 500 mm. Plusieurs bandes de grillage avertisseur de largeur unitaire de 500 mm sont jointes pour les diamètres supérieurs à 500 mm.

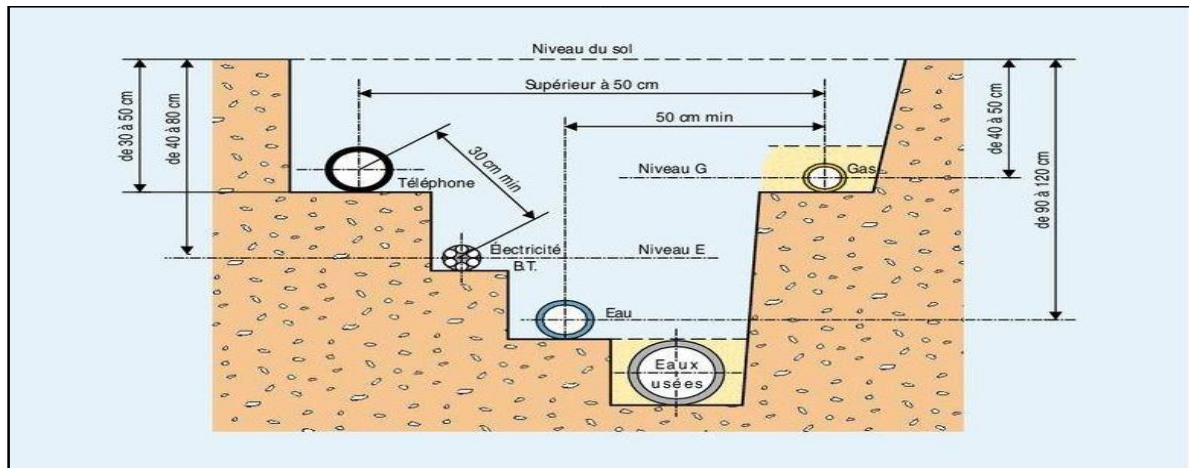


Figure (VII.9) : Schéma de croisement des différents réseaux. ^[10]

VII.6.2. Détails de la tranchée en cas de franchissement d'un cours d'eau ^[10]

Pour traverser un fleuve, il est possible de construire un pont et de placer la conduite en dessous, en dessus ou en dehors, ou bien de creuser une tranchée sous le lit du fleuve.

Le premier est plus facile à réaliser, mais économiquement, il est très coûteux, à moins qu'il n'y ait déjà un pont. La deuxième option présente des difficultés techniques en raison de l'ajout de nouveaux paramètres à la liste initiale des facteurs de dimensionnement. Ces contraintes supplémentaires sont les suivantes :

- Risque de détérioration, de déstabilisation et de rupture de la conduite suite à l'érosion du lit du cours d'eau.
- Pour calculer le poids du remblai, il est nécessaire d'inclure le poids de l'eau du cours d'eau. La présence de l'eau du cours d'eau (poussée d'Archimède) peut entraîner une flottaison de la conduite.

Donc, il est essentiel de porter une attention particulière au problème de franchissement des cours d'eau par tranchée. Lorsqu'on franchit un cours d'eau par un pont, il est primordial de prendre soin de protéger la conduite en PE contre les effets néfastes des rayons UV (soleil). Effectivement, les conduites en plastique (PE, PVC, PRV) sont extrêmement résistantes aux rayons UV. Les réactions sont possibles :

- Réduction de la résistance initiale
- Risque de fissures
- La dilation thermique des tuyaux en plastique posera un défi quant à la sélection et à la dimension des supports mécaniques de fixation, qui assureront la stabilité et la tenue des tuyaux en PE sur ou sous le pont.

Chapitre VIII
Dimensionnement du réseau de distribution

VIII.1. Introduction

La phase de distribution représente l'étape finale essentielle dans la mise en œuvre d'un projet d'approvisionnement en eau potable. Il est impératif que sa conception soit conforme non seulement aux besoins immédiats mais aussi à ceux à long terme des bénéficiaires, Ce chapitre est dédié à l'analyse et au calibrage du réseau de distribution afin d'assurer une fourniture en eau constante et suffisante pour satisfaire l'ensemble des requêtes des usagers.

VIII.2. Classification du réseau de distribution ^[5]

La catégorisation des réseaux de distribution d'eau s'établit sur la base des connexions entre les divers segments du système. On distingue principalement deux grandes catégories de réseaux :

VIII.2.1. Réseau ramifiés

Le réseau ramifié se distingue par un flux unidirectionnel de l'eau, partant des canalisations primaires vers les secondaires et enfin les tertiaires. Dans ce système, l'eau parvient à chaque point de distribution uniquement par une seule voie. Ce modèle est avantageux sur le plan économique, mais il comporte des désavantages significatifs, notamment l'absence de circuit de retour pour l'eau et une vulnérabilité accrue. Par exemple, si une canalisation principale venait à se rompre, cela entraînerait une coupure d'eau pour tous les usagers situés en aval de la brèche. ^[5]

VIII.2.2. Réseaux maillé ^[5]

Un réseau maillé est une topologie de réseau où tous les hôtes sont connectés pair à pair sans hiérarchie centrale, formant ainsi une structure en forme de filet. Les réseaux maillés sont une approche intéressante pour la distribution d'eau. Voici quelques points importants à retenir :

- **Redondance et Sécurité** : Dans un réseau maillé, chaque point peut être alimenté en eau à partir de plusieurs côtés. Cela signifie qu'en cas de rupture d'une conduite, il est possible d'isoler cette section sans perturber l'approvisionnement en eau des abonnés situés en aval. La redondance améliore la fiabilité du système.

- **Répartition uniforme des pressions et des débits :** Grâce à la boucle formée par les conduites, les pressions et les débits sont plus uniformément répartis dans tout le réseau. Cela évite les zones de surpression ou de sous-pression.
- **Complexité et coûts :** Cependant, la mise en place d'un réseau maillé est plus complexe que celle d'un réseau linéaire. Il faut planifier soigneusement les connexions et les débits pour assurer un équilibre optimal. De plus, le coût initial est généralement plus élevé en raison du nombre accru de conduites nécessaires.

VIII.2.3. Réseaux mixte

Les réseaux mixtes sont en effet similaires aux réseaux maillés, mais ils intègrent également des ramifications pour répondre aux besoins spécifiques d'alimentation de certaines zones isolées de la ville. En d'autres termes, les réseaux mixtes combinent la redondance et la sécurité des réseaux maillés avec la flexibilité nécessaire pour desservir des zones particulières. Cela permet d'optimiser l'approvisionnement en eau tout en tenant compte des contraintes géographiques et des besoins locaux. ^[5]

VIII.2.4. Réseau étagé

Les réseaux étagés sont spécifiquement utilisés dans des zones où la topographie est particulièrement accidentée. Ils sont conçus pour faire face aux défis posés par des terrains complexes et difficiles. En d'autres termes, ces réseaux adaptent leur structure en fonction de la géographie locale, permettant une distribution efficace de l'eau même dans des conditions difficiles. ^[5]

VIII.3. Conception d'un réseau de distribution

VIII.3.1. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif d'un réseau de distribution d'eau, il est essentiel de prendre en compte plusieurs facteurs. Voici les points importants à considérer :

- **Minimiser les passages difficiles :** Lors de la planification du tracé, il est important de réduire au maximum les passages difficiles tels que les traversées de routes, les

ravines, etc. Ces obstacles peuvent compliquer l'installation des conduites et entraîner des coûts supplémentaires.

- **Eviter les pentes trop fortes** : Les pentes abruptes peuvent poser des problèmes d'ancrage des tuyaux. Il est préférable de choisir des zones où les pentes sont plus douces pour faciliter la pose et la stabilité des conduites.
- **Eviter les zones rocheuses** : Si le tracé passe par des zones rocheuses, il sera nécessaire de creuser une tranchée pour y installer les conduites. Cela peut être coûteux et complexe. Privilégier des zones sans rochers facilitera la mise en place du réseau.
- **Préférer les zones accessibles** : Opter pour des zones le long de chemins existants (routes, sentiers, etc.) permet de réduire les coûts d'accès et de maintenance. De plus, ces zones sont souvent plus faciles à atteindre pour les équipes d'entretien.
- **Problèmes de propriété de terrain et d'autorisation** : Il est essentiel de résoudre les problèmes liés à la propriété des terrains et d'obtenir les autorisations nécessaires pour creuser et installer les conduites. La collaboration avec les propriétaires fonciers et les autorités locales est indispensable.

En résumé, le choix du tracé doit tenir compte à la fois des contraintes techniques, géographiques et administratives pour assurer un réseau de distribution d'eau efficace et fiable.

VIII.3.2. Choix des conduites de distribution

Pour choisir le matériau approprié pour la construction des conduites, il est important de tenir compte des critères suivants :

- Le diamètre
- La pression de service requise
- Les conditions de pose et de transport
- Le coût
- La durabilité

- La disponibilité sur le marché

Dans notre cas, nous avons opté pour des conduites en PEHD en raison de leurs propriétés mécaniques et hydrauliques et les caractéristiques topographiques telles que le relief, le type de sol de la zone d'étude.

VIII.3.3. Les équipements de réseau de distribution

Dans les réseaux de distribution, les canalisations sont constituées de :

- **Conduites principales** : Elles partent d'un réservoir ou d'une station de pompage et approvisionnent les conduites secondaires.
- **Conduites secondaires** : Elles relient les conduites principales aux branchements.

Éléments additionnels :

- **Robinets vannes** : Ils sont situés à chaque nœud pour isoler les tronçons du réseau lors de réparations. Leur manipulation se fait depuis le sol à l'aide d'une clé spéciale, introduite dans une bouche à clé sur le trottoir.
- **Bouches ou poteaux d'incendie** : Raccordés aux conduites capables de fournir un débit minimal de 17 l/s avec une pression de 10 m (1 bar). Ils sont installés en bordure de trottoir, espacés de 200 à 300 m selon les risques.
- **Clapets** : Ils empêchent le reflux de l'eau et peuvent servir de soupapes pour réduire les chocs dus à la pression.
- **Ventouses** : Placées aux points les plus hauts pour éviter la formation de vide et permettre l'entrée d'air lors de la vidange.
- **Régulateurs de pression** : Ils ajustent la pression du réseau selon les besoins.
- **Robinets de vidange** : Placés aux points les plus bas pour permettre la vidange, généralement dans des regards en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Elles adaptent les conduites au tracé prévu.

- **Tés** : Ils permettent de raccorder des conduites de différents diamètres, avec un cône de réduction si nécessaire.

- **Coudes** : Utilisés pour les changements de direction.

- **Cônes de réduction** : Raccordent des conduites de diamètres différents.

VIII.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution

VIII.4.1. Débit au nœud

Selon les constructeurs d'épanet et Mr. Haddad le débit au nœud se calcule selon la méthode des isohyètes pour calculer la pluie moyenne (le même principe de calcul).

$$Q_n = \frac{1800 \log ts \times 6p \times 150}{24 \times 3600 \times 48} = 0.39 \text{ l/s}$$

Nœud	Nombre de logements	Nombre de bloc	Dotation	personne	Demande de base
N1	110	3	150	6	1.17
N2	190	5	150	6	1.95
N3	150	4	150	6	1.56
N4	Σ Réserve Equipement				0.73
N5	110	3	150	6	1.43
N6	150	4	150	6	1.56
N7	190	5	150	6	2.13
N8	150	4	150	6	2.06
N9	190	5	150	6	2.34
N10	150	4	150	6	1.56
N11	150	4	150	6	1.56
N12	250	7	150	6	3.12
total	1800	48			18.72

Tableau (VIII.1) : calcul des débits aux nœuds

$$Q_{\text{moyj}} = 1620 \text{ m}^3/\text{s} = 18.75 \text{ l/s}$$

Equipement	Surfaces M ²	Dotation l/j/m ²	Besoin m ³ /j	Demande de base l/s
2 Activités commercial (y compris parking)	5992.16	5	29.96	0.34
Réserve Equipement N01	390	5	1.95	0.023
Réserve Equipement N02	2215.24	5	11.08	0.13
Réserve Equipement N03	1190.25	5	6.45	0.075
Réserve Equipement N04	1772.09	5	8.86	0.1
Réserve Equipement N05	1370	5	6.85	0.079
1 CEM	4500	4	18	0.21
(12 classes)	6530.20	4	26.12	0.30
1 lycée	6900.3	4	27.60	0.32

Tableau (VIII.2) : Débits au nœud

VIII.5. Modélisation et simulation du réseau

En raison de la croissance significative des mathématiques appliquées et de l'informatique, plusieurs logiciels ont été développés pour répondre aux besoins des ingénieurs et des concepteurs dans le domaine de l'hydraulique. Ces logiciels sont conçus pour effectuer des simulations et des calculs complexes de manière rapide et efficace. Parmi les logiciels les plus réputés, on peut citer WATERCAD et EPANET, celui que nous utiliserons dans notre étude. Ils offrent des fonctionnalités avancées pour l'analyse et la modélisation des systèmes hydrauliques, permettant ainsi aux professionnels de prendre des décisions éclairées dans la conception et l'optimisation des réseaux de distribution d'eau. ^[98]

VIII.6. Présentation du logiciel EPANET ^[8]

. EPANET est un programme destiné à l'étude des réseaux d'approvisionnement en eau potable. La simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues périodes dans les réseaux sous pression (conduites) est incluse dans cette analyse. Il s'agit d'un logiciel public conçu par l'Agence de Protection de l'Environnement. Les tuyaux, les nœuds, les pompes, les vannes, les réservoirs et les bâches constituent un réseau. La pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système peuvent être calculées par EPANET. ^[8]

VIII.6.1. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET ^[8]

EPANET est un outil puissant pour la modélisation des réseaux de distribution d'eau potable. Voici les étapes générales pour utiliser EPANET dans le domaine de l'alimentation en eau potable (AEP) :

- Téléchargez et installez la dernière version d'EPANET
- Configurez les unités de mesure (mètres, litres, etc.) selon vos besoins.
- Lancez EPANET et créez un nouveau projet.
- Ajoutez les éléments du réseau : nœuds (jonctions, réservoirs), tuyaux, pompes, vannes, etc.
- Définissez les propriétés de chaque élément (diamètre, longueur, rugosité, etc.).
- Spécifiez les demandes en eau pour chaque nœud (consommation des utilisateurs, débit entrant, etc.).
- Définissez les propriétés hydrauliques : pression minimale, maximale, rugosité des tuyaux, etc.
- Configurez les réservoirs (niveaux d'eau, capacité, etc.).
- Exécutez la simulation pour calculer les débits, les pressions et les hauteurs d'eau dans le réseau.

- Analysez les résultats pour détecter les problèmes (zones de faible pression, débits insuffisants, etc.).
- Testez différents scénarios (ajout de nouveaux éléments, changement de paramètres, etc.).
- Utilisez les graphiques et les tableaux générés par EPANET pour interpréter les résultats.
- Identifiez les zones critiques nécessitant des ajustements.

VIII.7. Choix de réseau de distribution

- **1er proposition :**

Nous avons choisi un réseau maillé et on a fait des calculs des débits en nœud puis on a dessiné notre réseau et lancer la simulation sur epanet mais on n'a pas arrivé à réglé les vitesses car le débit est faible et même pour les pressions presque sont tous élevé.

Donc pour notre cas le réseau maillé n'est pas adapté.

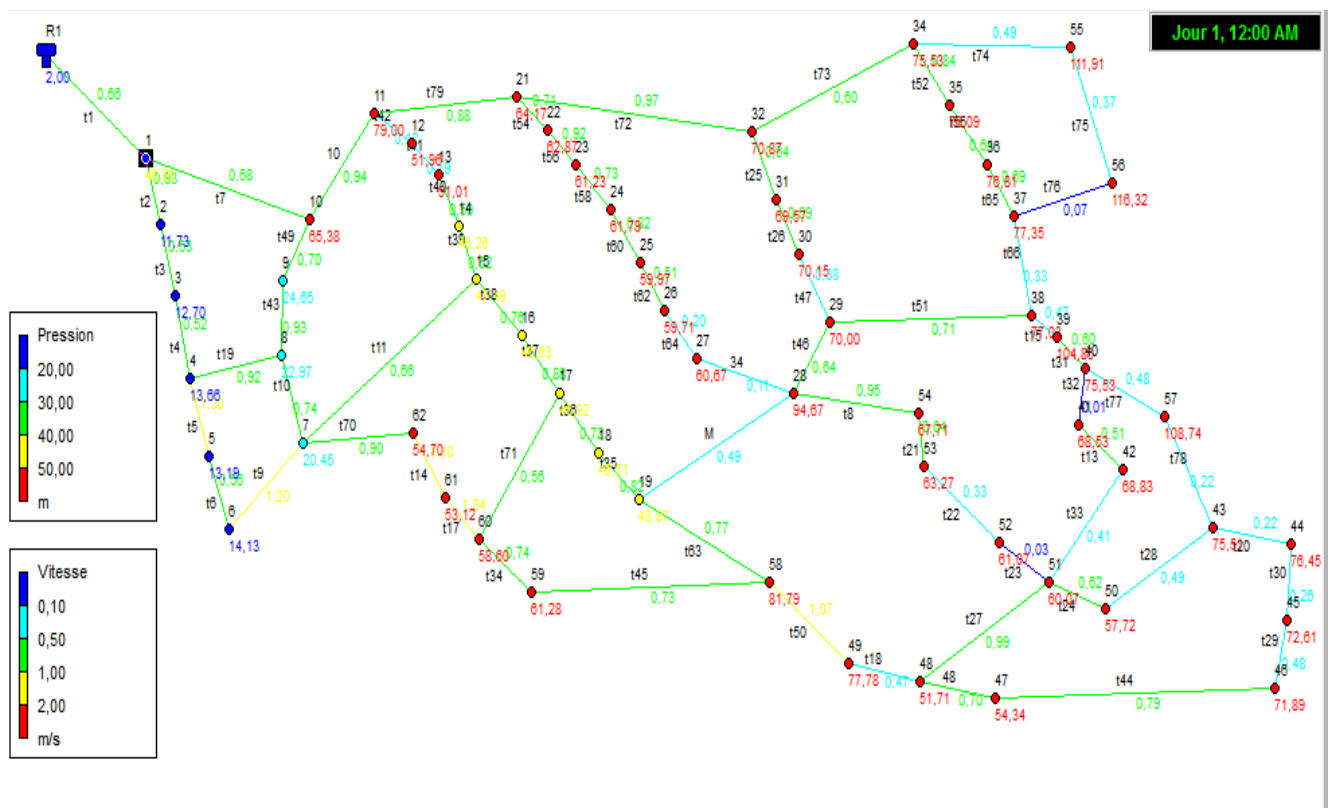
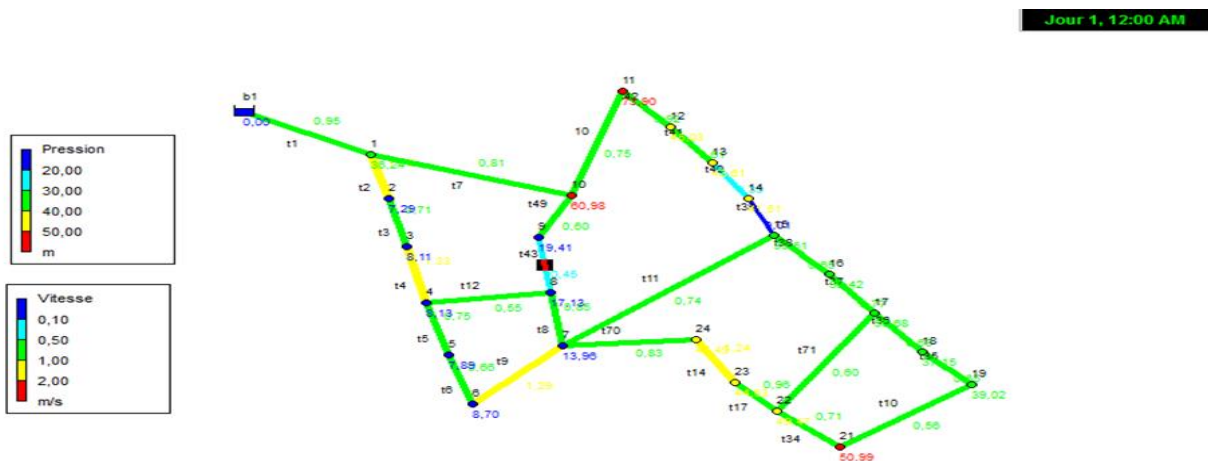


Figure (VIII.1) : réseau de distribution maillé (1er proposition)

- **2ème proposition :**

Un réseau maillé de plusieurs mailles séparées avec plusieurs réservoirs on a arrivé toujours vers le même problème des vitesses faibles et des pressions élevées donc toujours ne sont pas adaptés pour notre projet.



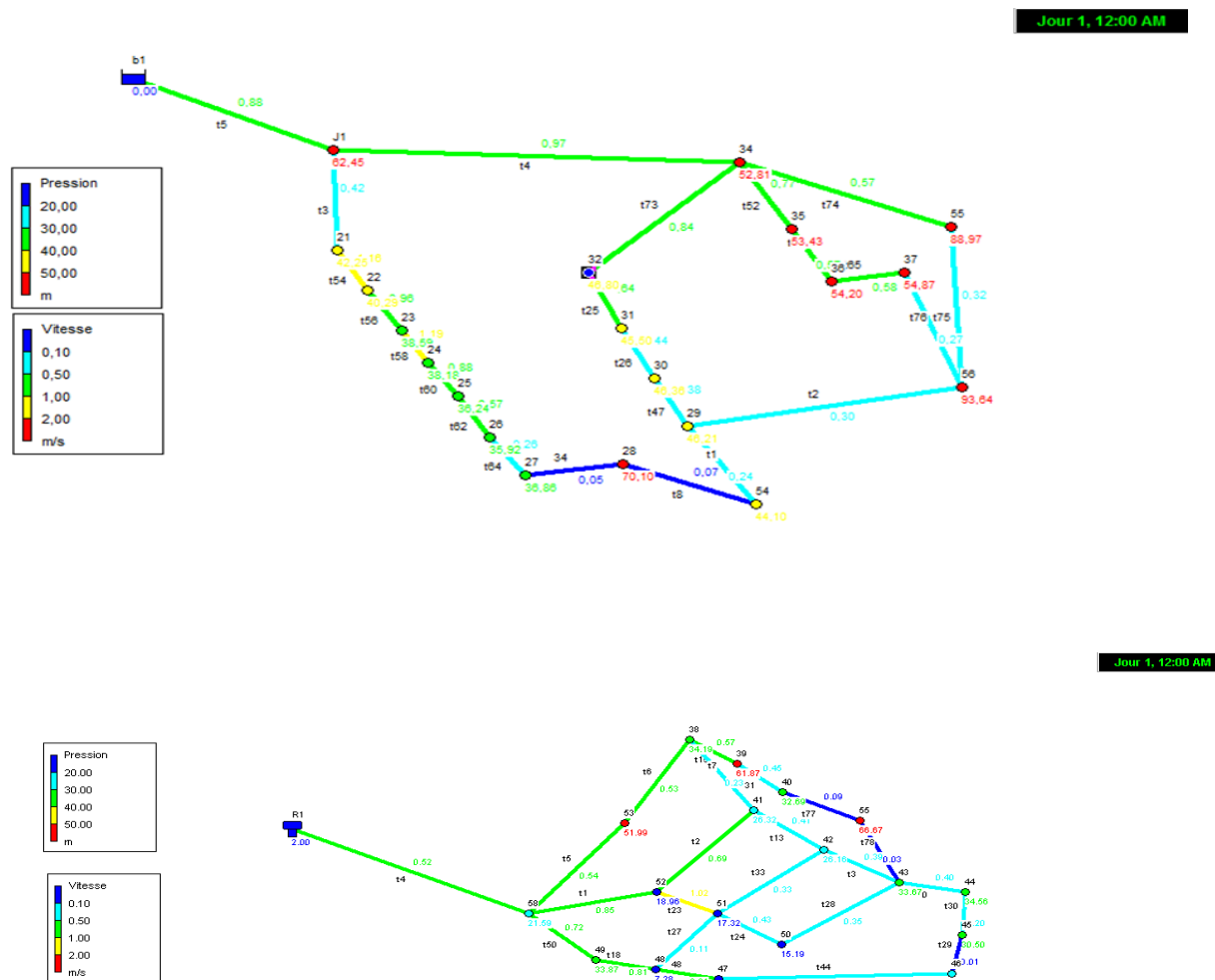


Figure (VIII.2) : réseau de distribution avec plusieurs réservoirs avec plusieurs mailles (2ème proposition)

- **3 ème proposition :**

Dans ce cas, nous avons envisagé d'alimenter l'AADL à l'aide de suppressions qui alimentent l'AADL à partir de 6 mini-réservoirs. Cependant, nous rencontrons toujours le même problème : nous ne parvenons pas à régler les vitesses dans la partie R1000 vers les 6 mini-réservoirs. Dans ce choix inapproprié pour notre projet.

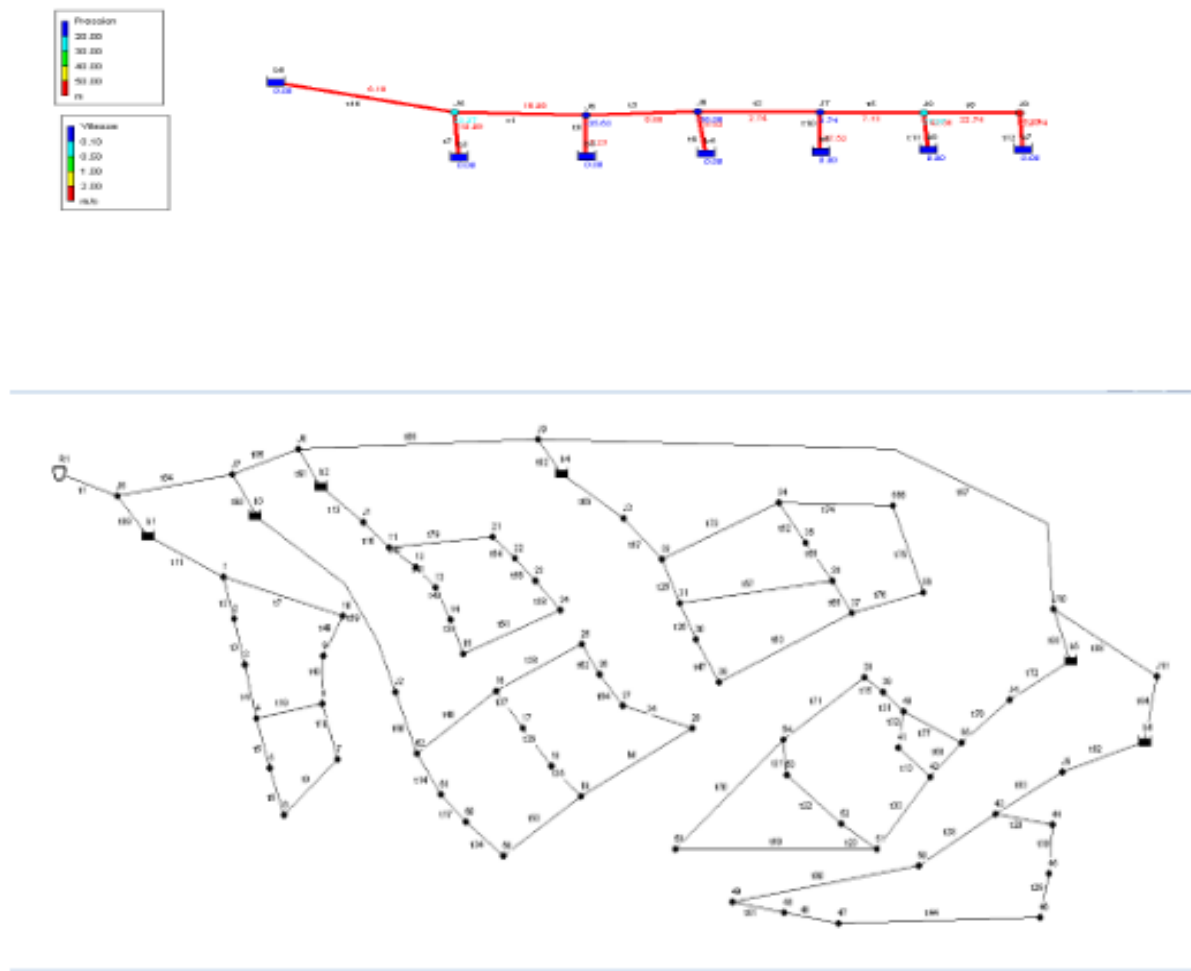


Figure (VIII.3) : réseau de distribution par 6 mini-réservoirs sous pression (3 ème proposition)

- **4 ème proposition :**

Ce cas repose sur le renforcement du réseau par un autre réservoir (un réseau maillé avec 2 réservoirs) Cependant, nous rencontrons toujours le même problème : nous ne parvenons pas à régler les vitesses dans les traçons donc toujours cette proposition n'est pas adéquate pour le projet.

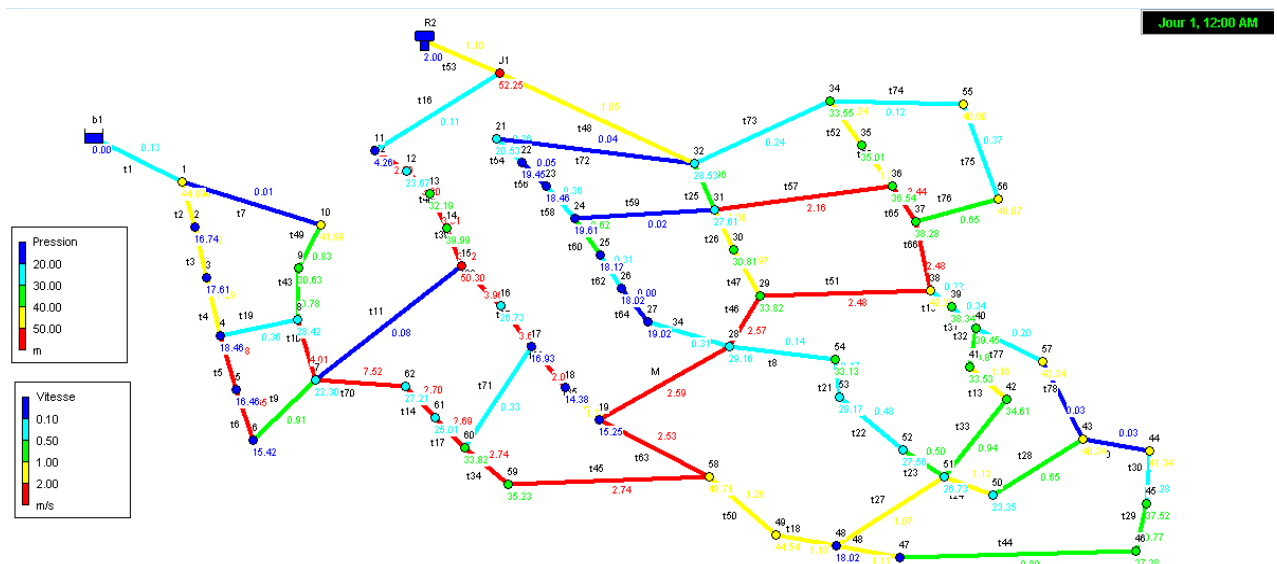


Figure (VIII.4) : réseau de distribution une seule maille avec 2 réservoirs (4 ème proposition)

- **5 ème proposition :**

Nous avons opté pour un réseau ramifié où nous arrivons à régler les vitesses malgré les pressions élevées, mais nous pouvons les ajuster à l'aide d'un réducteur de pression, ce qui en fait l'option la plus convenable pour notre projet par rapport aux autres.

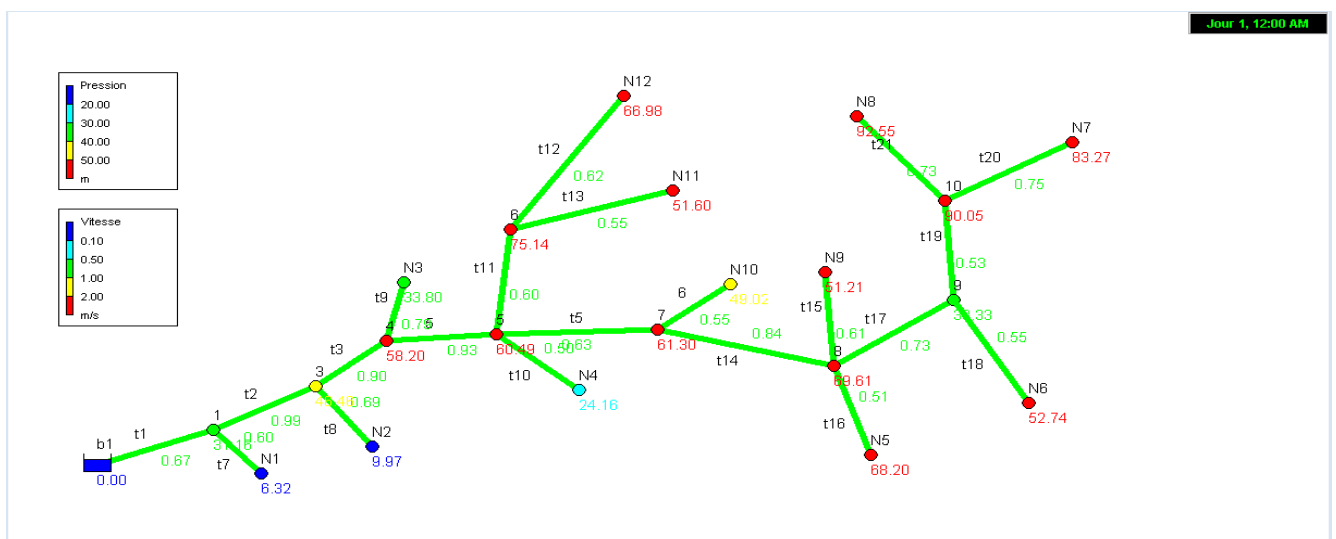


Figure (VIII.5) : réseau de distribution ramifié (5 ème proposition)

ID Noeud	Demande LPS	Charge m	Pression m	Qualité
Noeud 1	0.00	641.16	31.16	0.00
Noeud N1	1.17	640.32	6.32	0.00
Noeud 3	0.00	640.46	46.46	0.00
Noeud N2	1.95	639.97	9.97	0.00
Noeud 4	0.00	640.20	58.20	0.00
Noeud N3	1.56	639.80	33.80	0.00
Noeud 5	0.00	639.49	60.49	0.00
Noeud N4	0.73	639.16	24.16	0.00
Noeud 6	0.00	639.14	75.14	0.00
Noeud N11	1.56	638.60	51.60	0.00
Noeud N12	3.12	637.98	66.98	0.00
Noeud 7	0.00	639.30	61.30	0.00
Noeud N10	1.56	639.02	49.02	0.00
Noeud 8	0.00	638.61	69.61	0.00
Noeud N5	1.43	638.20	68.20	0.00
Noeud 9	0.00	638.33	38.33	0.00
Noeud N9	2.34	638.21	51.21	0.00
Noeud N6	1.56	637.74	52.74	0.00
Noeud 10	0.00	638.05	90.05	0.00
Noeud N7	2.13	637.27	83.27	0.00
Noeud N8	2.06	637.55	92.55	0.00
Bâche b1	-21.17	643.00	0.00	0.00

Tableau (VIII.3) : Pressions et charge au niveau des nœuds

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau t1	918	200	150	21.17	0.67	2.00
Tuyau t2	131	160	150	20.00	0.99	5.35
Tuyau t3	59	160	150	18.05	0.90	4.42
Tuyau 5	138	150	150	16.49	0.93	5.12
Tuyau t5	77	150	150	11.08	0.63	2.45
Tuyau 6	51	60	150	1.56	0.55	5.64
Tuyau t7	104	50	150	1.17	0.60	8.04
Tuyau t8	58	60	150	1.95	0.69	8.52
Tuyau t9	29	50	150	1.56	0.79	13.71
Tuyau t10	48	43	150	0.73	0.50	7.00
Tuyau t11	97	100	150	4.68	0.60	3.58
Tuyau t12	233	80	150	3.12	0.62	5.01
Tuyau t13	97	60	150	1.56	0.55	5.64
Tuyau t14	126	120	150	9.52	0.84	5.49
Tuyau t15	72	70	150	2.34	0.61	5.64
Tuyau t16	85	60	150	1.43	0.51	4.80
Tuyau t17	53	100	150	5.75	0.73	5.25
Tuyau t18	105	60	150	1.56	0.55	5.64
Tuyau t19	97	100	150	4.19	0.53	2.92
Tuyau t20	78	60	150	2.13	0.75	10.04
Tuyau t21	53	60	150	2.06	0.73	9.44

Tableau (VIII.4) : Pertes de charge et vitesses au niveau des arcs

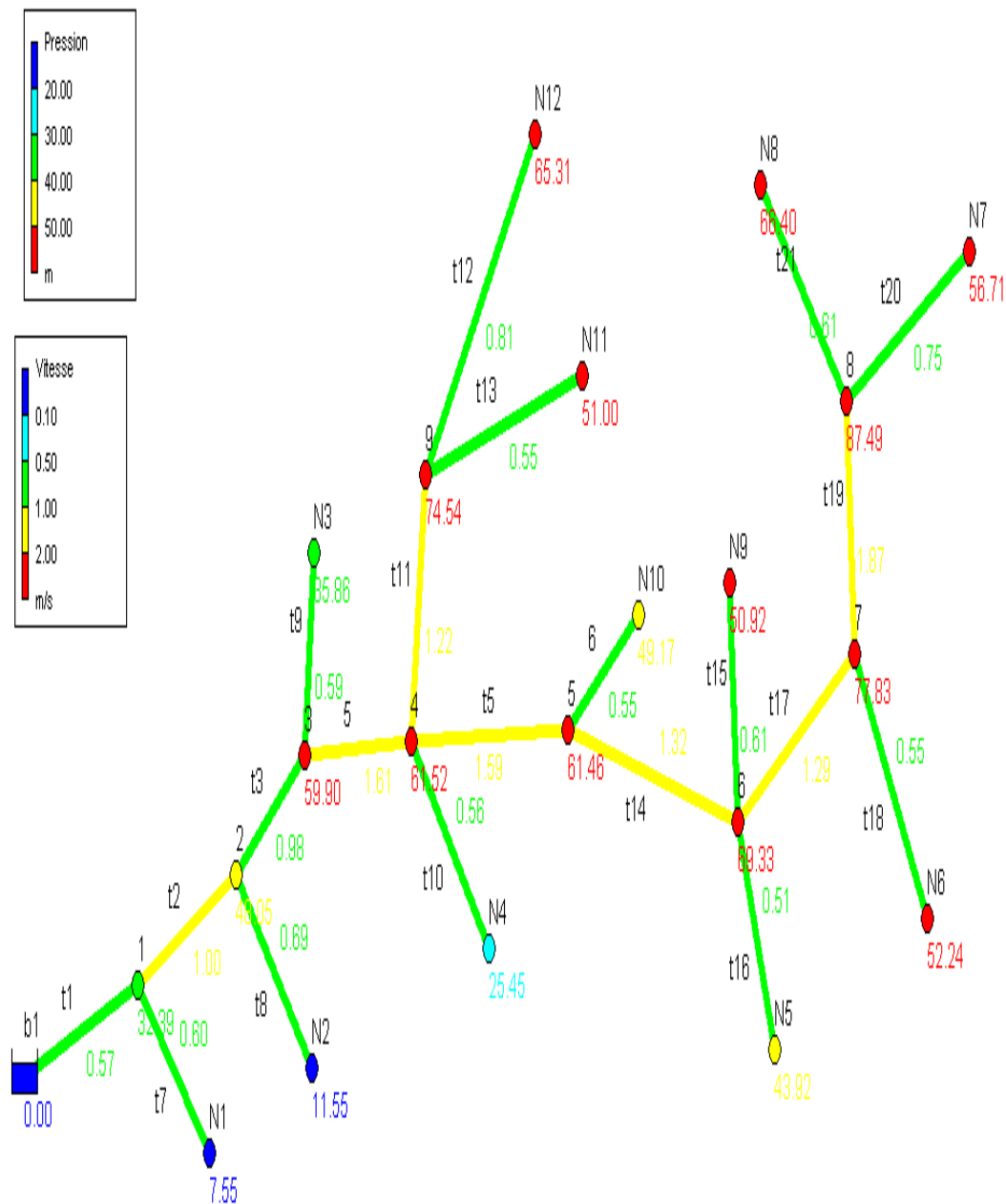


Figure (VIII.6) : simulation de réseau de distribution + incendie 17 l/s

Remarque : Nous avons ajouté le débit d'incendie de 17 litres par seconde aux nœuds N3, N4 et N8, qui représentent les zones des écoles (lycée, CEM et primaire) ainsi que les zones commerciales.

Les vitesses sont acceptables, mais les pressions sont élevées, donc nous ajoutons des réducteurs de pression pour les diminuer.

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Pression m
Noeud 1	610	0	32.39
Noeud N1	634	1.17	7.55
Noeud 2	594	0	48.05
Noeud N2	630	1.95	11.55
Noeud 3	582	0	59.90
Noeud N3	606	18.56	35.86
Noeud 4	579	0	61.52
Noeud N4	615	17.73	25.45
Noeud 9	564	0	74.54
Noeud N11	587	1.56	51.00
Noeud N12	571	3.12	65.31
Noeud 5	578	0	61.46
Noeud N10	590	1.56	49.17
Noeud 6	569	0	69.33
Noeud N5	594	1.43	43.92
Noeud 7	560	0	77.83
Noeud N9	587	2.34	50.92
Noeud N6	585	1.56	52.24
Noeud 8	548	0	87.49
Noeud N7	578	2.13	56.71
Noeud N8	569	19.06	66.40
Bâche b1	643	Sans Valeur	0.00

Tableau (VIII.5) : Pressions au niveau des nœuds

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau t1	918	400	150	72.17	0.57	0.66
Tuyau t2	131	300	150	71.00	1.00	2.61
Tuyau t3	59	300	150	69.05	0.98	2.48
Tuyau 5	138	200	150	50.49	1.61	10.02
Tuyau t5	77	150	150	28.08	1.59	13.73
Tuyau 6	51	60	150	1.56	0.55	5.64
Tuyau t7	104	50	150	1.17	0.60	8.04
Tuyau t8	58	60	150	1.95	0.69	8.52
Tuyau t9	29	200	150	18.56	0.59	1.57
Tuyau t10	48	200	150	17.73	0.56	1.44
Tuyau t11	97	70	150	4.68	1.22	20.36
Tuyau t12	233	70	150	3.12	0.81	9.61
Tuyau t13	97	60	150	1.56	0.55	5.64
Tuyau t14	126	160	150	26.52	1.32	9.02
Tuyau t15	72	70	150	2.34	0.61	5.64
Tuyau t16	85	60	150	1.43	0.51	4.80
Tuyau t17	53	150	150	22.75	1.29	9.30
Tuyau t18	105	60	150	1.56	0.55	5.64
Tuyau t19	97	120	150	21.19	1.87	24.17
Tuyau t20	78	60	150	2.13	0.75	10.04
Tuyau t21	53	200	150	19.06	0.61	1.65

Tableau (VIII.6) : Pertes de charge et vitesses au niveau des arcs

% nœud	Pression (m)	Recommandation
42.85 %	>60 m	installation d'un Réducteur de pression
57.15 %	$5 < P < 60$	Acceptables

Tableau (VIII.7) : récapitulatif des pressions dans le réseau de distribution

% tronçons	Vitesses (m/s)	Recommandation
85.71 %	$0.5 < v < 1.5$ m/s	acceptables
14.29 %	$1.5 < v < 2$ m/s	acceptables

Tableau (VIII.8) : récapitulatif des vitesses dans le réseau de distribution

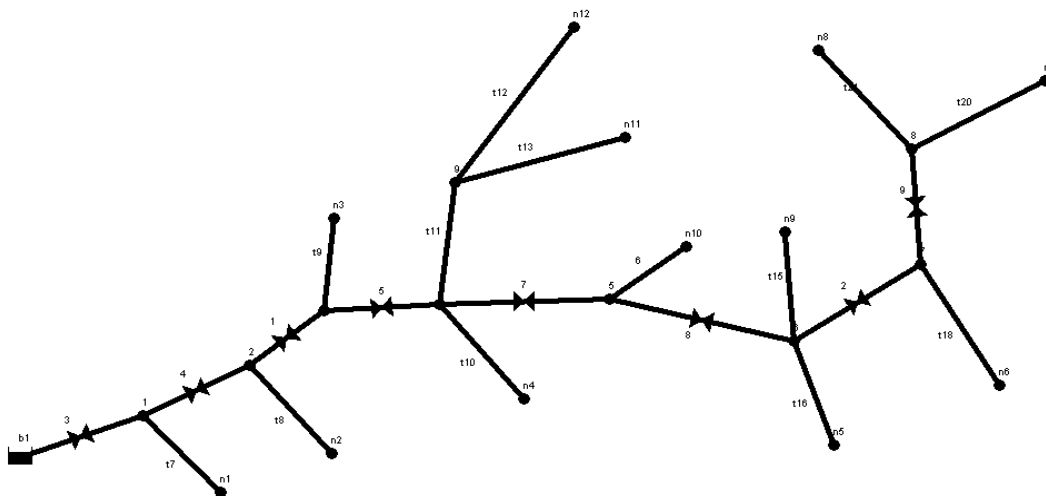


Figure (VIII.7) : emplacement des vannes de vidange

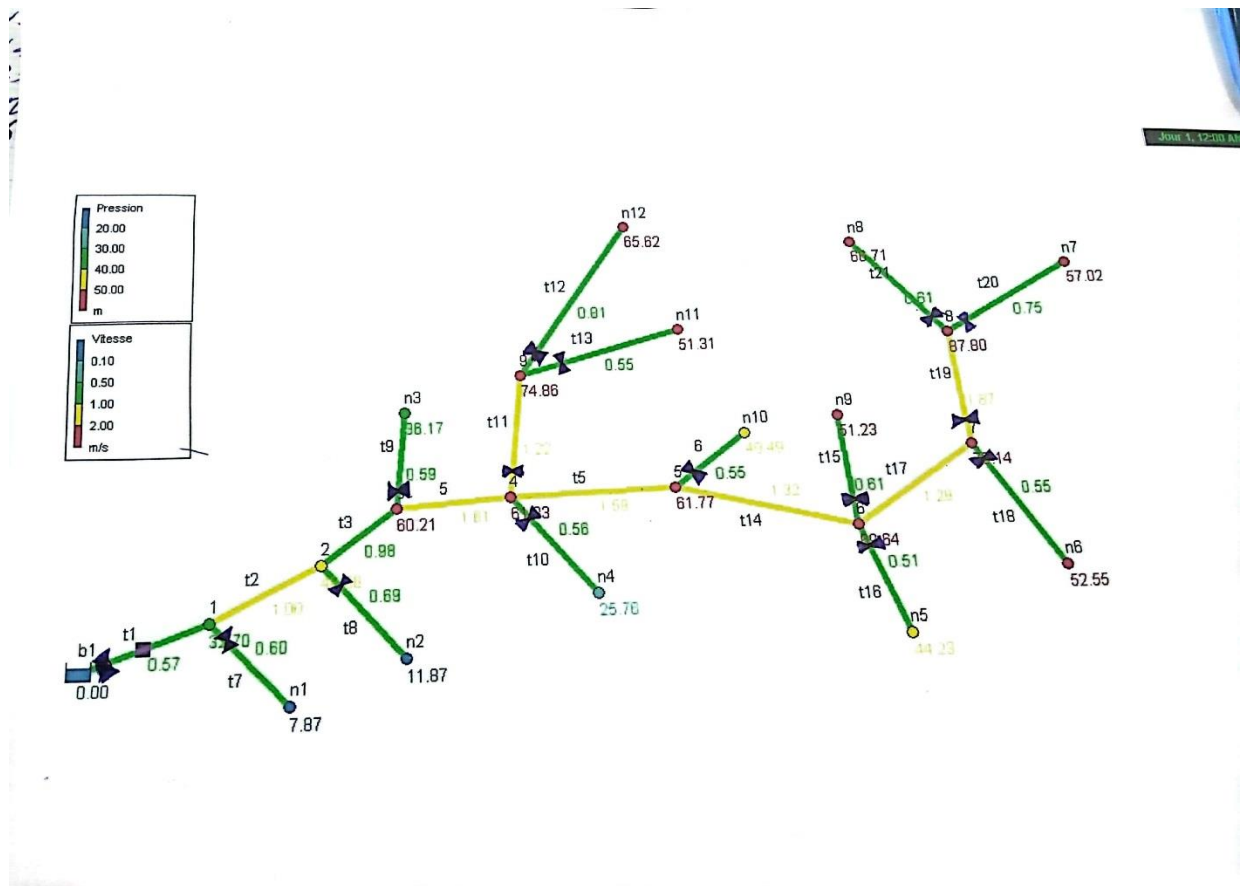


Figure (VIII.8) : emplacement des vannes de sectionnement

VIII.8. Conclusion

En conclusion, la distribution d'eau potable est un domaine complexe qui nécessite une planification minutieuse, une conception adaptée et une gestion efficace pour assurer un approvisionnement en eau fiable, économique et sûr aux utilisateurs finaux. En comprenant les principes et les outils disponibles, les ingénieurs et les gestionnaires peuvent prendre des décisions éclairées pour améliorer la performance des réseaux de distribution d'eau potable, garantissant ainsi un service optimal à la population.

Conclusion générale

Conclusion générale

En effectuant des calculs sur les conduites, les accessoires des réservoirs, les pompes et d'autres éléments, elles ont été démontrés qu'il était possible d'atteindre l'objectif initial, qui est de fournir de l'eau à la population de la nouvelle ville AADL, qui compte 1800 logements, à Ouled Belil dans la wilaya de BOUIRA.

Dans cette étude, nous avons souligné une approche qui facilite la sélection adéquate du matériau des tuyaux à utiliser. Les différents paramètres hydrauliques, mécaniques, prix, faisabilité, disponibilité, etc., de tous les matériaux de tuyau sont comparés pour établir la méthode.

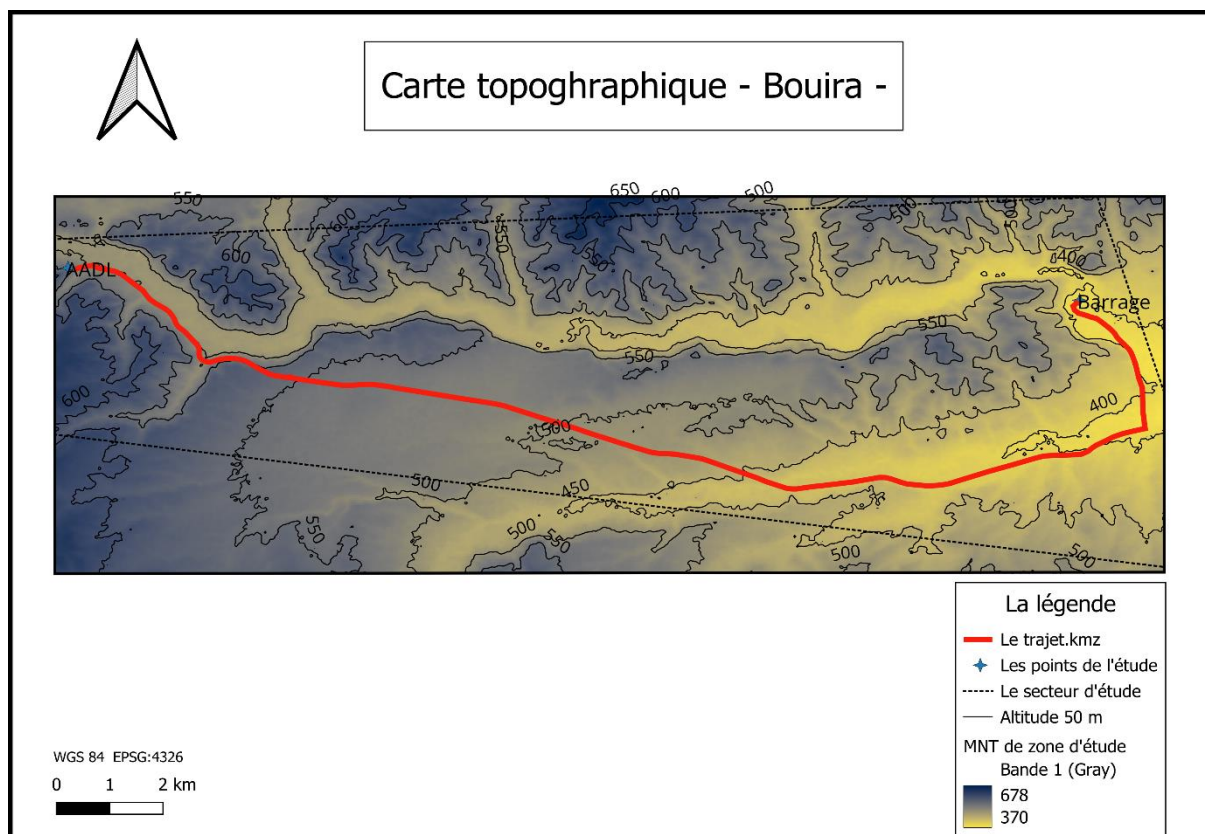
Un autre élément essentiel qui se distingue de la méthode traditionnelle pour déterminer le diamètre économique est le fait de ne pas utiliser la méthode de Bonin-Bresse, mais plutôt de se baser sur les vitesses maximales fournies par les constructeurs de tuyaux et les vitesses minimales qui sont calculées afin d'éviter la décantation des éléments solides à l'intérieur des tuyaux.

On a démontré que les pièces spéciales comme les vannes et les ventouses possèdent des méthodes scientifiques claires et logiques pour faire les choix appropriés en ce qui concerne le type, l'emplacement, le nombre, les diamètres et les pressions.

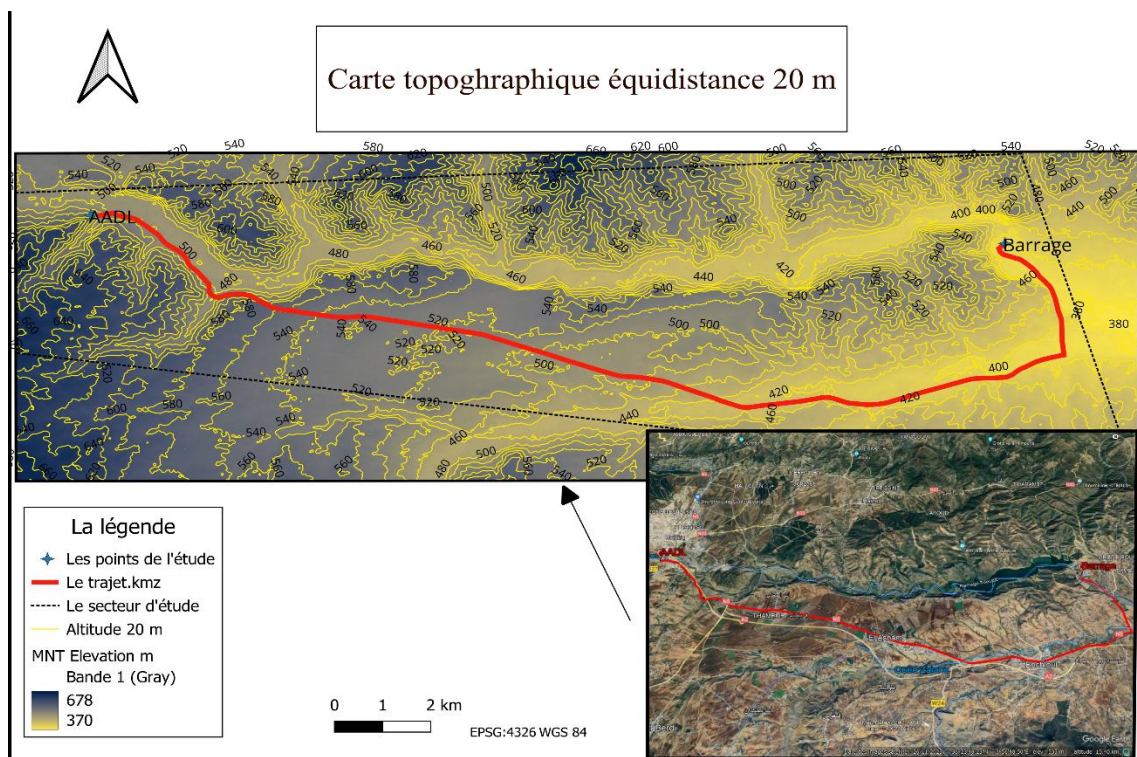
Selon nous, l'aspect le plus important de cette tâche est de dimensionner l'ensemble du réseau avec le tuyau en polyéthylène PE. Selon cette étude, il a été démontré que le matériau nécessite des méthodes de calcul nouvelles en ce qui concerne les PN, les DN et l'épaisseur. De plus, étant donné sa sensibilité à la température et aux coups de bélier, qui sont deux types de coups pour les tuyaux en PE, il était nécessaire de réaliser des vérifications de stabilité qui sont très inhabituelles.

Il était évident que la dimension des tuyaux, qu'ils soient flexibles ou rigides, ne pouvait pas être abordée sans prendre en compte la notion de tranchée et toutes les notions qui y sont liées, comme la profondeur, la largeur, la forme, les charges vives et les charges mortes.

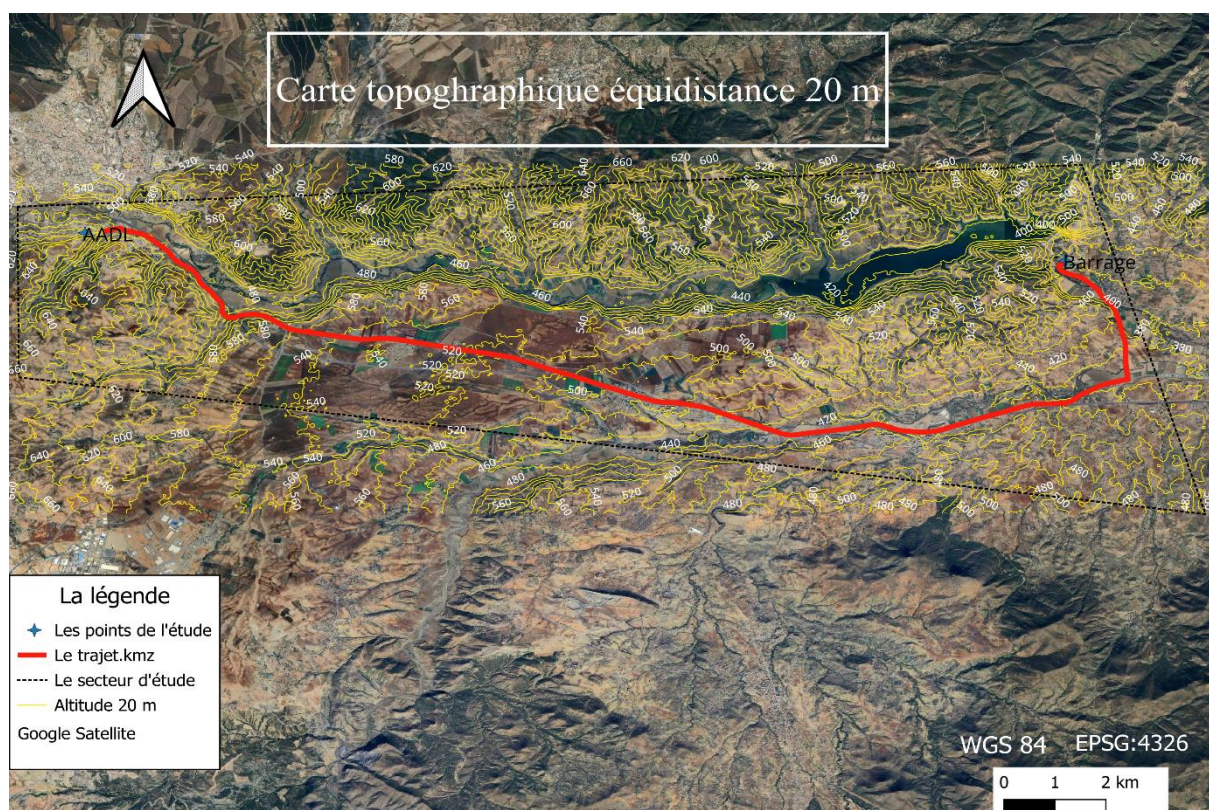
En ce qui concerne la distribution, nous avons employé le logiciel EPANET afin de simuler. Des vitesses de circulation d'eau allant de 0,5 m/s à 1,5 m/s ont été observées dans la simulation, ainsi que des pressions allant de 10 m à 60 m. Les conduites en PEHD que nous avons employées ont des diamètres intérieurs variant de 50 mm à 400 mm.



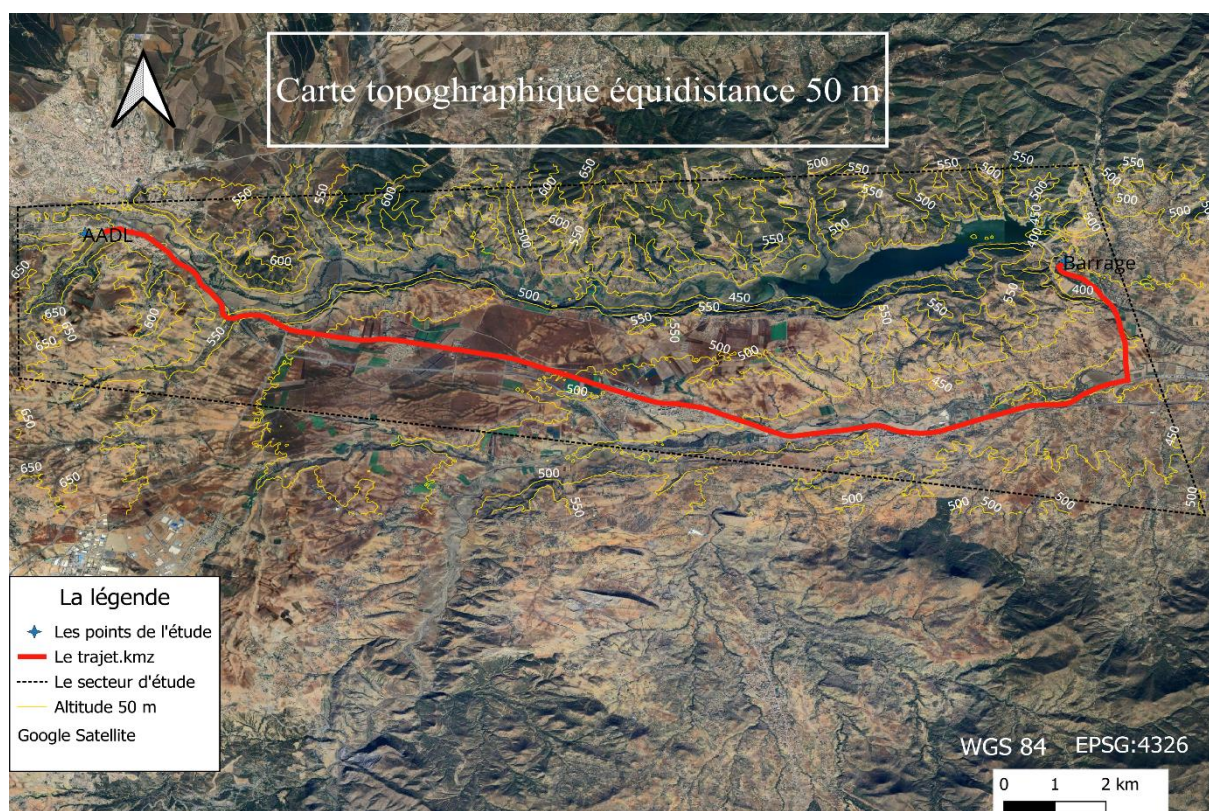
Annexe (1) : carte topographique –Bouira-



Annexe (2) : carte topographique équidistance 20 m



Annexe (3) : carte topographique équidistance 20 m



Annexe (4) : carte topographique équidistance 50 m

Epaisseurs de paroi (fin)										
Séries de tubes										
	SDR 17,6 S 8,3	SDR 21 S 10	SDR 26 S 12,5	SDR 33 S 16	SDR 41 S 20					
Pression nominale PN en bar										
PE 40	-	PN 3,2	PN 2,5	-	-					
PE 63	PN 6	PN 5	PN 4	PN 3,2	PN 2,5					
PE 80	-	PN 6	PN 5	PN 4	PN 3,2					
PE 100	-	PN 8	PN 6	PN 5	PN 4					
Epaisseurs de paroi										
Dim. Nom.	e _{min}	e _{max}	e _{min}	e _{max}	e _{min}	e _{max}	e _{min}	e _{max}	e _{min}	e _{max}
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	2,0 ^{d)}	2,3	-	-	-	-	-	-	-	-
40	2,3	2,7	2,0 ^{d)}	2,3	-	-	-	-	-	-
50	2,9	3,3	2,4	2,8	2,0	2,3	-	-	-	-
63	3,6	4,1	3,0	3,4	2,5	2,9	-	-	-	-
75	4,3	4,9	3,6	4,1	2,9	3,3	-	-	-	-
90	5,1	5,9	4,3	4,9	3,5	4,0	-	-	-	-
110	6,3	7,1	5,3	6,0	4,2	4,8	-	-	-	-
125	7,1	8,0	6,0	6,7	4,8	5,4	-	-	-	-
140	8,0	9,0	6,7	7,5	5,4	6,1	-	-	-	-
160	9,1	10,2	7,7	8,6	6,2	7,0	-	-	-	-
180	10,2	11,4	8,6	9,6	6,9	7,7	-	-	-	-
200	11,4	12,7	9,6	10,7	7,7	8,6	-	-	-	-
225	12,8	14,2	10,8	12,0	8,6	9,6	-	-	-	-
250	14,2	15,8	11,9	13,2	9,6	10,7	-	-	-	-
280	15,9	17,6	13,4	14,9	10,7	11,9	-	-	-	-
315	17,9	19,8	15,0	16,6	12,1	13,5	9,7	10,8	7,7	8,6
355	20,1	22,3	16,9	16,7	13,6	15,1	10,9	12,1	8,7	9,7
400	22,7	25,1	19,1	21,2	15,3	17,0	12,3	13,7	9,8	10,9
450	25,5	28,2	21,5	23,8	17,2	19,1	13,8	15,3	11,0	12,2
500	28,3	31,3	23,9	26,4	19,1	21,2	15,3	17,0	12,3	13,7
560	31,5	35,0	26,7	29,5	21,4	23,7	17,2	19,1	13,7	15,2
630	35,7	39,4	30,0	33,1	24,1	26,7	19,3	21,4	15,4	17,1
710	40,2	44,4	33,9	37,4	27,2	30,1	21,8	24,1	17,4	19,3
800	45,3	50,0	38,1	42,1	30,6	33,8	24,5	27,1	19,6	21,7
900	51,0	56,2	42,9	47,3	34,4	38,3	27,6	30,5	22,0	24,3
1 000	56,6	62,4	47,7	52,6	38,2	42,2	30,6	33,5	24,5	27,1
1 200	-	-	57,2	63,1	45,9	50,6	36,7	40,5	29,4	32,5
1 400	-	-	-	-	53,5	59,0	42,9	47,3	34,3	37,9
1 600	-	-	-	-	61,2	67,5	49,0	54,0	39,2	43,3

Annexe (5) : Gammes de tuyaux PE en fonction PN, SDR et DN

Epaisseurs de paroi												
Séries de tubes												
	SDR 6 S 2,5		SDR 7,4 S 3,2		SDR 9 S 4		SDR 11 S 5		SDR 13,6 S 6,3		SDR 17 S 8	
Pression nominale PN en bar												
PE 40	-		PN 10		PN 8		-		PN 5		PN 4	
PE 63	-		-		-		PN 10		PN 8		-	
PE 80	PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10		PN 8	
PE 100	-		PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10	
Epaisseurs de paroi												
Dim. Nom.	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max
16	3,0 ^Q	3,4	2,3 ^Q	2,7	2,0 ^Q	2,3	-	-	-	-	-	-
20	3,4	3,9	3,0 ^Q	3,4	2,3	2,7	2,0 ^Q	2,3	-	-	-	-
25	4,2	4,8	3,5	4,0	3,0 ^Q	3,4	2,3	2,7	2,0 ^Q	2,3	-	-
32	5,4	6,1	4,4	5,0	3,6	4,1	3,0 ^Q	3,4	2,4	2,8	2,0 ^Q	2,3
40	6,7	7,5	5,5	6,2	4,5	5,1	3,7	4,2	3,0	3,5	2,4	2,8
50	8,3	9,3	6,9	7,7	5,6	6,3	4,6	5,2	3,7	4,2	3,0	3,4
63	10,5	11,7	8,6	9,6	7,1	8,0	5,8	6,5	4,7	5,3	3,8	4,3
75	12,5	13,9	10,3	11,5	8,4	9,4	6,8	7,6	5,6	6,3	4,5	5,1
90	15,0	19,7	12,3	13,7	10,1	11,3	8,2	9,2	6,7	7,5	5,4	6,1
110	18,3	20,3	15,1	16,8	12,3	13,7	10,0	11,1	8,1	9,1	6,6	7,4
125	20,8	23,0	17,1	19,0	14,0	15,6	11,4	12,7	9,2	10,3	7,4	8,3
140	23,3	25,8	19,2	21,3	15,7	17,4	12,7	14,1	10,3	11,5	8,3	9,3
160	26,6	29,4	21,9	24,2	17,9	19,8	14,6	16,2	11,8	13,1	9,5	10,6
180	29,9	33,0	24,6	27,2	20,1	22,3	16,4	18,2	13,3	14,8	10,7	11,9
200	33,2	36,7	27,4	30,3	22,4	24,8	18,2	20,3	14,7	16,3	11,9	13,2
225	37,4	41,3	30,8	34,0	25,2	27,9	20,5	22,7	16,6	18,4	13,4	14,9
250	41,5	45,8	34,2	37,8	27,9	30,8	22,7	25,1	18,4	20,4	14,8	16,4
280	46,5	51,3	38,3	42,3	31,3	34,6	25,4	28,1	20,6	22,8	16,6	18,4
315	52,3	57,7	43,1	47,6	35,2	38,9	28,6	31,6	23,2	25,7	18,7	20,7
355	59,0	65,0	48,5	53,5	39,7	43,8	32,2	35,6	26,1	28,9	21,2	23,4
400	-	-	54,7	60,3	44,7	49,3	36,3	40,1	29,4	32,5	23,7	26,2
450	-	-	61,5	67,8	50,3	55,5	40,9	45,1	33,1	36,6	26,7	29,5
500	-	-	-	-	55,8	61,5	45,4	50,1	36,8	40,6	29,7	32,8
560	-	-	-	-	-	-	50,8	56,0	41,2	45,5	33,2	36,7
630	-	-	-	-	-	-	57,2	63,1	46,3	51,1	37,4	41,3
710	-	-	-	-	-	-	-	-	52,2	57,6	42,1	46,5
800	-	-	-	-	-	-	-	-	58,8	64,8	47,4	52,3
900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53,3	58,8
1 000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	59,3	65,4
1 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Annexe (6) : Gammes de tuyaux PE en fonction PN, SDR et DN

Références

1. Cours Dr HADDAD Samir au Département d'Hydraulique à l'Université de Bejaia de 2012 à 2020.
2. Direction d'urbanisme et d'architecture et de construction de bouira.
3. Dupont A., 1974. Hydraulique Urbaine. Tome 2. Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux. 3rd Edition. Editions Eyrolles, Paris, France.
4. DRE direction des ressources en eau Bouira.
5. Dr Redhouan Ghernaout alimentation en eau potable des agglomérations.
6. Guide technique réseaux d'eau et d'assainissement (Technique de pose), Les canaliseurs.
7. LNHC laboratoire nationale de l'habitat et de la construction.
8. Manuel de l'Utilisateur Date de publication : 01/09/2003, Version française EPANET 2.0 Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau.
9. SAIDI WALID et HOUAIRI ZINEDDINE. : ''ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA NOUVELLE CITE AADL 1900 LOGTS A OULED BELIL, WILAYA DE BOUIRA''. 2023 Université Abderrahmane Mira. Bejaia.
10. ZAIDI Redha et HABOUL Fouad. :'' RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE HAMMAM DALAA/ M'SILA A PARTIR DE LA STATION DE POMPAGE SP06 ELMHIR/ Bordj Bou Arreridj. 2018, Université Abderrahmane Mira. Bejaia ''.
11. [J. P. Tullis, Hydraulics of pipeline]

Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons établi les différentes étapes pour l'alimentation en eau potable de la nouvelle cité AADL de 1800 logements à Ouled Bellil, dans la commune de Bouira, wilaya de Bouira. Ce mémoire se concentre sur l'examen du système d'approvisionnement en eau potable, analysant les étapes nécessaires pour fournir une quantité suffisante et sécurisée d'eau conforme aux normes sanitaires.

Nous débutons par une présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau actuels. Ensuite, nous nous penchons sur le choix des matériaux appropriés pour le projet et traitons de l'adduction en déterminant les diamètres et les pressions nominales (PN) adéquates. Le dimensionnement du réservoir de stockage est également abordé, suivi de la sélection des pompes adéquates, en mettant l'accent sur le phénomène du coup de bélier. Les accessoires hydrauliques et la pose des conduites sont ensuite examinés. Enfin, la conception du réseau de distribution est analysée, en étudiant le comportement hydraulique du réseau à l'aide d'un logiciel spécialisé.

Ce mémoire vise à fournir une analyse détaillée et des solutions pratiques pour garantir un approvisionnement en eau potable efficace et sûr pour la nouvelle cité de Ouled Bellil.

Mots clés : adduction, réservoirs, accessoire hydraulique, conduite, pompe, coup de bélier, distribution.

Abstract

As part of this final year project, we have established the various steps for providing potable water to the new AADL housing development of 1800 units in Ouled Bellil, in the commune of Bouira, Bouira province. This thesis focuses on examining the potable water supply system, analyzing the necessary steps to provide a sufficient and secure amount of water in accordance with sanitary standards.

We begin with a presentation of the study area and an estimation of the current water needs. Next, we focus on the selection of appropriate materials for the project and address the water supply system by determining the appropriate diameters and nominal pressures (PN). The design of the storage reservoir is also covered, followed by the selection of suitable pumps, with a focus on the water hammer phenomenon. The hydraulic accessories and the laying of the pipes are then examined. Finally, the design of the distribution network is analyzed, studying the hydraulic behavior of the network using specialized software.

This thesis aims to provide a detailed analysis and practical solutions to ensure an efficient and safe potable water supply for the new housing development in Ouled Bellil.

Key words: supply, tanks, hydraulic accessory, pipe, pump, water hammer, distribution.

ملخص

في إطار هذا المشروع النهائي للدراسة، قمنا بتحديد الخطوات المختلفة لتزويد المياه الصالحة للشرب للمدينة الجديدة التي تضم 1800 مسكن في أولاد بليل، ببلدية البويرة، ولاية البويرة. يركز هذا البحث على دراسة نظام تزويد المياه الصالحة للشرب، وتحليل الخطوات اللازمة لتوفير كمية كافية وأمنة من المياه وفقاً للمعايير الصحية نبدأ بعرض منطقة الدراسة وتقدير الاحتياجات الحالية من المياه. بعد ذلك، نركز على اختيار المواد المناسبة للمشروع ونتناول نظام التزويد بتحديد الأقطار ومعدلات الضغط المناسبة. (PN)

كما يتم تناول تصميم خزان التخزين، يليه اختيار المضخات المناسبة مع التركيز على ظاهرة المطرقة المائية. يتم بعد ذلك دراسة الملحقات الهيدروليكية وقواعد وضع الأنابيب. أخيراً، يتم تحليل تصميم شبكة التوزيع بدراسة السلوك الهيدروليكي للشبكة باستخدام برنامج متخصص يهدف هذا البحث إلى تقديم تحليل مفصل وحلول عملية لضمان تزويد فعال وآمن بالمياه الصالحة للشرب للمدينة الجديدة في أولاد بليل.

الكلمات المفتاحية: الإمداد، الخزانات، الملحقات الهيدروليكية، الأنابيب، المضخة، المطرقة المائية، التوزيع