

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI TIZI-OUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
MASTER PROFESSIONNEL EN GENIE CIVIL
Spécialité : Constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

**Etude d'alimentation en eau potable des six villages
de la commune d'Ighrem wilaya de Bejaïa et la
distribution avec logiciel Epanet**

Présenté par :

DEKIK DEHBIA

SADI OUFELLA NAWEL

RENOU LYDIA

Proposé par : Africaine Geosysteme Company

Encadré par : Mr DEHMOUS HOCINE

Promotion : 2018/2019



Remerciement

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à adresser nos plus sincères et vifs remerciements, et gratitude à notre promoteur .Mr DEHMOUS.H, pour son encadrement et ses orientations.

Nos remerciements à nos enseignants Mr HAMMOUM, M^{me} BOUZELHA et Mr KHATAOUI qui nous ont aidés à réussir notre travail.

Nous témoignons notre reconnaissance au personnel de la AGC, particulièrement Mr GUECHOUD et nos sincères remerciements à Mr HADJ HAMOU

ET à toutes les personnes qui ont contribuées à atteindre nos objectifs et réussite.

Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude et nos vives reconnaissances à l'égard des membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail.

Dédicace

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et immense joie Que je dédie ce travail :

À mes très chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui, à mes sœurs Karima, Thileli, Nour elhouda Meriem et mon frère Karim.

A mon cher binôme Nawel et Lydia, et à toute personne qui a été toujours avec moi de près ou de loin, amis(e), famille.

DAB9

Dédicace

Je dédier ce travail à mes très chers parents, pour leurs aide tout au long de mes études, qui ont été toujours à mes côtés, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

A mes très chers (e) sœurs et frère : Elena, Doudou, Rayen et Fateh.

A mon binome Dabi et Lydia.

A da Hamid et na Daouiya et sa famille (Mbarek, Titi, Daha, Habiba Youyou, Slim, Ouardia).

À mon oncle Messaoud et sa femme Djamila.

À mon très cher mari Djamel et ma belle-famille.

*à mes très chères amies (Fatma, Zahra, Dabi, Nacira, Koki,) que
j'estime beaucoup.*

Nawel

Dédicace

Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en Signe de respect et de reconnaissance :

A la mémoire de mon cher père

A ma chère mère sans elle je n'arriverais pas à cette étape

A mes deux chers Mourad et Nawel

A mes chères Siham et Yasmina

A Mr Arab Boudjema

A mes Binôme Nawal et Dabi

À tous mes chers ami(e)s

Et enfin à Toute la promotion 2018/2019

Lydia

Introduction générale

Chapitre I. Présentation de zone d'étude

Introduction	1
I.1.Situation géographique.....	1
I.2. Situation topographique.....	2
I.3. Situation Climatique	2
I.4. Pluviométrie.....	3
I.5. Diagramme ombrothermique	4
I.6. Le relief	5
I.7.Hydrologie.....	5
I.8.Géologie.....	6
I.9. Situation hydraulique	6
I.9.1. Ressources en eau superficielle	6
I.9.2.Ressources en eau souterraines.....	6
I.9.2.1. Les sources et puits	6
I.9.2.2.Les champs de captage.....	6
Conclusion	7

Chapitre II. Estimation des besoins

Introduction	8
II.1.Evaluation de la population à différents horizons	8
II.1.1. Taux d'accroissement	9
II.1.2.Dotation.....	9
II.1.3.Consommation moyenne journalière.....	9
II.1.4. Catégorie des besoins	9
II.1.4.1Les besoins domestique.....	10
II.1.4.2.Les besoins publics.....	12
II.1.4.3. Les besoins industrielles	13
II.1.4.4. récapitulatif des besoins	14
II.1.5.Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes.....	14
II.1.6. Variation de la consommation journalière	15
II.1.7.Variation de la consommation horaire.....	16
II.1.7.1 Coefficient d'irrégularité maximale horaire	16
Conclusion	17

Chapitre III. Adduction

Introduction	18
III.1. Choix de tracé	18
III.2. Choix de type des conduites	19
III.2.1. Les conduites en polyéthylènes.....	19
III.3. Système de raccordement	20
1. La soudure par électro fusion.....	20
2. La polyfusion.....	21
3. l'assemblage par raccords à compression.....	22
III.4. Les équipements hydraulique des conduites d'adduction.....	22
III.4.1. Vanne de sectionnement	23
III.4.2. Les ventouses.....	23
III.4.3. Vanne de décharge.....	24
III.4.4. Crépine.....	24
III.4.5. Réducteur de pression et débit.....	24
III.4.6. Conduite by-pass	25
III.5. Etude technico-économique des conduites d'adduction par refoulement.....	25
III.5.1. Calcul du diamètre économique	25
III.5.2. Calcul de la vitesse d'écoulement.....	26
III.5.3. Calcul des pertes de charge.....	27
III.5.3.1. Les pertes de charge linéaire.....	27
III.5.3.2. Perte de charge singulière	30
III.5.3.3 Perte de charge totale.....	30
III.5.4. La hauteur manométrique.....	30
III.5.5. Puissance à fournir à la pompe	30
III.5.6. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe	31
III.5.7. Prix d'énergie (Frais d'exploitation)	31
III.5.8. Frais d'amortissement	31
III.5.9. Bilan des frais	32
III.5.10. Calcul d'une valeur maximal du béliet.....	32
III.5.11. Calcul de la pression maximale et minimale	32
III.6. Etude de projet	33
III.7. Etude de l'adduction refoulement.....	35
III.8. Etude technico-économique de l'adduction gravitaire.....	40
III.8.1. Hauteur géométrique.....	40

III.8.2.Diamètre économique.....	40
III.8.3.Vitesse d'écoulement.....	40
III.8.4.Pertes de charge totale.....	40
III.8.5.Pression au sol.....	40
III.8.6.Etude de l'adduction gravitaire.....	42
Conclusion.....	42

Chapitre IV. Réservoirs

Introduction	44
IV.1.exigence technique à satisfaire	44
IV.2.Classification des réservoirs.....	44
IV.2.1.Classification selon les matériaux de constructions.....	44
IV.2.2. Classification selon la situation des lieux	45
IV.3. Implantation des réservoirs	45
IV.4. Qualité de l'eau dans les réservoirs	45
IV.5. Emplacement du réservoir	46
IV.6.Concept et dimensionnement des réservoirs.....	46
IV.6.1.Concept des réservoirs.....	46
IV.6.1.1.Définition des réservoirs.....	46
IV.6.1.2.Choix du type du réservoir.....	47
IV.6.1.3. Equipement des réservoirs	47
IV.7.Role des réservoirs	51
IV.7.1. Régulateur et accumulateur.....	51
IV.7.2. Augmentation des pressions.....	51
IV.7.3.Gain d'énergie au niveau de la station de pompage.....	51
IV.7.4.Utilité pour briser la charge.....	52
IV.7.5.Stockage de la réserve d'incendie.....	52
IV.8.Entretien du réservoir.....	52
IV.9.Hygiène et sécurité.....	52
IV.10.Détermination de la forme et proportions des réservoirs.....	53
IV.10.1.Forme.....	53
IV.10.2.Hauteur d'eau.....	53
IV.11.Capacité des réservoirs	53
IV.12.Volume totale des réservoirs	54

IV.12.1.Les réservoirs existants.....	54
IV.12.2.Calcul de la capacité du réservoir d'ighrem.....	55
IV.12.3.Dimensionnement du réservoir d'ighrem.....	57
IV.12.4.Calcul de la capacité du réservoir Helil.....	57
IV.12.5.Dimensionnement du réservoir helil.....	59
IV.12.6.Calcul de la capacité du réservoir Taslent.....	60
IV.12.7.Dimensionnement du réservoir Taslent.....	60
IV.12.8.Calcul de la capacité du réservoir Tazaghart.....	60
IV.12.9.Dimensionnement du réservoir Tazaghart.....	61
IV.12.10.Calcul de la capacité du réservoir Ait Amar ouzegan.....	61
IV.12.11.Dimensionnement du réservoir Ait Amar ouzegan.....	63
Conclusion	64

Chapitre V. Le coup du bélier

Introduction.....	66
V.1. Définition du coup de bélier.....	66
V.2.Coup de bélier dans les stations de pompage	66
V.3. Arrêt instantané d'une pompe	66
V.4.cause et conséquence du coup de bélier.....	67
4.1. Les cause du coup de bélier.....	67
4.2. Les conséquences de ce phénomène.....	67
V.5. Les dangers que posent les coups de bélier.....	67
V.6. Moyens de prévention	68
V.7. Types des coups de bélier.....	68
7.1. Coups de bélier causés par des masses de condensat à grande vitesse.....	68
7.2. Coups de bélier causés par la condensation subite de vapeur.....	69
V.8. Installation d'un belier.....	69
V.9.Analyse physique du coup de bélier.....	72
V.10.Moyens de protection contre le coup de bélier.....	74
10.1. Volants d'inertie	74
10.2. Cheminée d'équilibre.....	74
10.3. Soupape de décharge.....	75
V.11. Calcul des réservoirs d'air.....	75
11.1. Protection de la conduite TASLENT - TAZAGHART :.....	76
10.2. Protection de la conduite TAZAGHART - AIT AMAR OUZEGUANE.....	76

Conclusion	79
------------------	----

Chapitre VI. Pompes

Introduction	80
VI.1. Définition de la pompe.....	80
VI.2. Classification des pompe.....	80
VI.3. Caractéristique hydraulique d'une pompe.....	82
VI.3.1 : Vitesse de rotation.....	82
VI.3.2 : Débit « Q » d'une pompe.....	82
VI.3.3 : Hauteur manométrique totale d'élévation.....	82
VI.3.4 Puissance (utile et absorbée).....	82
VI.4 : Choix du type de pompe.....	83
VI.5. Les Courbes caractéristiques des pompes.....	83
VI.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuge.....	83
VI.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite.....	84
VI.6. Couplage d'une pompe.....	85
VI.6.1. Couplage en parallèle.....	85
VI.6.2. Couplage en série.....	86
VI.7. point de fonctionnemen.....	86
VI.7.1. Recherche du point de fonctionnement.....	86
VI.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désire.....	87
VI.8. Etude de cavitation.....	90
VI.9. Choix des pompes pour la station de reprise.....	93
VI.10.Choix de pompe.....	93
Conclusion	99

Chapitre VII. Pose et protection des conduites

Introduction.....	100
VII.1.Différents types de pose des conduites.....	100
VII.1.1. pose en terre.....	100
VII.1.2 : Pose en mauvais terrains (cas spécial).....	101
VII.1.3 : Traversée des routes.....	101
VII.1.4.Pose en galerie.....	102

VII.1.5.Traversées des cours d'eau	102
VII.1.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée).....	103
VII.2 : Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	103
VII.2.1 : Réalisation des fouille.....	103
VII.2.2 : Remblaiement de la tranchée.....	105
VI.2.3. Désinfection du réseau	105
VI.3. Action de l'eau sur les matériaux :	106
VI.3.1. L'entartrage	106
VI.3.2. La Corrosion.....	106
VII.4. Moyens de lutte contre la corrosion	107
Conclusion.....	108

Chapitre VIII. Généralité et modélisation d'un réseau

Introduction	109
VIII.1.Historique	109
VIII.2.Description de l'environnement Epanet	109
VIII.3.Définition	109
VIII.4.présentation du logiciel EPANT	109
VIII.5.Potentialité du logiciel	110
VIII.6.Spécificité du logiciel.....	110
VIII.7.Caractéristique principales du logiciel.....	111
VIII.8.La capacité pour la modélisation hydraulique	111
VIII.9.Les étapes de l'utilisation d'EPANET	112
VIII.10. Classification des réseaux	112
VIII .11 Modélisation du réseau.....	113
VIII.12. Types d'objets.....	119
VIII.13. Ajouter des objets.....	120
VIII.14.Sélection des objets.....	121
VIII.15. Copier et coller des objets.....	122
VIII.16.Dessiner et changer le sens des arcs.....	122
VIII.17. Supprimer un objet.....	123
VIII.18.Sélectionner un groupe d'objets.....	123
VIII.19.Éditer un groupe d'objets.....	123
VIII.20.Le modèle de simulation hydraulique.....	124
VIII.21. Choix de la trace.....	125

VIII.22. Choix du type de tuyau	125
VIII.23. Capacités pour la modélisation.....	125
VIII.24.Principes de la modélisation hydraulique	126
VIII.25.Déplacer un Objet.....	126
VIII.26. Etapes de modélisation	126
Conclusion.....	128

Chapitre VIII. La simulation et présentation des résultats

Introduction.....	129
V.III.1.Définition de la simulation.....	129
VIII.2. Intérêts de la simulation des réseaux d'AEP.....	129
VIII.3. Définition d'un modèle hydraulique	130
VIII.4.Principales phases de la simulation.....	131
VIII.5. Méthodologie pour la construction du modèle.....	132
VIII.6.La base de données	133
VIII.7. Spécification des options de simulation.....	134
VIII.8.Etude de la distribution	139
1) Distribution à partir du réservoir IGHREM.....	139
2) Distribution à partir du réservoir Tazaghart	158
3) Distribution à partir du réservoir Hellil	161
Conclusion.....	163

Chapitre 01 : présentation du projet

Tableau I.1 : Température moyennes mensuelles en [°C]	2
Tableau I.2 : Précipitation moyennes mensuelles en [mm].....	3
Tableau I.3 : inventaire des forages en exploitation	7
Tableau I.4: Ressources en eau disponible.....	7

Chapitre 02 : estimation des besoins

Tableau II.1 : Evolution de la population selon RGP 2008.....	8
Tableau II.2 : taux d'accroissement.....	9
Tableau II.3 : estimation de la population aux différents horizons	10
Tableaux II.4 : évaluation Les besoins domestiques	11
Tableaux II.5: évaluation des besoins publics	12
Tableaux II.6 : évolution des besoins industriels.	13
Tableau II.7: récapitulatif des besoins.....	14
Tableau II.8 : la consommation moyenne journalière total tenant compte des pertes	15
Tableau II.9 : consommation maximal journalière pour les différents horizons.....	15
Tableau II.10 : consommation minimal journalière pour les différents horizons	16
Tableau II-11: valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II.12: Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.....	17

Chapitre 03 : adduction

Tableau III.1: Valeur de la rugosité pour différents matériaux.	29
Tableau III.2: adduction par refoulement de SR Tidja- SR Ighrem.....	35
Tableau III.3: adduction par refoulement de Ighrem-helil.....	36
Tableau II.4: adduction par refoulement de helil -taslent.....	37
Tableau III.5: adduction par refoulement de taslent- tazaghart.....	38
Tableau III.6:adduction par refoulement tazaghart –ait amar ouzeguene.....	39
Tableau III.7 : adduction gravitaire du reservoir 2*2500-Tidja.....	42
Tableau III.8:récapitulatif des diamètres trouvés.....	42

Chapitre 04 : calcul des réservoirs

Tableau IV.1 : Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile	53
Tableau IV.2: les coefficients de distribution (Rapport APC Ighrem).	54
Tableaux IV.3 : les réservoirs existants.....	55
Tableau IV.4 : récapitulatif des debits pour les réservoirs d'Ighrem.....	55
Tableau IV.5 : Récapitulatif de la capacité du réservoir d'Ighrem projeté à l'horizon 2049.....	56
Tableau IV.6: Les caractéristiques de réservoir projetée.....	57
Tableau IV.7. Récapitulatif des débits pour le réservoir Hellil.....	57
Tableau IV.8: la capacité du réservoir de helil projeté à l'horizon 2049.....	58
Tableau IV.9. Les caractéristiques de réservoir projetée.....	59
Tableau IV.10: récapitulatif des résultats.....	59
Tableau IV.11: Récapitulatif de la capacité du réservoir Taslent projeté à l'horizon 2049.....	60
Tableau IV.12 : Les caractéristiques de réservoir projetée.....	60
Tableau VI.13 : récapitulatif des résultats.....	60
Tableau IV.14: Récapitulatif de la capacité du réservoir Tazagharth projeté à l'horizon 2049.....	61
Tableau IV.15 : Les caractéristiques de réservoir projetée.....	61
Tableau IV.16: Récapitulatif de la capacité du réservoir Ait Amar ouzegan à projeté à l'horizon 2049.....	63
Tableau IV.17: Les caractéristiques de réservoir projetée.....	63
Tableau IV.18: Calcul de la capacité du réservoir Ait Amar ouzegan à horizon 2049.....	64
Tableau IV.19: récapitulatif des reservoirs existants et projetés.....	65

Chapitre 06 : choix des pompes

Tableau VI.1 : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la temperature.....	93
Tableau VI.2. Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres.....	94
Tableau VI.3.:Courbe caractéristique de la pompe.....	95
Tableau VI.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR Ighrem).....	96

Chapitre 09 : généralité et modélisation d'un réseau

Tableau VIII.1 : Formule de perte de charge totale.....	138
Tableau VIII.2: Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.....	138
Tableau VIII-3 : calcul des débits et diamètres pour le village IGHREM.....	141
Tableau VIII.4.L'état des nœuds.....	153
Tableau VIII.5.L'état des arcs.....	154
Tableau VIII.6.L'état des nœuds avec réducteur	155
Tableau VIII-7 : model de la consommation	157
Tableau VIII-8 : calcul des débits et diamètres pour le village TAZAGHART.....	160
Tableau VIII.9: L'état des nœuds pour Tazaghart.....	161
Tableau VIII.10 : L'état des arcs pour Tazaghart.....	161
Tableau VIII.11 : L'état des nœuds avec réducteur	162
Tableau VIII-12: calcul des débits et diamètres pour le village Hellil.....	163
Tableau VIII.13: L'état des nœuds pour Hellil.....	164
Tableau VIII.14: L'état des arcs pour Hellil.....	164
Tableau VIII.15.L'état des nœuds avec réducteur	165

Chapitre 01 : présentation du projet

Figure I.1 : situation géographique.....1
 Figure I.2: diagramme des températures moyennes mensuelles.....3
 Figure I.3: diagramme des précipitations moyennes mensuelles.....4
 Figure I.4: Diagramme Ombrothermique.....5

Chapitre 02 : estimation des besoins

Figure II.1 : Diagramme de l'évolution de la population pour différents horizons.....10

Chapitre 03 : adduction

Figure III.1 : adduction gravitaire.....18
 Figure III.2 : adduction par refoulement.....18
 Figure III.3 : tuyaux PEHD.....20
 Figure III.4 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....21
 Figure III.5 : soudure bout à bout.....22
 Figure III.6 : Raccordement par accessoires à compression.....22
 Figure III.7 : vanne de sectionnement.....23
 Figure III.8 : ventouse ventex.....23
 Figure III.9 : Crépines.....24
 Figure III.10 : Réducteur de pression.....24
 Figure III.11 : Les diamètres nominaux en fonction de la nature de la conduite.....26

Chapitre 04: Calcul des réservoirs

Figure IV.1 : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir semi enterré.....47
 Figure IV.2 : conduite d'adduction.....48
 Figure IV.3.conduite de distribution.....48
 Figure IV.4: Conduite de trop-plein.....49
 Figure IV.5: Conduite de vidange.....49
 Figure IV.6: Conduite de by-pass.....50
 Figure IV.7: a réserve d'incendie..... 50
 Figure IV.8: système a deux prises.....51
 Figure IV.9 : système a siphon.....51

Figure IV.10 : capacité de réservoir d'Ighrem.....	56
Figure IV.11:capacité de réservoir Hellil.....	58
Figure IV.12: Capacité de réservoir Taslent.....	59
Figure IV.13: capacité de réservoir Tazagharth.....	60
Figure IV.14 : capacité de réservoir Amar ouzeguene.....	62

Chapitre 05 : coup de bélier

Figure V.1 : coup de bélier.....	66
Figure V.2: exemple de conduite endommagée par le coup de bélier.....	68
Figure V.3.installation d'un bélier.....	69
FigureV.4.le collecteur.....	70
Figure V.5.La conduite motrice.....	70
Figure V.6.la conduite d'alimentation.....	71
Figure V.7. L'état de la conduite pendant la phase 1.....	72
Figure V.8.représentation de la phase 2 du coup de bélier.....	73
Figure V.9 .Présentation de la phase 3 du coup de bélier.....	73
Figure V.10.représentation de la phase quatre.....	73
FigureV.12.volant d'inertie.....	74
Figure V.13. Déférentes types de cheminées d'équilibre.....	74
Figure.V.14. Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti béliers.....	78

Chapitre 06 : Etude et choix des pompes

Figure VI.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	84
Figure VI.2 : Couplage en parallèle.....	85
Figure VI.3 : Couplage en série.....	86
Figure VI.4 : point de fonctionnement d'une pompe.....	87
Figure VI.5 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage...88	
Figure VI.6 : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement.....	88
Figure VI.7 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	89
Figure VI.8: Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse derotation...90	
Figure VI.9 : Aspiration en dépression.....	92
Figure VI.10 : Aspiration en sous pression.....	92
FigureVI.11: Graphe des courbes NPSH.....	93

Figure VI.12: courbe caractéristique de la pompe PM100/10B.....	94
Figure VI.13 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (PM100/10B).....	96
Figure VI.14: Mode de réglage par rognage de SR Ighrem.....	100

Chapitre 07 : Pose et protection des conduites

Figure VII.1 : Pose des conduites en terre.....	102
Figure VII.2 : Pose en mauvais terrains.....	102
Figure VII.3 : Traversée d'une route.....	103
Figure VII.4 : traverse d'un cours d'eau.....	103
Figure VII.5 : pose à proximité des eaux usées.....	104
Figure VII.6 : La profondeur de la feuille.....	104
Figure VII.7: Lit de pose de la conduite.....	105
Figure VII.8 : Remblaiement de la tranchée.....	105
Figure VII.9 l'entartrage.....	106
Figure VII.10: la corrosion des conduites.....	106

Chapitre 08 : La simulation et présentation des résultats

Figure VIII.1 : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'eau.....	115
Figure VIII.2 : Quelques exemples de courbes caractéristiques.....	118
Figure VIII.3 : Courbe de Rendement d'une Pompe.....	119
Figure VIII.4 : courbe de volume.....	119
Figure VIII.5 : Redessiner un Arc.....	124
Figure VIII.6 : Boîte de Dialogue Dimensions du Schéma.....	125
Figure VIII.7. Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet.....	128
Figure VIII.8 : rubrique hydraulique de la boite de dialogue.....	129
Figure VIII.9 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).....	129
Figure VIII.10 : Boite de dialogue option du schéma (Symboles).....	130
Figure VII.11 : Boite de dialogue Dimensions du schéma.....	130

Chapitre 09 : La simulation et présentation des résultats

Figure.VIII.1.méthodologie général de la simulation.....	129
Figure VIII.2 : option hydraulique.....	134
Figure VIII.3 : option de temps.....	138
Figure VIII.4.Les données d'entrée et de sorties des nœuds.....	141

Figure.VIII.5. Editeur de propriétés pour les nœuds.....	141
Figure.VIII.6. Editeur de propriétés pour les réservoirs.....	141
Figure.VIII.7. Editeur de propriétés pour les arcs.....	142
Figure VIII.8.Les données d'entrée et de sorties des arcs.....	142
Figure VIII.9 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).....	143
Figure VIII.10: Boite de dialogue option du schéma (Symboles).....	143
Figure VIII.11 : Boite de dialogue Dimensions du schéma.....	143
Figure.VIII.12.schéma du tracé du réseau.....	144
Figure.VIII.13.réseau dessiné sur Epanet.....	145
Figure VIII.14.résultat d'une requête dans le schéma.....	148
FigureVIII.15.résultats de la simulation pour Ighrem.....	149
Figure VIII.16.boite de dialogue de sélection/option du tableau.....	150
Figure VIII.17.rubrique colonne de la boite de dialogue sélection/options du tableau.....	151
FigureVIII.18 : la simulation avec réducteurs de pression.....	152
Figure VIII.19: Boite de dialogue option de temps.....	154
Figure VIII.20 : Boîte de dialogue de l'éditeur de courbe de modulation (vierge).....	154
Figure VIII.21 :modèle de la consommation présenté dans un graphe.....	155
FigureVIII.22 :Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation.....	156
Figure VIII.23.boite de dialogue sélection de graphique.....	157
Figure VIII.24: Exemple de la variation de la vitesse dans un tronçon sur 24h.....	157
Figure VIII.25.exemple de la variation de la pression dans un nœud sur 24 h.....	157
Figure VIII.26. Pression au nœud.....	158
Figure VIII.27 : La vitesse aux arcs.....	160
Figure VIII.28.la pression au nœud.....	161
Figure VIII.29. Résultats de la simulation pour Hellil.....	161
Figure VIII.30préssions au nœud.....	163
Figure VIII.31.la vitesse aux arcs.....	163

- A** : L'amortissement annuel (Annuité).
- a** : vitesse de propagation de l'onde de choc
- a**: La célérité de l'onde (m/s).
- APC** : Assemblée Populaire Communale.
- AS** : Agglomération secondaire.
- B** : La valeur du coup de bélier (m).
- BL** : Le bilan en (DA).
- C** : Coefficient de perte de charge de la tuyère.
- C'** : coefficient de perte de charge dans un diaphragme.
- Chw** : coefficient de Hazen -William
- Con. Moy.j** : Consommation Moyen Journalière.
- CP** : Côte Piézométrique.
- Cpi** : Côte piézométrique au point (i).
- CR** : Côte Radier.
- CTN** : Côte Terrain Naturel en (m).
- CTP** : Côte Trop Plein en (m).
- D** : Diamètre de la conduite en (m).
- Dot**: Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons).
- DA** : Dinar Algérien.
- Dext** : Diamètre extérieur.
- DHW** : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.
- Dint** : Diamètre intérieur.
- Dmax** : diamètre maximal de la conduite (m).
- Dmin** : diamètre minimal de la conduite (m).
- DN** : Diamètre Nominal.
- DREW** : Direction des ressources en eau de la wilaya.
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- E** : module de young de la paroi
- e**: Epaisseur de la conduite (mm).
- F** : Forage.
- Fam** : Frais d'amortissements.
- Fex** : Frais d'exploitation.
- g**: Accélération de la pesanteur en (m/s²).
- H** : Hauteur.

h : hauteur de la lame d'eau

H0 : Pression absolue de la conduite (m).

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Hab : Habitants

Hg : Hauteur géométrique en (m).

Hinc : Réserve d'incendie.

Hmt: La hauteur manométrique totale (m).

i : Taux d'annuité (%).

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

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

JL : Pertes de charge linéaires.

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

Js : Pertes de Charge singulières.

Jt : Pertes de charge totales.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

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

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

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

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

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.

KWh : kilowatt heures.

L : Longueur de la conduite en (m).

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

m: Coefficient de rognage.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

ml : Mètre linéaire.

Moy : Moyenne.

MPa : Méga pascal

MV : Méga volt

n : Le nombre d'année séparant les horizons considérés

N : Le nombre d'habitants

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

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

NPSH_r : la charge nette minimale requise à l'aspiration (m);

ONM : Office national météorologique.

P_n : La population à l'horizon d'étude

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

P₀ : Population de l'horizon de référence.

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

PDAU: Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

P_e : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).

PEBD : Polyéthylène à Basse Densité.

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité.

PEMD : Polyéthylène à Moyenne Densité.

PF : Pression de flotteur.

PN : Pression nominale.

PU : le prix unitaire de la conduite (DA/ml).

PVC : Chlorure de Polyvinyle.

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

Q_{max j} : débit maximum journalier en m³/j

Q_{min j} : débit minimum journalier en m³ /j

Q_{moy} : Consommation moyenne journalière en eau potable (l/s)

Q_{moy j} : débit moyen journalier en m³ /j

Q_{moy, h} : débit moyen horaire en m³/h

Q : débit transitant par la conduite ;(m³/s)

Q_i : Débit au nœud i (l/s).

Q_{max.h} : Débit entrant dans la station (m³/h).

Q_{max.j} : Consommation maximale journalière (m³/j).

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/m).

Q_x : Quintaux.

R : Réservoirs.

Re : Nombre de Reynolds.

RGPH : Recensement Géographique Populaire de l'habitat.

S : Section de la conduite.

SP : Station de pompage.

SR : Station de reprise.

T : temps de pompage (h).

T °C : Température.

t: Taux d'accroissement.

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

U0 : Volume d'air initial.

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

Umin : Volume min de l'air dans la cloche

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

Vf : Vitesse finale choisie.

Vinc : volume d'incendie dans le réservoir

Vmax : Volume maximal de stockage (m³).

Vr : volume du réservoir projeté

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

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

Z : Pression dans le réservoir d'air.

Z0 : Pression absolue.

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

αmax: Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

βmax: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

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

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

ε0 : Rugosité à l'état neuf (10⁻⁴ m pour l'acier) ;

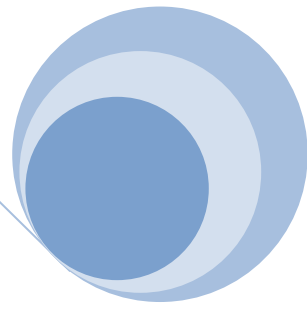
η : Rendement de la pompe en %.

λ: Coefficient de pertes de charge.

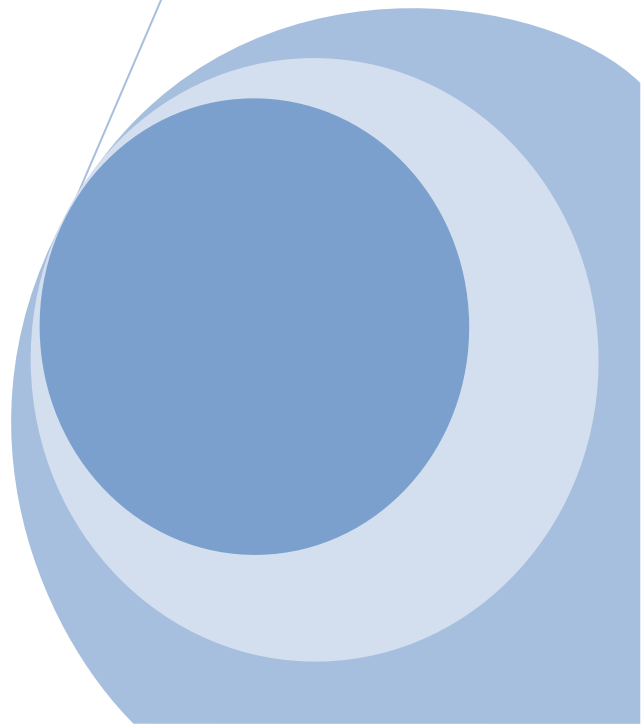
v: Viscosité cinématique de l'eau.

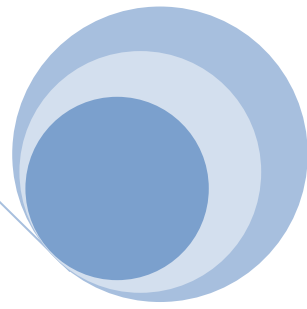
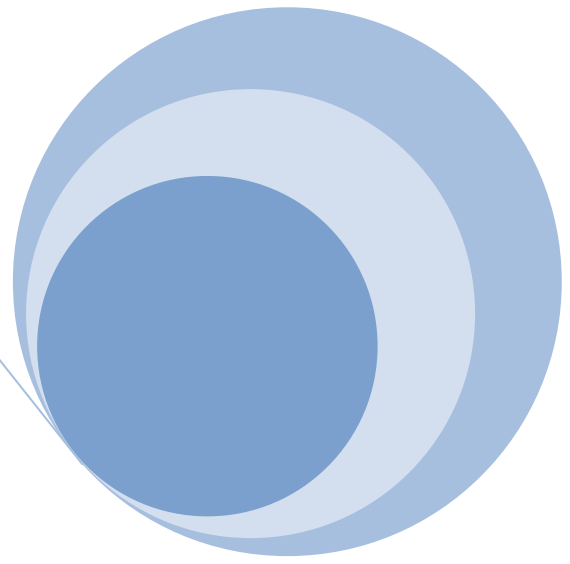
ξ: Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%).

ρ : Masse volumique de l'eau.

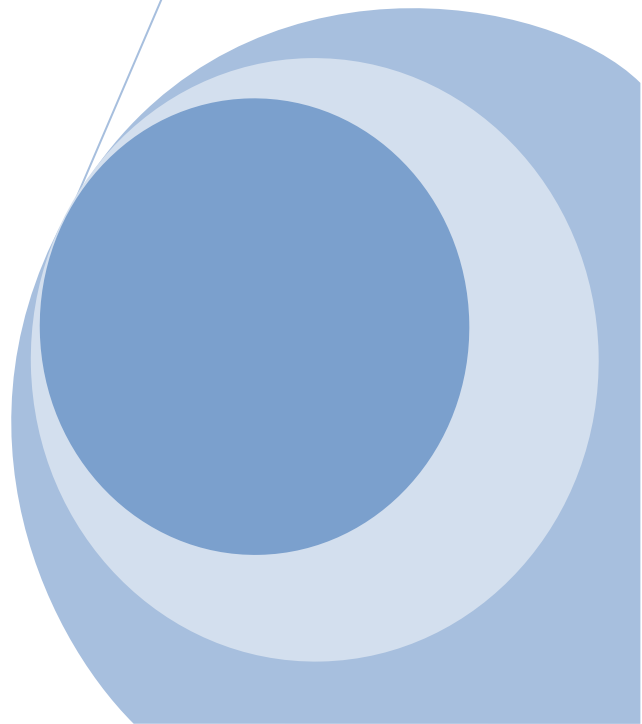


Introduction





Introduction



L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de par son mode de vie et ses activités. La sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

En Algérie l'insuffisance de l'installation hydraulique ajoutée à la vétusté des réseaux existant qui sont loin de répondre aux normes, rendent la gestion de l'eau encore très difficile. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet qui s'inscrit dans ce contexte, vise à étudier le renforcement de l'alimentation en eau potable de six communes de (Wilaya de Bejaia) à partir du barrage de Tichi Haf sur un horizon de 30 ans. Ce projet nous a été confié par le bureau d'étude AGC (Africain Géo system Company), cette étude porte sur les six villages de la commune d'Ighrem.

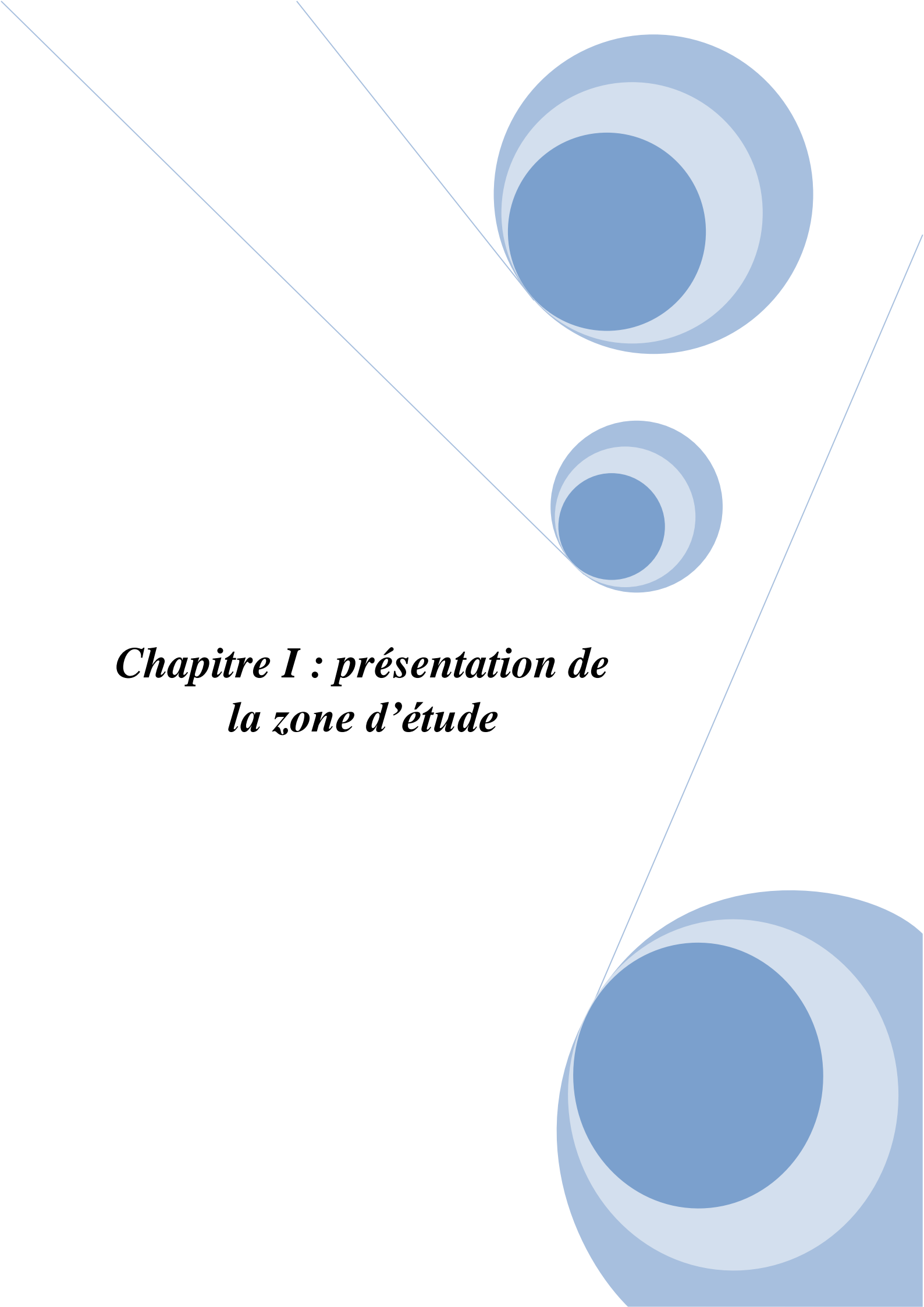
La région d'étude sera raccordée à un nouveau réseau, alimentant l'ensemble des villages de cette commune à partir des deux réservoirs d'Ighrem $2 \times 2500 \text{ m}^3$. L'évaluation des besoins en eau des six villages indique un débit global de 24.78 l/s qui sera nécessaire pour répondre aux besoins de la population à l'horizon 2049.

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable directe de cette région en déconnectant les ressources actuelles de la nouvelle chaîne à partir du barrage tichi haf situé à la wilaya de Bejaïa.

La simulation d'un réseau d'eau potable permet entre autre de déterminer des stratégies de distribution afin de garantir la qualité du service en continu.

Ce travail consiste à simuler les réseaux d'alimentation en eau potable des trois villages Ighrem, Tazaghart, helil, de la commune d'Ighrem utilisant le logiciel de simulation hydrauliques Epanet et faire une interprétation des résultats obtenu.

La simulation du modèle a été exécutée avec succès ce qui nous a permis d'établir un état des lieux des paramètres hydrauliques sur tous les réseaux, et nous a aidé à bien comprendre le fonctionnement de notre système.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue to light blue. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin blue lines intersect at a point to the left of the circles, forming a V-shape that frames the central text.

***Chapitre I : présentation de
la zone d'étude***

Introduction

Le présent chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude qui fait partie de la rive gauche de oued Sahel, située au sud-ouest de la wilaya de Bejaia. Elle est constituée des six villages de la commune d'Ighrem (Ait Amar ouzegan, Ighrem, Tazagharth, Taslent, Hellil, Ircen).

I.1. Situation géographique

La commune fait partie de la Daira Akbou, elle est localisée en haute Soummam, sur sa rive gauche. Elle est située au sud-ouest de la wilaya de Bejaia ; distante de plus de 70 km de son chef-lieu et à moins de 5 km du chef-lieu de la commune d'Akbou.

Administrativement, elle est limitée :

- Au nord par la wilaya de Tizi Ouzou ;
- Au sud par les communes d'Akbou et Tazmalt ;
- A l'est par les communes d'Akbou et Chelata ;
- A l'ouest par la commune de Beni Mellikeche.



Figure I.1 : Situation géographique

I.2. Situation topographique

La commune d'Ighrem dont l'altitude varie entre un minimum de 240 mètres et un maximum de 1080 mètres pour une altitude moyenne de 660 mètres couvre une superficie de 5010

Hectares soit 50,10 km², et une latitude comprise entre 4031,5 et 4043, et les longitudes 627 et 635,5.

I.3. Situation climatique

Le climat qui règne à Ighrem de type méditerranéen fait que les hivers et les étés sont respectivement doux et chauds ; les précipitations moyennes interannuelles varient entre 6,33 mm et 70,45 mm avec un pic pluviométrique au mois de décembre. En saison hivernale, la commune reçoit une moyenne de 63,63 mm d'eau. La neige occupe les altitudes les plus élevées de la haute montagne. Par contre les températures oscillent entre 8,68 C° et 30,80 C°. Cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois de mai au mois de septembre, le reste des mois de l'année étant relativement humides. La région d'étude est caractérisée par des températures variables. Les mois les plus froids sont : décembre, janvier et février avec une température moyenne de **11.5C**. Les mois les plus chauds sont : juillet, aout, quand la température moyenne maximale est de **25.4°C**.

Tableau I.1 : Température moyennes mensuelles en [°C] [AGC]

mois	jan	févr	Mars	Avril	mai	jui	juil	Aout	sept	oct	Nov	Dec
Temp moy(°C)	11.5	11.7	13.4	15.3	18	21.6	24.3	25.4	23.6	19.5	15.5	12.5
Temp min (°C)	8.8	8.9	10	11.4	14	17.9	20.7	21.5	19.6	16.2	12.6	9.5
Temp max (°C)	14.2	14.6	16.8	19.2	22	25.3	28	29.3	27.6	22.9	18.5	15.5
Temp moy(°C)	11.5	11.75	13.4	15.3	18	21.6	24.35	25.4	23.6	19.55	15.55	12.5

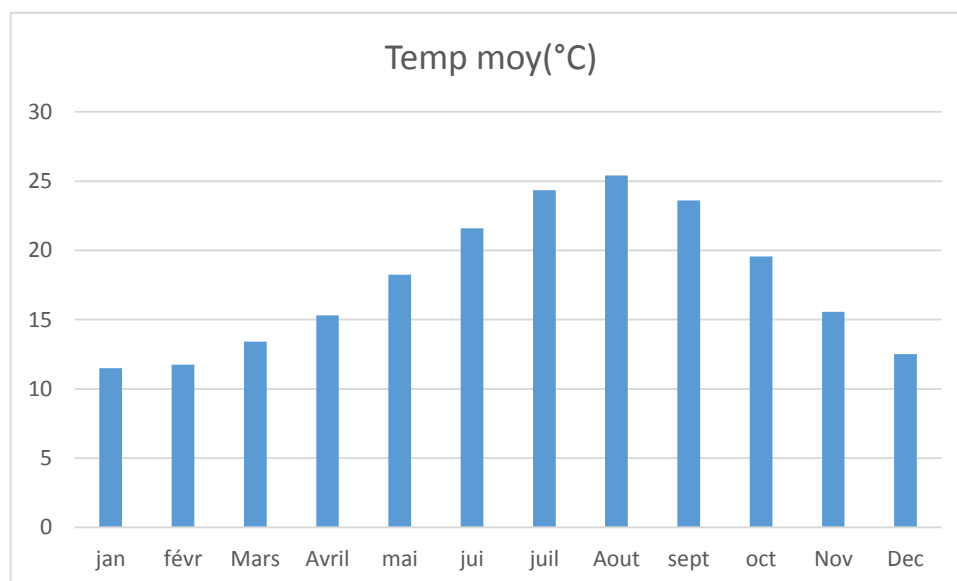


Figure I.2 : diagramme des températures moyennes mensuelles

I.4. pluviométrie

La précipitation est un facteur climatique essentiel qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides).

Tableau I.2 : Précipitation moyennes mensuelles en [mm] [AGC]

mois	jan	févr	Mars	Avril	Mai	jui	juil	Aout	sept	oct	Nov	Dec	
Précipitation (mm)	118	90	81	72	43	22	4	8	50	96	114	132	Moy=69.1

La quantité interannuelle des précipitations atmosphériques de la région d'étude est donnée par la somme des moyennes mensuelles **Moy = 69.17mm/an**

Cette région est fortement arrosée en novembre, décembre, janvier et février avec un maximum de **132 mm** au mois de décembre. Les précipitations diminuent à partir du mois de février pour atteindre un minimum de **4 mm** au mois de juillet (figure 1.3).

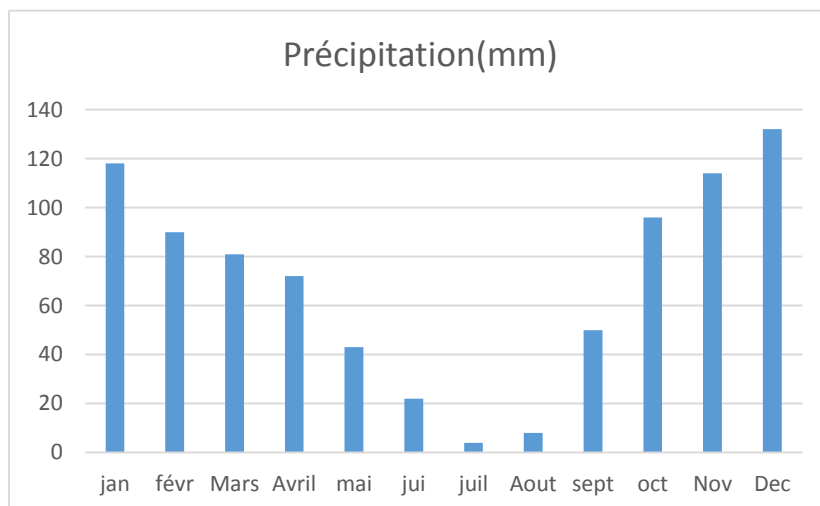


Figure I.3 : diagramme des précipitations moyennes mensuelles

I.5. Diagramme Ombrothermique $p = f(2T)$

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

Sur le diagramme sont reportés :

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

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

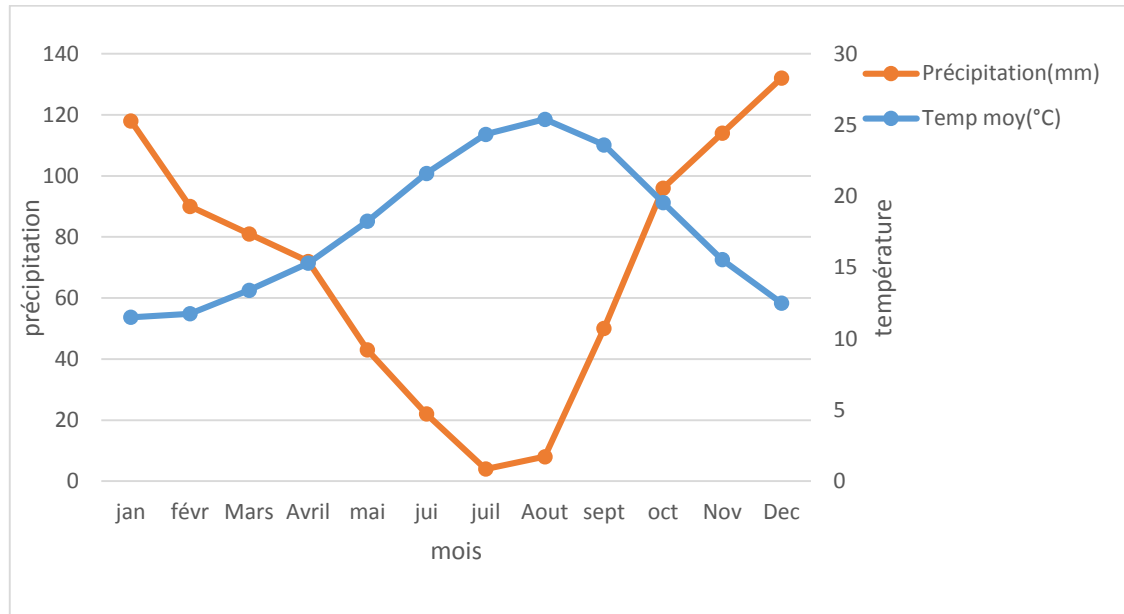


Figure I.4 : Diagramme Ombrothermique

I.6. Le relief

La région d'étude est située au versant gauche de l'oued Sahel et elle est caractérisée par un relief accidenté, qui comprend deux zones différentes :

- un vaste espace montagneux avec des collines taillées par de profonds ravins creusé par des torrents lors des pluies, qui accélère la vitesse d'écoulement des eaux par la forte pente des massifs montagneux d'où les altitudes décroissent du nord au sud et occupe presque la totalité de la superficie du bassin versant passant de 1200 m au village Azouna (commune d'Ighrem) et à 350 m à la partie basse du chef-lieu d'Ighrem.
- la partie sud de la commune d'Ighrem est caractérisée par des pentes relativement douces représentée par la partie alluviale des oueds Beni-Mellikeche et Illoula (du côté de la zone industrielle d'Akbou).

I.7. hydrologie

La vallée de l'oued sahel est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents les cônes de déjection sont des caractéristiques morphologiques importantes dans la vallée de la Soummam, ils se localisent aux embouchures des affluents d'oueds tels que Beni-Mellikeche, Illoula (Ighrem) ,le bassin versant gauche peu boisé et montagneux est composé superficiellement de sols ou roches

sans grande compacité (marnes, argiles, schistes, etc...), facilitant la formation de ravines et thalwegs producteurs de matériaux d'érosion trois autres petites rivières débouchent également sur le cône de déjection,.

I.8. Géologie

La région est constituée de terrains du crétacé à faciès de type flysch comportant des grès et des marnes schisteuses de couleur verte et noire. Ces deux faciès se succèdent alternativement du bas vers le haut provoquant des ruptures pentes en escaliers. [AGC]

I.9. Situation hydraulique

I.9.1. Ressources en eau superficielle

La commune d'Ighrem s'étend sur une superficie de 5010 ha. Elle se situe en rive gauche de l'oued Sahel et possède un réseau hydrographique de type semi montagneux et montagneux. L'oued Illoula, le plus important, prend naissance à la jonction de deux écoulements distincts: Ighzer Taslent et Ighrem Chellata. Il débouche sous forme d'un vaste cône de déjection et de réseau désorganisé et anarchique participant, ainsi à la réalimentation des nappes de l'oued Soummam. Vu le caractère du relief de la commune et de son réseau hydrographique, l'implantation d'ouvrages de retenues n'est pas envisageable.

I.9.2. Ressources en eau souterraines

Les ressources en eaux souterraines sont constituées de sources, puits et forages.

I.9.2.1 Les sources et puits

Les massifs calcaires très arrosés (plus de 1000 mm de précipitations par an) des monts de Chellata constituent de bons réservoirs. Les sources existantes se présentent sous forme d'émergences à la faveur d'accidents des terrains grés-calcaires et des formations des flysch. Les sources l'Ainsar Oufella et Thimaadanine alimentent respectivement et en gravitaire les villages d'Elmechta-Benisellam et Tazagharth avec un très faible débit surtout en période d'été. Les puits appartenant aux villages d'Ighrem et Taslent débitent très peu.

Ces ressources ne peuvent pas être prises en compte à cause de leur étroite dépendance avec les précipitations déficitaires depuis déjà trois décennies ou de leur faible débit. Les services d'exploitation notent que la plupart de ces points d'eau sont insignifiants et presque à sec durant les périodes estivales.

I.9.2.2. Les champs de captage

Les champs de captage sont situés dans les alluvions de la vallée de l'Oued Sahel au niveau du plateau d'Azaghar. Deux forages principaux, localisés à Athelaaldj (MNO1)

et Thimaadanine(MNO2) participent à l'alimentation des villages de la commune. Les ressources en eau actuellement exploitées sont fournies dans le tableau suivant Tableau :

Tableau I.3 : Inventaire des forages en exploitation [AGC]

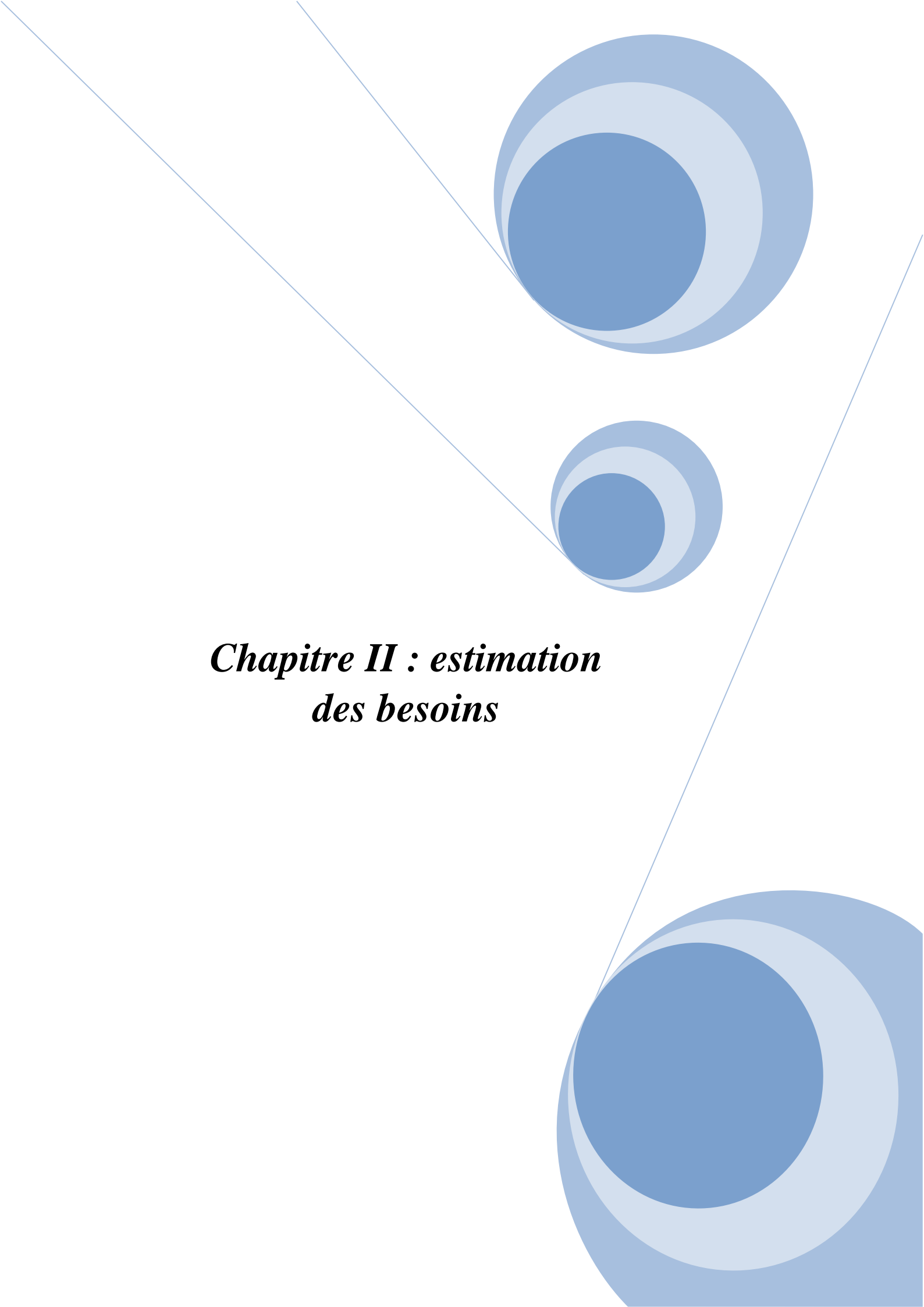
Commune	Le lieu-dit du forage	Nom du forage	Débit mobilisé	
			l/s	m3/j
Ighrem	Athelaaldj	MNO1	30	2160
Ighrem	Thimaadanine	MNO2	27	1944
TOTAL commune			56	4104

Tableau I.4 : Ressources en eau disponible

commune	puits		sources		forages	
	Nombre	Débits (l/s)	Nombre	Débits (l/s)	Nombre	Débits (l/s)
Ighrem	Ighrem 1	1.4	Tazagharth 1	3.55	1	30
	Taslent 1	1.66	Elmechta- Benisellam 1	2.38	1	27
Total	2	3.06	2	5.93	2	57

Conclusion :

Après avoir défini les données nécessaires de notre région d'étude concernant les situations citées ci-dessus, nous passons dans ce chapitre suivant à l'évaluation des besoins en eau potable de cette région, afin de répondre à la demande.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric layers of different shades of blue. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the central text.

***Chapitre II : estimation
des besoins***

Introduction

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins. Notre étude sera menée sur l'horizon 2049, en prenant en considération les besoins futures de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée.

Nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable d'Ighrem que nous citerons, après nous permet de connaître la consommation journalière de cette ville.

II.1 Evaluation de la population à différents horizons

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc, l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de ces six villages de la commune d'Ighrem est de 5165(habitants)

Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation avec la relation qui obéit à la loi des accroissements finis donnée par : **(Moussa, 20)**

$$P_n = P_o (1+\alpha)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon considéré ;

P_o : population de l'année de référence (hab.) ;

α : taux d'accroissement annuel de la population

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré. Dans notre cas :

Le tableau suivant présente le nombre d'habitants du dernier recensement RGPH () :

Tableau II.1 : Evolution de la population selon RGPH 2008

villages	population 2008
Ait Amar ouzegan	187
Tazagharth	849
Taslent	1670
Hellil	217
Ighrem	1625
Ircen	617
Total	5165

Les horizons de calcul considérés au rapport à l'année d'étude du projet 2018 sont :

- actuel: 2019

- Court terme : 2029 (n=10),
- Moyen terme : 2039 (n=20),
- Long terme : 2049 (n=30).

II.1.1 Taux d'accroissement :

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitant d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissance et de décès enregistré pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés, dans notre cas le taux d'accroissement varie entre 2013 et 2050, tel que figuré dans le tableau

Tableau II.2 : taux d'accroissement

2013-2030	0.012
2030-2050	0.011

II.1.2 Dotation

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

II.1.3. : Consommation moyenne journalière

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

$$Q_{moy j} = \sum \frac{D*N}{1000} \quad [m^3/j] \quad (II.2)$$

II.1.4. Catégorie des besoins :

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que Ighrem tend à les connaître, il est préférable de se pencher sur tous les différentes catégories des besoins tel que

- Besoins domestique
- Besoins publics (représente 10% des besoins domestiques)
- Besoins industriels(représente 10% des besoins domestiques)

D'après le plan topographique d'Ighrem on distingue que les villages Ait Amar Ouzegan, Hellil font partis de la zone éparsée et vis-à-vis des lots existants, on a un nombre minimum d'habitant. Pour Ait Amar Ouzegane 24 lots et 31 lots pour Hellil, et pour chaque lot on a 08 habitants. La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau II.3 : estimation de la population aux différents horizons

horizon d'étude	RGPH	actuel	court terme	moyen terme	long terme
villages	2008	2019	2029	2039	2049
Ait Amar ouzegane	187	213	240	268	299
Tazagharth	849	968	1090	1216	1357
Taslent	1670	1904	2146	2394	2671
Hellil	217	248	279	311	347
Ighrem	1625	1853	2088	2329	2599
Ircen	617	703	793	884	986
Total	5165	5890	6636	7403	8259

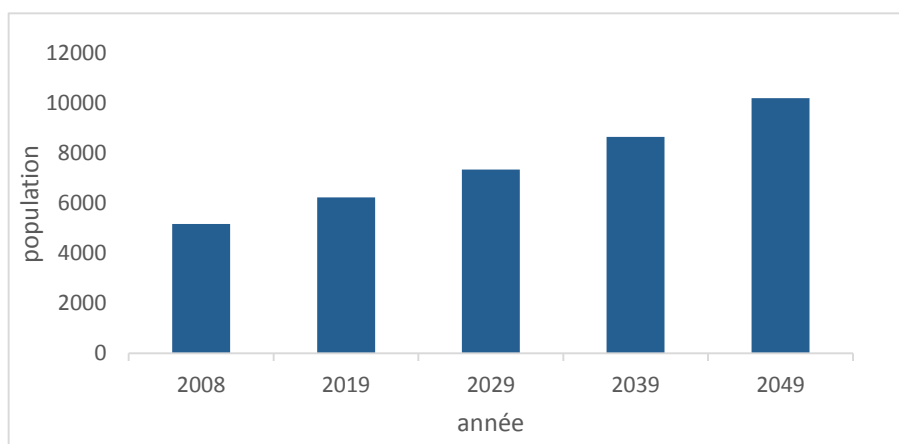


Figure II.1 : Diagramme de l'évolution de la population pour différents horizons

II.1.4.1. Les besoins domestiques

La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie, et suivant la norme d'hygiène. De ce fait, nous adopterons pour notre région une dotation de 150 l/hab/j. Les besoins domestiques aux différents horizons sont évalués par la relation suivante :

$$Q \text{ moy } j = \frac{N \cdot D}{24 \cdot 3600} \quad [l/s] \quad (II.3)$$

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les différentes localités sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableaux II.4 : Evaluation Les besoins domestiques

actuel 2019			
villages	population	$Q_{moy\ j}$ [m^3/j]	$Q_{moy\ j}$ [l/s]
Ait Amar ouzegan	213	31.95	0.37
Tazagharth	968	145.14	1.68
Taslent	1904	285.67	3.31
Hellil	248	37.17	0.43
Ighrem	1853	277.99	3.22
Ircen	703	105.51	1.22
Total	5890	883.44	10.22
court terme 2029			
villages	population	$Q_{moy\ j}$ [m^3/j]	$Q_{moy\ j}$ [l/s]
Ait Amar ouzegan	240	35.99	0.42
Tazagharth	1090	163.53	1.89
Taslent	2146	321.87	3.73
Hellil	279	41.88	0.48
Ighrem	2088	313.21	3.63
Ircen	793	118.88	1.38
Total	6636	995.36	11.52
moyen terme 2039			
villages	population	$Q_{moy\ j}$ [m^3/j]	$Q_{moy\ j}$ [l/s]
Ait Amar ouzegan	268	40.15	0.46
Tazagharth	1216	182.43	2.11
Taslent	2394	359.08	4.16
Hellil	311	46.72	0.54
Ighrem	2329	349.42	4.04
Ircen	884	132.63	1.54
Total	7403	1110.43	12.85
long terme 2049			
villages	Population	$Q_{moy\ j}$ [m^3/j]	$Q_{moy\ j}$ [l/s]
Ait Amar ouzegan	299	45	0.52
Tazagharth	1357	204	2.36
Taslent	2671	401	4.64
Hellil	347	52	0.60
Ighrem	2599	390	4.51
Ircen	986	148	1.71
Total	8259	1239	14.34

II.1.4.2. Les besoins publics

Les besoins publics représentent 10% des besoins domestiques comme représenté dans les tableaux suivants :

Tableaux II.5: évaluation des besoins publics

	actuel 2019		
villages	pop	Q _{moyj} [m ³ /j]	Q _{moyj} [l/s]
Ait Amar ouzegan	213	3.19	0.04
Tazagharth	968	14.51	0.17
Taslent	1904	28.57	0.33
Hellil	248	3.72	0.04
Ighrem	1853	27.80	0.32
Ircen	703	10.55	0.12
Total	5890	88.34	1.02

	court terme 2029		
villages	population	Q _{moyj} [m ³ /j]	Q _{moyj} [l/s]
Ait Amar ouzegan	240	3.60	0.04
Tazagharth	1090	16.35	0.19
Taslent	2146	32.19	0.37
Hellil	279	4.19	0.05
Ighrem	2088	31.32	0.36
Ircen	793	11.89	0.14
Total	6636	99.54	1.15

	moyen terme 2039		
villages	population	Q _{moyj} [m ³ /j]	Q _{moyj} [l/s]
Ait Amar ouzegan	268	4.02	0.05
Tazagharth	1216	18.24	0.21
Taslent	2394	35.91	0.42
Helal	311	4.67	0.05
Ighrem	2329	34.94	0.40
Ircen	884	13.26	0.15
Total	7403	111.04	1.29

	long terme 2049		
villages	population	Q _{moyj} [m ³ /j]	Q _{moyj} [l/s]
Ait Amar ouzegan	299	4.48	0.05
Tazagharth	1357	20.35	0.24
Taslent	2671	40.06	0.46
Hellil	347	5.21	0.06
Ighrem	2599	38.98	0.45
Ircen	986	14.80	0.17
Total	8259	123.88	1.43

II.1.4.3. Les Besoins industriels :

Représentent 10% des besoins domestiques comme représenté dans les tableaux suivants

Tableaux II.6 : évolution des besoins industriels.

moyen terme 2039			
villages	population	Q_{moyj} [m^3/j]	Q_{moyj} [l/s]
ait Amar ouzegan	268	4.02	0.05
Tazagharth	1216	18.24	0.21
Taslent	2394	35.91	0.42
Hellil	311	4.67	0.05
Ighrem	2329	34.94	0.40
Ircen	884	13.26	0.15
total	7403	111.04	1.29

actuel 2019			
villages	population	Q_{moyj} [m^3/j]	Q_{moyj} [l/s]
Ait Amar ouzegan	213	3.19	0.04
Tazagharth	968	14.51	0.17
taslent	1904	28.57	0.33
Hellil	248	3.72	0.04
Ighrem	1853	27.80	0.32
Ircen	703	10.55	0.12
total	5890	88.34	1.02

court terme 2029			
villages	population	Q_{moyj} [m^3/j]	Q_{moyj} [l/s]
Ait Amar ouzegan	240	3.60	0.04
Tazagharth	1090	16.35	0.19
taslent	2146	32.19	0.37
Hellil	279	4.19	0.05
Ighrem	2088	31.32	0.36
Ircen	793	11.89	0.14
total	6636	99.54	1.15

long terme 2049			
villages	population	Q_{moyj} [m^3/j]	Q_{moyj} [l/s]
ait Amar ouzegan	299	4.48	0.05
Tazagharth	1357	20.35	0.24
Taslent	2671	40.06	0.46
Hellil	347	5.21	0.06
Ighrem	2599	38.98	0.45
Ircen	986	14.80	0.17
total	8259	123.88	1.43

II.1.4.4.récapitulatif des besoins

Tableau II.7: récapitulatif des besoins

villages	secteur	besoin en eau [m3/j]			
		2019	2029	2039	2049
Ait Amar ouzezan	domestique	31.95	35.99	40.15	44.80
	public	3.19	3.32	4.02	4.48
	industriel	3.19	3.60	4.02	4.48
	total	38.34	42.91	48.19	53.76
Tazagharth	domestique	145.14	163.53	182.43	203.52
	public	14.51	16.35	18.24	20.35
	industriel	14.51	16.35	18.24	20.35
	total	174.17	196.23	218.92	244.23
Taslent	domestique	285.67	321.87	359.08	400.59
	public	28.57	32.19	35.91	40.06
	industriel	28.57	32.19	35.91	40.06
	total	342.81	386.24	430.89	480.71
Hellil	domestique	37.17	41.88	46.72	52.12
	public	3.72	4.19	4.67	5.21
	industriel	3.72	4.19	4.67	5.21
	total	44.60	50.25	56.06	62.54
Ighrem	domestique	277.99	313.21	349.42	389.82
	public	27.80	31.32	34.94	38.98
	industriel	27.80	31.32	34.94	38.98
	total	333.59	375.86	419.31	467.78
Ircen	domestique	105.51	118.88	132.63	147.96
	public	10.55	11.89	13.26	14.80
	industriel	10.55	11.89	13.26	14.80
	total	126.62	142.66	159.15	177.55

II.5. Estimation des besoins en eau tenant compte des pertes

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers à l'horizon futur ; ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal).
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont fonction du type de tuyaux, du vieillissement du réseau, des différents équipements hydrauliques, de la nature du terrain et de qualité d'entretien.
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets).

$$P = \text{Consommation moyenne journalière} * 0.20 \quad (\text{II-4})$$

Tableau II.8 : la consommation moyenne journalière totale tenant compte des pertes

villages	besoin en eau [m ³ /j]			
	2019	2029	2039	2049
ait Amar ouzegan	46.00	51.50	57.82	64.51
Tazagharth	209.00	235.48	262.70	293.08
Taslent	411.37	411.37	517.07	576.85
Hellil	53.52	60.30	67.27	75.05
Ighrem	400.31	451.03	503.17	561.34
Ircen	151.94	171.19	190.98	213.06
total	1272.15	1380.87	1599.02	1783.88

II.1.6. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau journalière mise à une variation caractérisée par des coefficients d'irrégularité :

$$K_{\max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} ; K_{\min,j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{II-5})$$

$$\text{D'où :} \quad Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-6})$$

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier le plus chargé de l'année ;

$Q_{\min,j}$: Débit minimal journalier le plus chargé de l'année ;

$K_{\max,j}$: Coefficient de consommation maximale journalière dépend de l'importance de l'agglomération ; sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prend $K_{\max,j} = 1.2$ (Rapport commune Ighrem)

$K_{\min,j}$: coefficient de consommation minimale journalière ; varie entre 0.7 et 0.9 ; on prend

$K_{\min,j} = 0.9$. (Rapport commune Ighrem)

Tableau II.9 : consommation maximale journalière pour les différents horizons

villages	besoin en eau en 2019 [m ³ /j]	besoin en eau en 2029 [m ³ /j]	besoin en eau en 2039 [m ³ /j]	besoin en eau en 2049 [m ³ /j]	K_{\max}	$Q_{\max,j}$ [l/s] 2049
ait Amar ouzegan	55.20	61.79	69.39	77.41	1.2	0.90
Tazagharth	250.80	282.58	315.25	351.69		4.07
Taslent	493.64	493.64	620.48	692.22		8.01
Hellil	64.23	72.36	80.73	90.06		1.04
ighrem	480.37	541.23	603.80	673.61		7.80
ircen	182.33	205.43	229.18	255.67		2.96
total	1526.58	1657.04	1918.83	2140.66		24.78

Tableau II.10 : consommation minimale journalière pour les différents horizons

villages	besoin en eau en 2019 [m ³ /j]	besoin en eau en 2029 [m ³ /j]	besoin en eau en 2039 [m ³ /j]	besoin en eau en 2049 [m ³ /j]	K min
Ait Amar ouzegan	41.40	46.35	52.04	58.06	0.9
Tazagharth	188.10	211.93	236.43	263.77	
Taslent	370.23	370.23	465.36	519.16	
Hellil	48.17	54.27	60.55	67.55	
Ighrem	360.28	405.92	452.85	505.21	
Ircen	136.75	154.07	171.88	191.76	
total	1144.94	1242.78	1439.12	1605.50	

II.1.7. Variation de la consommation horaire :

II.1.7.1 Coefficient d'irrégularité maximal horaire (K_{maxh}) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

Il tient compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients:

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.8)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$;

β_{max} : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau II.11: valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

nombre d'habitants*10 ³	< 1	1.5	2.5	1	6	10	20	30	100	300	>10 ³
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Le nombre total d'habitant de la zone d'étude, donc la valeur de $\beta_{max} = 1,23$

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

$$K_{max. h} = 1.23 * 1.3 = 1.60$$

Tableau II.12: Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.

villages	besoin en eau [m ³ /h]				k _{max.h}
	2019	2029	2039	2049	
Ait Amar ouzegan	3.68	4.12	4.62	5.16	1.60
Tazagharth	16.71	18.83	21.00	23.43	
Taslent	32.89	32.89	41.34	46.12	
Hellil	4.28	4.82	5.38	6.00	
Ighrem	32.00	36.06	44.88	44.88	
Ircen	12.15	13.69	15.27	17.03	
total	101.71	110.40	127.84	142.62	

Conclusion :

nous avons procédé à l'étude des besoins en eau en utilisant les dotations qui sont fixées par le plan de développement et l'aménagement urbain (**PDAU, 2008**) Le but de notre projet étant le renforcement d'alimentation en eau potable de la commune d'Ighrem, ainsi le débit maximal journalier de la consommation, est estimé à $Q_{max.} = 24.78$ l/s

The background features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric layers of different shades of blue. Two thin, light blue lines intersect at a point, forming a V-shape that frames the circles. The circles are positioned in the upper right and lower right areas of the page.

Chapitre III : Adduction

Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région à alimenter. Le projet contient deux types d'adduction, une adduction gravitaire et six adductions par refoulement.

- **Adduction gravitaire** : On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression.

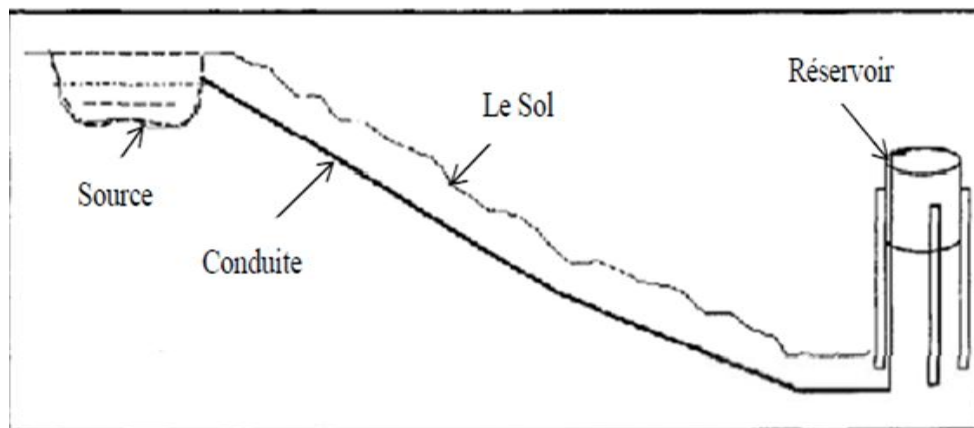


Figure III.1 : adduction gravitaire

- **Adduction par refoulement** : dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes.

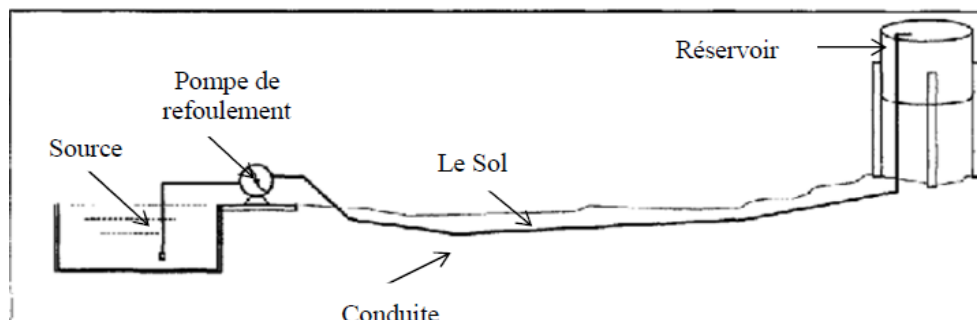


Figure III.2 : adduction par refoulement

III.1. choix du tracé

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

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement, les frais d'exploitation tout en évitant les traversées des obstacles.

- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer.
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle.
- On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :
 - faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
 - faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

III.2. Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre hydrotechnique et économique suivant :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Nature de terrain.
- Longueur des conduites.
- facilité de la mise en œuvre, de l'exploitation et de son entretien.
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique).

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

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

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD ; vu les avantages qu'ils présentent :

III.2.1. Les conduites en polyéthylènes (PE)

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

➤ **Avantage:**

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.

- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
 - Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
 - Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faible ; résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars)).
 - Bonne résistance chimique.
 - Longue durabilité.
 - Répond parfaitement aux normes de potabilité.
 - Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- **Inconvénient :**
- sensibles aux coups.
 - Inflammables.
 - la résistance diminue avec l'âge.
 - sensibles à la température.
 - fissures de résistance aux sollicitations mécaniques.



Figure III.3 : tuyaux PEHD

III.3. Systèmes de raccordement

Trois techniques de raccords sont utilisées, parmi lesquelles on peut choisir selon l'environnement du chantier : nature du réseau ; diamètre des tubes ; importance du chantier...

1. La soudure par électro-fusion

Permet le raccordement de tubes de diamètres égaux ou de diamètres différents. Les raccords électro soudables sont des pièces en PE équipées d'une résistance intégrée à la surface interne du raccord qui, après assemblage, se trouve au contact du tube ou de la pièce à raccorder.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, les bornes de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie via un appareil de

soudage. La dissipation, par effet Joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler assurant, grâce à un mélange intime des deux polyéthylènes, une cohésion et une étanchéité parfaites.

Plusieurs types de raccords existent : manchons, coudes 90, coudes 45, réductions, tés, bouchons, colliers de prise...

La qualité du raccordement exige le respect des règles de mise en œuvre en utilisant un outillage spécifique (positionneur, grattoir, coupe tube, produit de dégraissage) complément indispensable de l'automate de soudage.

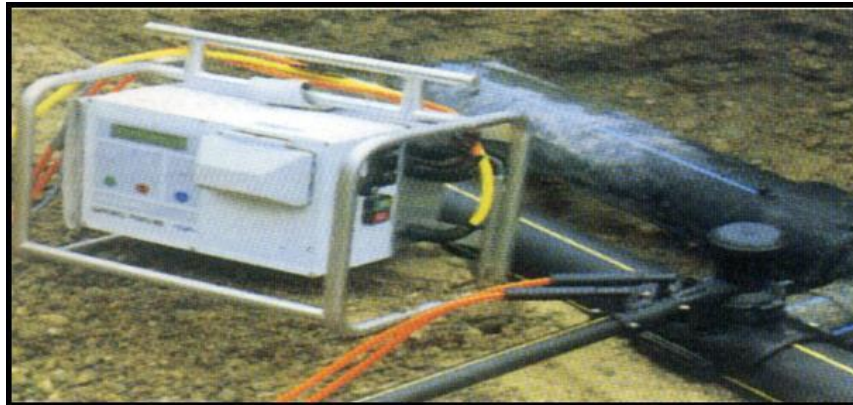


Figure III.4 : Raccordement par accessoires électro-soudables

2. La polyfusion:

La polyfusion, ou soudure bout à bout, est une méthode de soudure de tubes et raccords en PEHD de même épaisseur et de même pression nominale (PN) sans apport de matière. La soudure bout à bout peut être utilisée pour tout diamètre, même si l'usage destine plutôt cette technique aux canalisations de diamètre supérieur à 200mm. Ce procédé consiste à porter à la température de soudage par un outil chauffant à une température 230°C pendant six minutes, les extrémités des tubes (accords). Après retraitage d'outils chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues à pression 50 bars, une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement qui est de 43 min. Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

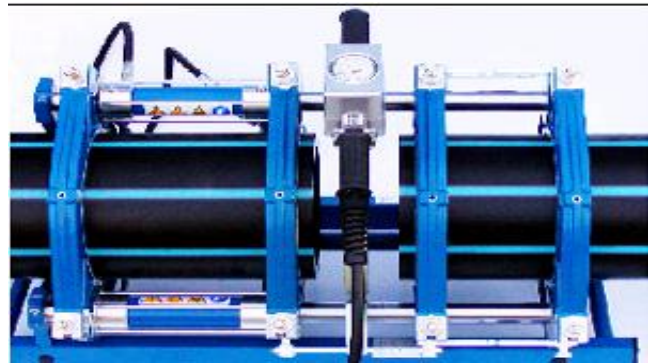
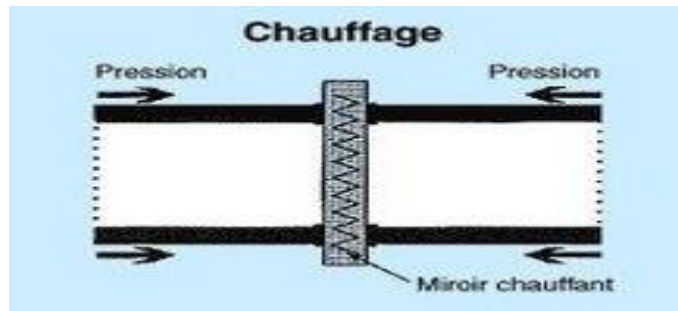


Figure III.5 : soudure bout à bout

3. L'assemblage par raccords à compression

Le raccordement par compression utilise des raccords à visser. Ces derniers peuvent être en plastique ou en laiton. Selon la dimension des tubes, il existe des raccords de différents diamètres. Cet assemblage peut également utiliser des manchons, des coudes 90, des tés, ou des adaptateurs mâles et femelles. Il suffit de fixer les deux bouts à l'aide des raccords choisis



Figure III.6 : Raccordement par accessoires à compression

III.4. Les équipements hydrauliques des conduites d'adduction

Les principaux accessoires qu'on utilise pour un bon fonctionnement d'un réseau d'adduction et pour assurer l'exploitation et la protection du réseau sont:

III.4.1. vanne de sectionnement

Afin de permettre la possibilité d'isolement de certain tronçon du réseau, des vannes sont prévues à chaque départ à partir d'ouvrages et à chaque bifurcation sur la conduite principale. Des vannes intermédiaires sont également prévues afin de pouvoir isoler et vider des tronçons, en cas d'intervention pour une réparation, sans avoir à vider l'ensemble de la branche d'adduction correspondante. Le nombre et l'implantation des vannes de sectionnement sont choisis selon le profil en long, la longueur maximale du tronçon de conduite à vidanger soit de l'ordre de 1 à 2 km.



Figure III.7 : vanne de sectionnement

III.4.2. Les ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'air compressible est le pire ennemi des installations ; les bouchons d'air se compriment et se décompressent, créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air.



Figure III.8 : ventouse ventex

III.4.3. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

III.4.4. Crépines

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



Figure III.9 : Crépines

III.4.5. Réducteurs de pression et débit

Les réducteurs de pression sont utilisés pour permettre l'alimentation d'une partie basse de pression à partir d'un étage à pression sensiblement plus élevé.

Un réducteur de pression comporte toujours un clapet mobile et un ou plusieurs ressorts de compression, réglables, agissant sur le clapet dans le sens de l'ouverture.

Si la pression tombe à l'aval au-dessous de la valeur désirée, le clapet s'ouvre sous l'action des ressorts. Au contraire, dès que la pression aval atteint la valeur fixée, le clapet se referme.

Il est recommandé de placer un tel réducteur entre deux robinets-vannes et d'installer un by-pass avec vanne normalement fermée.

Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors circuit, soit pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.

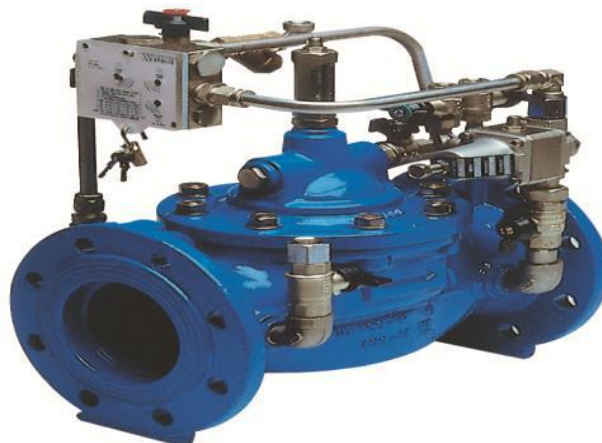


Figure III.10 : Réducteur de pression

III.4.6. Conduite by-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe. Lorsqu'un arrêt brusque intervient, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet, la pression sera alors égale à la pression à l'aspiration.

III.5. Etude technico-économique des conduites d'adduction par refoulement

Le choix des diamètres résulte d'un compromis entre les dépenses d'exploitation et les dépenses d'investissement, car plus le diamètre est réduit plus son coût de revient est faible mais plus la vitesse d'écoulement augmente, ce qui entraîne l'augmentation des pertes de charge donc de l'énergie nécessaire de refoulement qui répercute négativement sur les frais d'exploitation. Par contre, plus le diamètre est grand plus les frais de réalisation augmente et plus la vitesse d'écoulement diminue, donc les pertes de charge également ; par conséquent, l'énergie à fournir par la pompe diminue, d'où la diminution des frais d'exploitation. En prenant en considération les deux paramètres (frais d'exploitation et d'investissement), l'optimum consiste à choisir le diamètre pour lequel la somme des frais cités ci-dessus serait minimale. La vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit Q .
- Le diamètre D_c .
- La vitesse V .
- Les pertes de charge J .

III.5.1. Calcul du diamètre économique

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondants à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme est déterminée par les deux relations suivantes :

La formule de **Jacques BONNIN** :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

La formule de **Charles BRESS** :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

D_{ec} : le diamètre économique de la conduite en [m]

Q : le débit véhiculé en [m^3/s]

III.5.2. calcul de la vitesse d'écoulement

La vitesse de l'eau dans les conduites doit, en général, être de l'ordre de 0,5 à 1.5 m/s. En effet une vitesse faible favorise la formation des dépôts et la stagnation de l'eau dans les conduites pouvant entraîner une dégradation de sa qualité, une vitesse forte entraîne d'importantes pertes de charge et donc une chute notable de la pression.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D_{int}^2} \quad (III.3)$$

Avec :

V : la vitesse d'écoulement dans la conduite en [m/s]

Q : débit véhiculé en [m^3/s]

D_{int} : diamètre intérieur de la conduite en [m]

✓ **Remarque :**

Le diamètre intérieur pour Les tuyaux PEHD utilisées dans notre cas est donné :

$$DN = D_{ext}$$

$$D_{int} = D_{ext} - (2 * e)$$

Avec :

D_{ext} : Diamètre extérieur (normalisé) en [mm].

e : Epaisseur de la conduite en [mm] ; [pour PEHD voir Annexe 4].

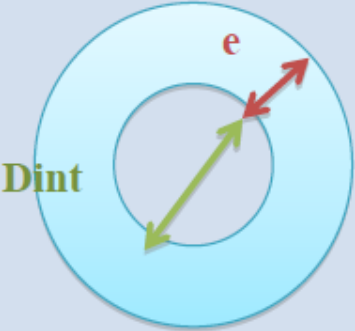
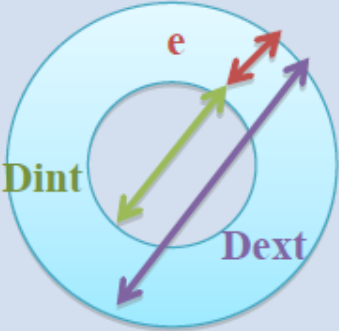
Fonte /Acier	PEHD/ PVC
	
<p>DN = Dint</p>	<p>DN = Dext</p>

Figure III.11 : Les diamètres nominaux en fonction de la nature de la conduite

III.5.3. calcul des pertes de charge

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, clapets et raccords utilisés lors de l'installation).

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

III.5.3.1. Les pertes de charge linéaires (régulières) J

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$J = \lambda \frac{LV^2}{2gD} \quad (\text{III.4})$$

L : longueur de la conduite [m]

D : diamètre de la conduite [m]

V : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s]

g : accélération de la pesanteur [m/s²]

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

◆ Détermination du facteur de frottements λ

Le coefficient de frottement λ peut être déterminé par deux manières différentes

a) en utilisant le diagramme de Moody

Le facteur de frottement s'obtient en utilisant un diagramme de Moody est un graphe adimensionnel permet d'évaluer graphiquement le facteur de frottement λ en fonction de la vitesse d'écoulement moyenne v , du diamètre D et de la rugosité ε de la conduite et de la viscosité du fluide ϑ . Ces quatre variables sont regroupées en deux nombres adimensionnels [Annexe 1 **diagramme de Moody**] :

- la rugosité relative ε/D
- et le nombre de Reynolds $Re = \frac{VD}{\vartheta}$

b) En utilisant des formules empiriques

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

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

$$\lambda^{1/2} = [1.14 - 0.86 \log\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)] \quad (\text{III.5})$$

- **Régime transitoire** : λ est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left[\frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}}\right] \quad (\text{III.6})$$

D : Diamètre du tuyau en [m],

V : Vitesse d'écoulement en [m/s],

g : Accélération de la pesanteur en [m²/s],

Re : nombre de Reynolds [-],

L : Longueur de la conduite en [m],

ε : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les tubes en PEHD :

$$\varepsilon = 0,01 \text{ mm si } D \leq 200 \text{ mm,}$$

$$\varepsilon = 0,02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm}$$

- Fonte neuve 0.25 à 0.8
- Fonte usagée 0.8 à 1.5

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

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

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (\text{III.7})$$

◆ Détermination du nombre de Reynolds

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous renseigne sur la nature du régime d'écoulement.

Elle est donnée par le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité :

$$Re = \frac{vD}{\vartheta} \quad (\text{III.8})$$

ϑ : Viscosité cinématique de l'eau [m²/s], calculée par la formule de stocks :

$$\vartheta = \frac{0.0178}{1+0.0337t+0.000221t^2} \quad [\text{Stocks}] \quad (\text{III.9})$$

t: température de l'eau en degré

$$\text{Pour } t = 20^\circ \quad \vartheta = 0.01 \text{ [stocks]} = 1.00 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^2/\text{s]}$$

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

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

◆ La rugosité

La rugosité absolue est donnée par la mesure de l'épaisseur des aspérités des parois du tuyau. La rugosité relative (ε / D) est le rapport de la rugosité absolue (ε) au diamètre de la conduite (D). Dans la pratique, la rugosité absolue des tuyaux en acier est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha.t$$

ε_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs.

α : coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON. [Annexe 2]

t : temps de service de réseau (dans notre cas $t=30$).

Dans la pratique, ε est pris égale :

- pour l'acier $\varepsilon = 10^{-3} \text{ m}$;
- Pour la fonte ductile $\varepsilon = 0.03 \text{ mm}$;
- Pour le PEHD : Si $D \leq 200 \text{ mm}$ on a $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$;

Si $D > 200 \text{ mm}$ on a $\varepsilon = 0.02 \text{ mm}$

Dans notre cas, nous utilisons la formule de Hazen-Williams qui peut aussi être utilisée pour le calcul de la perte de charge unitaire, comme suit :

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

j : perte de charge unitaire [m/ml]

D : diamètre intérieur de la conduite [mm]

Q : débit de l'eau à véhiculer [l/s]

Chw : coefficient de Hazen-Williams, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite. Pour une conduite neuve $Chw = 136$, et pour une conduite vétuste $Chw = 95$.

Pour le calcul des pertes de charge, nous avons choisi de travailler avec la formule de Hazen-Williams. La rugosité varie suivant l'âge, la nature de la canalisation et les sollicitations subies par les conduites, le tableau (III.1) ci-dessous donne le coefficient Chw des matériaux du réseau.

Tableau III.1 : Valeur de la rugosité pour différents matériaux.

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

Dans ce cas la perte de charge linéaire J [m] est obtenue en fonction de la perte de charge unitaire comme suit :

$$J=j*L \quad (III.11)$$

L étant la longueur du tronçon de la conduite [m].

III.5.3.2. Pertes de charge singulières J'

Contrairement aux pertes de charge linéaires, les pertes de charge singulières se produisent à des endroits précis de la canalisation. Elles sont dues à des accidents locaux tels que : changements de géométrie au niveau des entrées, courbes, branchements, coudes, joints, grilles, vannes non complètement ouvertes...etc.

Ces pertes de charge sont estimées à 15% des pertes de charge linéaire, se calculent par une relation de la forme :

$$J'=0.15*J \quad (III.12)$$

III.5.3.3. Pertes de charge totale :

$$J_t=1.15*J \quad (III.13)$$

$$J_t=1.15* \lambda \frac{L V^2}{2gD} \quad (III.14)$$

III.5.4. La hauteur manométrique :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique (H_g) et des pertes de charge totale (J_t) le long de la conduite. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (III.15)$$

$$H_g=Ca-Cd \quad (III.16)$$

Où :

Ca : cote arrivée [m],

Cd : cote départ [m].

III.5.5. Puissance à fournir à la pompe :

La puissance P absorbée par la pompe est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps pour élever un débit Q à la hauteur manométrique totale H_{mt} . Elle est donnée par la relation suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (III.17)$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe [watt]

ρ : masse volumique [Kg/m³]

g : accélération de la pesanteur [m/s²]

Q : débit refoulé par la pompe [m³/s]

Hmt : hauteur manométrique totale [mce]

η : Rendement de la pompe en % ($\eta=70\%$)

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

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit Q à une hauteur Hmt. Elle est notée E et se calcule comme suit :

$$E = P_{abs} * t * 365 \quad (III.18)$$

E : énergie consommée par la pompe [kwh]

t : nombre d'heure de pompage par jour [h]

P : puissance absorbée par la pompe en [KW]

III.5.7. Prix d'énergie (Frais d'exploitation) :

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

Les frais d'exploitation sont calculés par la relation suivant :

$$F_{exp} = E * Pue \quad (III.19)$$

F_{exp} : frais d'exploitation [DA]

E : énergie consommée par la pompe [kwh]

Pue : prix unitaire imposé par la SONELGAZ [4 DA/ kwh] [cours madame Hammoum]

III.5.8. frais d'amortissement :

Les frais d'amortissements (F_{am}) en [DA] sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par le coefficient d'Annuité A :

$$F_{am} = Puc * L * A \quad (III.20)$$

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (III.21)$$

Avec:

F_{am} : frais d'amortissement [DA]

Puc : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassements [DA/ml] ; [Annexe 3].

L : longueur de la conduite [m]

A : annuité d'amortissement [-]

i : indice d'annuité $\approx 8\%$ (en ALGERIE)

n : nombre d'années d'amortissement (n=30ans).

III.5.9. Bilan des frais :

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

$$F_t = F_{\text{exp}} + F_a \quad (\text{III.22})$$

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

III.5.10. Calcul de la valeur maximale du béliet :

La valeur maximale du coup de béliet est égal à :

$$B = \frac{aV}{g} \quad (\text{III.23})$$

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_e \frac{D}{e}}} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

D_{in} : Diamètre intérieur de la conduite [mm],

e : Epaisseur de la conduite [mm].

K : Coefficient dépendant de l'élasticité de la conduite :

$K = 0,5$ pour l'acier ;

$K = 4,4$ pour l'amiante ciment ;

$K = 1$ pour la fonte ductile ;

$K = 5$ pour la conduite en béton ;

$K = 0,66$ pour le PEHD.

Dans le cas d'une conduite en PEHD, la vitesse de propagation de l'onde est donnée par la relation (III.25), (MOUSSA, 2002).

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K_e \frac{D}{e}}} \quad (\text{III.25})$$

III.5.11. Calcul de la pression maximale et minimale

- **Cas de surpression :**

La valeur maximale de la pression dans une conduite est calculée par la relation suivante :

$$P_{\text{max}} = Hg + B \quad (\text{III.26})$$

- **Cas de dépression**

La valeur minimale de la pression est calculée par la relation (III.27)

$$P_{\text{min}} = Hg - B \quad (\text{III.27})$$

III.6. Etude de projet

La chaîne de notre projet sera alimentée à partir de réservoir Ighram de capacité $2*2500 \text{ m}^3$ situé à une cote de 263m.

L'eau acheminée gravitairement vers SR Tijdja de 50 m^3 existant à une cote de 240.92m.

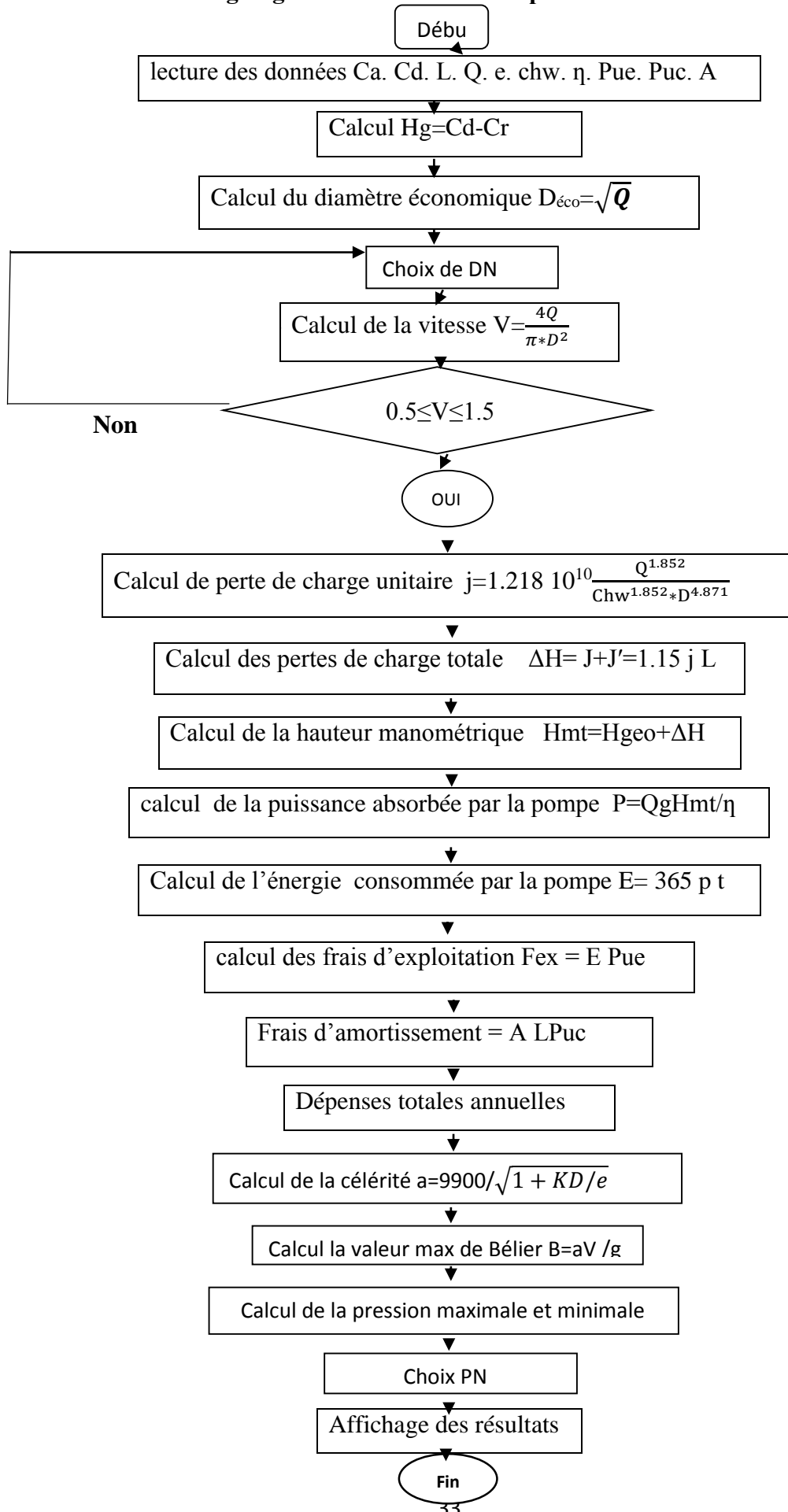
À partir de cette station l'eau sera refoulée vers un point de bifurcation situé à une cote de 318.3 m, à partir de ce point un siphon qui mène un débit vers le réservoir Ircen de 250 m^3 d'une cote de 420.5 m existant, ce réservoir va alimenter le village Ircen, et une autre conduite refoule vers la station d'Ighram de 300 m^3 et de cote 436.92 m (R300 m^3 existant +un projeté).

De la station d'Ighram l'eau refoule vers station de reprise Hellil de 100 m^3 (R100 m^3 existant +un projeté) de cote 584.95 m.

De SR Hellil l'eau refoule vers la station de Taslent de 200 m^3 projeté de cote 749.92 m, de ce dernier vers 854 m station de reprise Tazagharth de 150 m^3 (R150 m^3 existant +un projeté), de cette station de reprise l'eau va refouler jusqu'à le réservoir de Ait Amar Ouzegan de 150 m^3 avec une cote de 1141 m projeté, ce dernier alimente son village.

Les réservoirs Ighram, Hellil, Taslent, et Tazagharth ont deux rôles alimentent leurs villages (chaque village porte le même nom avec son réservoir) et Transfèrent l'eau. (Distribution et transit). [Voir schémas synoptique Annexe 9]

Organigramme de l'adduction par refoulement



III.7. Etude de l'adduction refoulement.

- SR Tidja-Station de reprise Ighrem

Tableau III.2: adduction par refoulement de SR Tidja- SR Ighrem

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	240.92		m
Cote d'arrivée	Ca	436.92		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	24.78		l/sec
le rendement	η	0.70		
gravité	g	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	3 212.82		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	H _{geo}	196.00		m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	157.40		mm
Temps de pompage		20		heures
Prix du kilo watt-heure	Pue	4		DA
type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD
Choix des diamètres	DN	200	250	315
Diamètre intérieur	Di	145.2	181.6	244.6
Epaisseur de la conduite	e	27.40	34.20	35.20
Prix du mètre linéaire de la conduite	Puc	3 710	5 800	9 230
Introduire le coefficient	K	0.66	0.66	0.66
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1.50	0.96	0.53
				m/sec
TEST DE LA VITESSE		VRAI	VRAI	VRAI
nombre d'année d'amortissement	n	30		ans
indice d'inuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136	136	136
Perte de charge unitaire	j	0.015	0.005	0.001
Pertes de charge linéaires	J	49.21	16.55	3.88
Pertes de charge singulières	J'	7.38	2.48	0.58
Pertes de charge totales	Δh	56.59	19.03	4.46
Hauteur manométrique totale	Hmt	252.59	215.03	200.46
pression au sol	P _{sol}	139.41	176.97	191.54
				m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	VRAI
Célérité de l'onde de choc	a	584.70	584.25	524.64
Valeur du coup de bélier	B	35.31	22.56	11.16
Puissance absorbée par la pompe	P	87.70	74.66	69.60
		6 274		
Energie consommée par la pompe	E	336.52	5 341 458.15	4 979 495.45
		25 097		
frais d'exploitation annuels	Fex	346.07	21 365 832.61	19 917 981.79
		1 048		
frais d'amortissement annuels	Fam	327.72	1 638 895.09	2 608 103.73
		26 145		
Dépenses totales annuelles		673.79	23 004 727.70	22 526 085.53
				DA
Supression maximale	Pmax	231.31	218.56	207.16
dépression maximale	Pmin	160.69	173.44	184.84
Choix de la pression nominale	PN	20.00	20.00	20.00
				bar

Les résultats montrent que le diamètre qui donne le minimum de frais est le DN 315 mm avec une pression de PN 20.

- Station de reprise Ighrem-SR Hellil

Tableau III.3: adduction par refoulement de SR Ighrem-SR Hellil

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	436.92		m
Cote d'arrivée	Ca	584.95		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	14.02		l/sec
le rendement	η	0.70		
gravité	g	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	775.05		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	H _{geo}	148.03		m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	118.41		mm
Temps de pompage	t	20		heures
Prix du kilo watt-heure	Pue	4		DA
type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD
Choix des diamètres	DN	160	200	250
Diamètre intérieur	Di	124.20	155.20	205.00
Epaisseur de la conduite	e	17.90	22.40	22.50
Prix du mètre linéaire de la conduite	Puc	2 370	3 710	5 800
Introduire le coefficient	K	0.66	0.66	0.66
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1.16	0.74	0.42
				m/sec
TEST DE LA VITESSE		VRAI	VRAI	Faut
nombre d'année d'amortissement	n	30		ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136	136	136
Perte de charge unitaire	j	0.011	0.004	m/ml
Pertes de charge linéaires	J	8.85	2.99	m
Pertes de charge singulières	J'	1.33	0.45	m
Pertes de charge totales	Δh	10.18	3.44	m
Hauteur manométrique totale	Hmt	158.21	151.47	m
pression au sol	P _{sol}	137.85	144.59	m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	
Célérité de l'onde de choc	a	524.96	525.27	m/sec
Valeur du coup de bélier	B	61.928	39.683	m
Puissance absorbée par la pompe	P	31.09	29.76	kw
Energie consommée par la pompe	E	226 929.65	217 260.95	kwh
frais d'exploitation annuels	Fex	907 718.62	869 043.78	DA
frais d'amortissement annuels	Fam	161 552.93	252 895.09	DA
Dépenses totales annuelles		1 069 271.55	1 121 938.87	DA
Surpression maximale	Pmax	209.96	187.71	m
dépression maximale	Pmin	86.10	108.35	m
Choix de la pression nominale	PN	20	20	bar

Les résultats montrent que le diamètre qui donne le minimum de frais est le DN 160 mm avec une pression de PN 20.

- SR Hellil- SR Taslent

Tableau III.4: adduction par refoulement de SR Hellil-Station Taslent

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	584.95		m
Cote d'arrivée	Ca	749.90		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	12.98		l/sec
le rendement	η	0.70		
gravité	g	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	665.00		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	H _{geo}	164.95		m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	113.92		mm
Temps de pompage	t	20		heures
Prix du kilo watt-heure	Pue	4		DA
type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD
Choix des diamètres	DN	160	200	250
Diamètre intérieur	Di	124.20	155.20	205.20
Epaisseur de la conduite	e	17.90	22.40	22.40
Prix du mètre linéaire de la conduite	Puc	2 370	3 710	5 800
Introduire le coefficient	K	0.66	0.66	0.66
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1.07	0.69	0.39
				m/sec
TEST DE LA VITESSE		VRAI	VRAI	FAUX
nombre d'année d'amortissement	n	30		ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136	136	136
Perte de charge unitaire	j	0.010	0.003	m/ml
Pertes de charge linéaires	J	6.58	2.22	m
Pertes de charge singulières	J'	0.99	0.33	m
Pertes de charge totales	Δh	7.57	2.56	m
Hauteur manométrique totale	Hmt	172.52	167.51	m
pression au sol	P _{sol}	157.38	162.39	m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	
Célérité de l'onde de choc	a	524.96	525.27	m/sec
Valeur du coup de bélier	B	57.324	36.733	m
Puissance absorbée par la pompe	P	31.38	30.47	kw
Energie consommée par la pompe	E	229 058.30	222 402.95	kwh
frais d'exploitation annuels	Fex	916 233.19	889 611.81	DA
frais d'amortissement annuels	Fam	138 613.89	216 986.30	DA
Dépenses totales annuelles		1 054 847.08	1 106 598.12	DA
Suppression maximale	Pmax	222.27	201.68	m
dépression maximale	Pmin	107.63	128.22	m
Choix de la pression nominale	PN	20	20	bar

Les résultats montrent que le diamètre qui donne le minimum de frais est le DN 160 mm avec une pression de PN 20.

- SR Taslent – SR Tazagharth

Tableau III.5: adduction par refoulement de SR Taslent – SR Tazagharth

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	749.90		m
Cote d'arrivée	Ca	854.00		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	4.97		l/sec
le rendement	η	0.70		
gravité	g	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	1 183.00		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	H _{geo}	104.10		m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	70.47		mm
Temps de pompage	t	20		heures
Prix du kilo watt-heure	Pue	4		DA
type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD
Choix des diamètres	DN	90	110	125
Diamètre intérieur	Di	73.60	90.00	102.20
Epaisseur de la conduite	e	8.20	10.00	11.40
Prix du mètre linéaire de la conduite	Puc	635	940	1 220
Introduire le coefficient	K	0.66	0.66	0.66
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1.17	0.78	0.61
				m/sec
TEST DE LA VITESSE		VRAI	VRAI	VRAI
nombre d'année d'amortissement	n	30		ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136	136	136
Perte de charge unitaire	j	0.021	0.008	0.004
Pertes de charge linéaires	J	25.28	9.49	5.11
Pertes de charge singulières	J'	3.79	1.42	0.77
Pertes de charge totales	Δh	29.08	10.91	5.88
Hauteur manométrique totale	Hmt	133.18	115.01	109.98
pression au sol	P _{sol}	75.02	93.19	98.22
				m
TEST DE LA PRESSION		VRAI	VRAI	VRAI
Célérité de l'onde de choc	a	471.24	470.70	471.48
Valeur du coup de bélier	B	56.076	37.458	29.097
Puissance absorbée par la pompe	P	9.27	8.01	7.65
Energie consommée par la pompe	E	67 664.83	58 437.04	55 877.23
frais d'exploitation annuels	Fex	270 659.30	233 748.16	223 508.91
frais d'amortissement annuels	Fam	66 068.62	97 802.37	126 934.99
Dépenses totales annuelles		336 727.92	331 550.53	350 443.89
Surpression maximale	Pmax	160.18	141.56	133.20
dépression maximale	Pmin	48.02	66.64	75.00
Choix de la pression nominale	PN	16	16	16
				bar

Les résultats montrent que le diamètre qui donne le minimum de frais est le DN 110 mm avec une pression de PN 20.

- SR Tazagharth- Réservoir Ait Amar Ouzegan

Tableau III.6: adduction par refoulement de SR Tazagharth- Réservoir Ait Amar Ouzegan

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	854.00		m
Cote d'arrivée	Ca	1 096		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	0.90		l/sec
le rendement	η	0.70		
gravité	g	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	1 900		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	H _{geo}	242.00		m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	29.93		mm
Temps de pompage	t	10		heures
Prix du kilo watt-heure	Pue	4		DA
type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD
Choix des diamètres	DN	32	40	50
Diamètre intérieur	Di	23	29	36
Epaisseur de la conduite	e	4.40	5.50	6.90
Prix du mètre linéaire de la conduite	Puc	1 600	386.44	605.88
Introduire le coefficient	K	0.66	0.66	0.66
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	2.12	1.36	0.87
				m/sec
TEST DE LA VITESSE		FAUX	VRAI	VRAI
nombre d'année d'amortissement	n	30		ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136	136	136
Perte de charge unitaire	j		0.017	0.006
				m/ml
Pertes de charge linéaires	J		33.19	11.19
				m
Pertes de charge singulières	J'		4.98	1.68
				m
Pertes de charge totales	Δh		38.17	12.87
				m
Hauteur manométrique totale	Hmt		280.17	254.87
				m
pression au sol	P _{sol}		203.83	229.13
				m
TEST DE LA PRESSION			VRAI	VRAI
Célérité de l'onde de choc	a		585.84	586.99
				m/sec
Valeur du coup de bélier	B		81.004	52.087
				m
Puissance absorbée par la pompe	P		3.52	3.20
				kw
Energie consommée par la pompe	E		12 840.16	11 680.69
				kwh
frais d'exploitation annuels	Fex		51 360.66	46 722.74
				DA
frais d'amortissement annuels	Fam		64 576.19	101 245.79
				DA
Dépenses totales annuelles			115 936.85	147 968.53
				DA
Surpression maximale	Pmax		323.00	294.09
				m
dépression maximale	Pmin		161.00	189.91
				m
Choix de la pression nominale	PN		25	25
				bar

Les résultats montrent que le diamètre qui donne le minimum de frais est le DN 50 mm avec une pression de PN 25.

III.8. Etude technico-économique de l'adduction gravitaire

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

III.8.1. Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_{\text{geo}} = C_a - C_d \quad (\text{III.28})$$

III.8.2 : Diamètre économique

Celui-ci est obtenu à partir de la formule Bonin (III.1).

III.8.3 : Vitesse d'écoulement

Elle est déterminée à partir de la relation (III.3).

III.8.4 : Pertes de charge totale

Elles sont déterminées dans la relation (III.13).

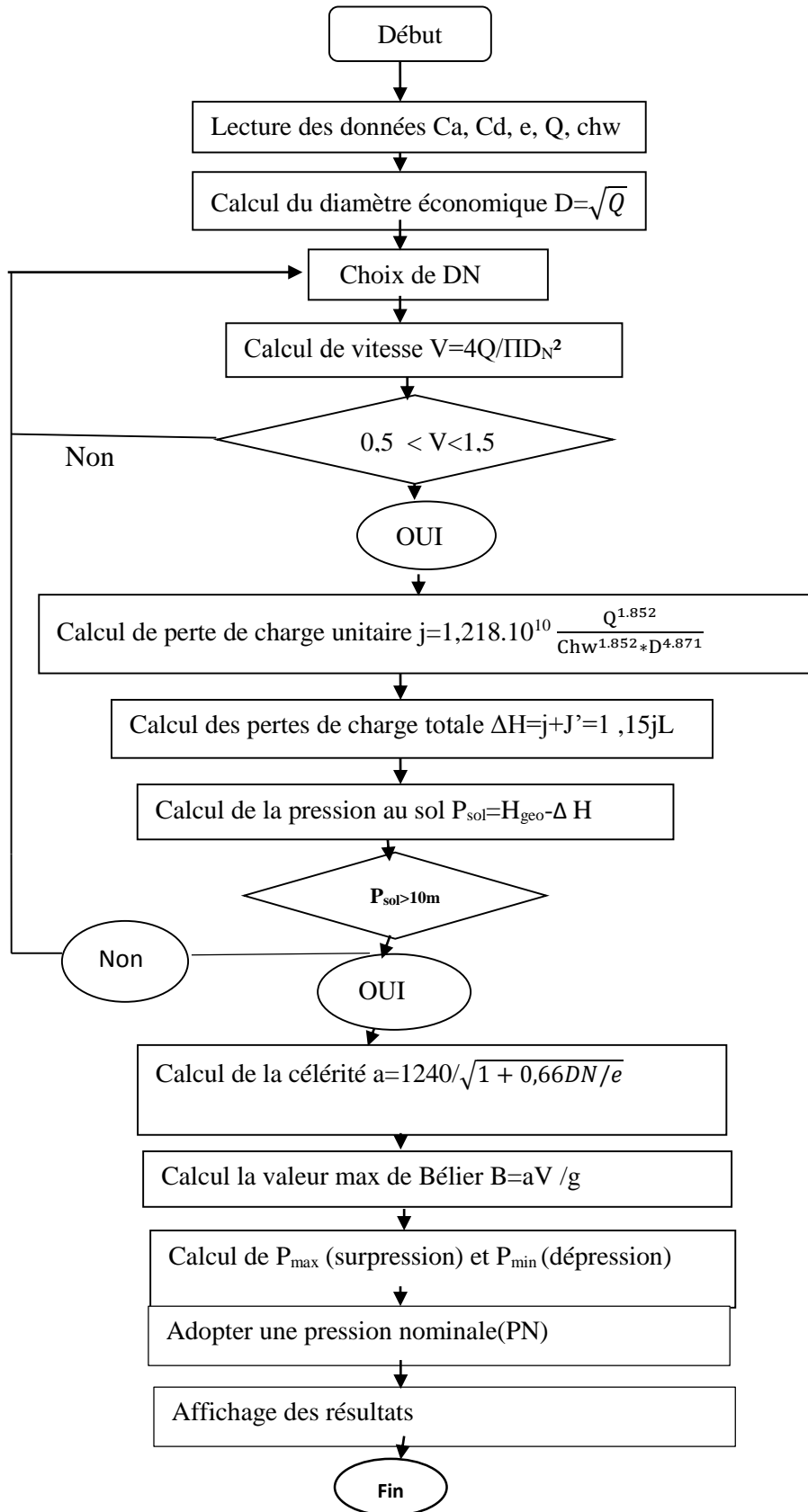
III.8.5 : Pression au sol

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

$$P_{\text{sol}} = H_g - J_t = \text{cote piézométrique} - \text{cote du terrain naturel} \quad (\text{III.29})$$

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

Organigramme de calcul des conduites d’adduction gravitaires.



III.8.6 : Etude de l'adduction gravitaire.

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

L'étude est effectuée conformément au l'organigramme élaboré. Les étapes de calcul sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.7: adduction gravitaire de réservoir Ighram 2*2500m³à SR Tidja

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	263.00		m
Cote d'arrivée	Ca	240.92		m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	24.78		l/sec
gravité	g	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	1 006.40		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	H _{geo}	22.08		m
Calcul du diamètre économique	D _{eco}	157.40		mm
type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD
Choix des diamètres	DN	160	200	250
diamètre intérieur	Di	141	185	213
Epaisseur de la conduite	e	9.50	7.70	18.70
Introduire le coefficient	K	0.66	0.66	0.66
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1.59	0.93	0.70
		Faut	VRAI	VRAI
nombre d'année d'amortissement	n	30		ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	136	136	136
Perte de charge unitaire	j		0.005	0.002
Pertes de charge linéaires	J		4.79	2.41
Pertes de charge singulières	J'		0.72	0.36
Pertes de charge totales	Δh		5.50	2.77
pression au sol	P _{sol}		16.58	19.31
			VRAI	VRAI
Célérité de l'onde de choc	a		291.12	395.63
Valeur du coup de bélier	B		27.471	28.147
Surpression maximale	P _{max}		49.55	50.23
dépression maximale	P _{min}		- 5.39	- 6.07
Choix de la pression nominale	PN		6.00	6.00

Pour la conduite d'adduction gravitaire, les résultats du tableau montrent que le diamètre normalisé DN 200 vérifier la vitesse moyenne et la pression qui de PN 6.

Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement.

Pour les conduites gravitaires, on a déterminé les diamètres avantageux.

Les diamètres retrouvés et les types de matériaux choisis sont mentionnés dans le tableau (III.10) suivant

Tableau (III.8) : Tableau récapitulatif des diamètres trouvés

Adduction	Tronçon	Diamètre mm	longueur m	Matériaux
refoulement	SR Tidja-SR Ighrem	315	3 212.82	PEHD PN20
	SR Ighrem-SR Hellil	160	775.05	PEHD PN20
	SR Hellil-SR Taslent	160	665.00	PEHD PN20
	SR Taslent-SR Tazagharth	110	1 183.00	PEHD PN16
	SR Tazagharth-R Ait Amar Ouzegan	50	1 900	PEHD PN25
gravitaire	R 2*2500m3- R Tidja	200	1 006.40	PEHD PN6

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue to light blue. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The text is centered within this graphic.

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont parmi les moyens de stockage les plus utilisés dans de nombreuses industries, ils peuvent être de forme cylindrique, sphérique. Ils sont aériens ou enterrés, horizontaux ou verticaux, en fonction de la nature du produit stockée.

Un réservoir est un équipement dangereux, en attente d'un dysfonctionnement interne ou externe pour exploser. Cet accident nous rappelle les précautions à prendre lors de l'utilisation de tel enceinte et la nécessité d'aller au-delà de la norme et de la convention pour approfondir l'étude technique détaillée, développer de nouveaux concepts dans le cadre de performance et de résolution des problèmes et créer une vision plus dynamique et méthodique dans le cadre de la maintenance prédictive et autonome

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau distribution ; ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; les réservoirs possèdent un rôle de gérer les débits selon la demande.

IV.1. Exigence technique à satisfaire :

1) Résistance

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (poids, effet climatique, effet dynamique,...etc.)

2) Etanchéité

Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.

3) Durabilité

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau

IV.2. Classification des réservoirs : Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

IV.2.1. Classification selon les matériaux de constructions

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- ✓ Réservoirs métalliques ;
- ✓ Réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Réservoirs en béton armé ou précontraint.

IV.2.2. Classification selon la situation des lieux

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

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

Enfin, d'après les considérations esthétiques, ils doivent :

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage

On peut ajouter une autre classification selon la forme :

- Parallélépipédique ;
- Cylindrique ;
- Conique ;
- Sphérique ;

Ou d'autre forme quelconque.

IV.3. Implantation des réservoirs :

Le choix de site d'implantation des réservoirs est généralement effectué sur la base des considérations techniques (réalisation d'un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant) et économique (peu coûteux), et dépend aussi des conditions topographiques et la nature du sol (sol résistant et non rocheux).

Pour cela, on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- En plaine, leurs emplacements doit se faire à l'extrémité des centres urbains (qui Enregistrent des grandes consommations et doivent généralement être surélevés).
- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité

IV.4. Qualité de l'eau dans les réservoirs :

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins ...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux.
- De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.

- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

IV.5. Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains sable et solides.

IV.6. Concept et dimensionnement des réservoirs :

IV.6.1. Concept des réservoirs :

IV.6.1.1. Définition des réservoirs :

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserve d'eau soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples :

➤ **Fonctions techniques :**

- Régulation du débit ;
- Sécurité d'approvisionnement ;
- Régulation de la pression ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Réacteur principal au traitement.

➤ **Fonctions économiques :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de protection.
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

IV.6.1.2. Choix du type du réservoir :

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

- Le matériau de construction : ces réservoirs sont de nature métallique, maçonnerie, et en béton armé .
- L'usage, on trouve des réservoirs principaux d'accumulation et de stockage, d'équilibre et de traitement .
- La forme géométrique : dans la pratique on trouve deux formes ; cylindriques et rectangulaires.
- Vu le relief de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs semi enterrés.

Pour les avantages suivants :

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

IV.6.1.3. Equipements des réservoirs :

- La cuve et la tour seront exécutées en béton armé.
- La cuve doit être visitable et ventilée.
- la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte a sa partie supérieure des orifices a l'air libre obtures par des grillages.
- la chambre des vannes se situe au pied de la tour ou se trouvent réunies les vannes.

L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

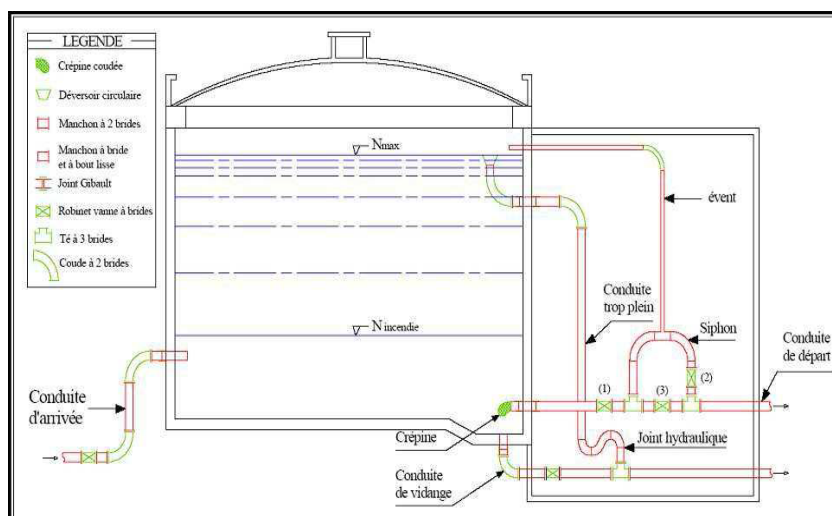


Figure IV.1 : Emplacement des équipements hydrauliques dans un réservoir semi enterré

a. Conduite d'adduction ou d'arrivée :

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

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

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

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure ci-dessous :

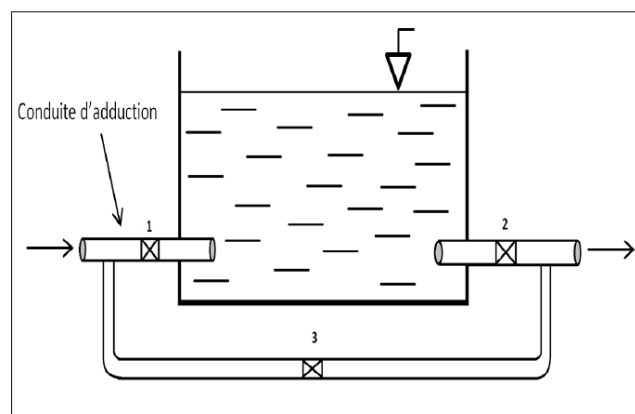


Figure IV.2 : conduite d'adduction

b. Conduite de distribution :

Cette conduite sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée, à quelques centimètres au-dessus du radier (0.15 à 0.2m), pour éviter l'entraînement des dépôts.

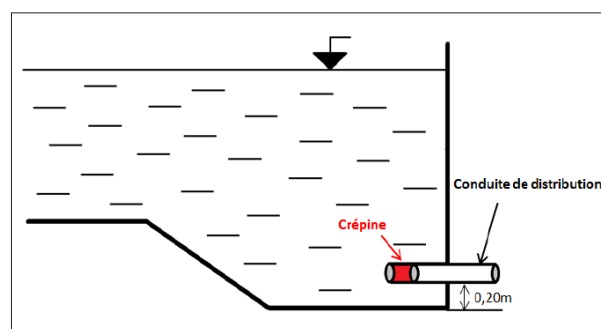


Figure IV.3.conduite de distribution

c. Conduite de trop-plein :

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

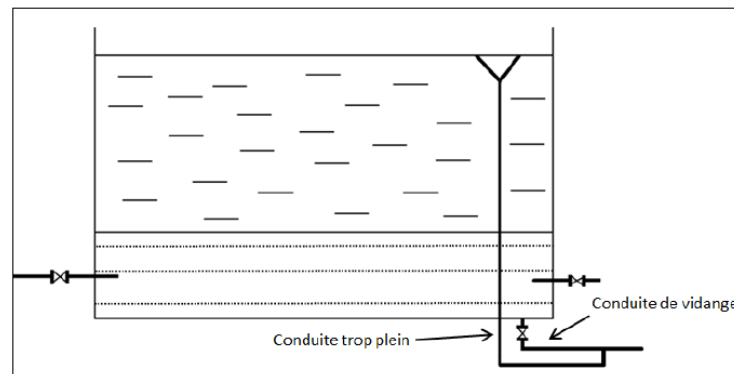


Figure IV.4: Conduite de trop-plein

d. Conduite de vidange

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

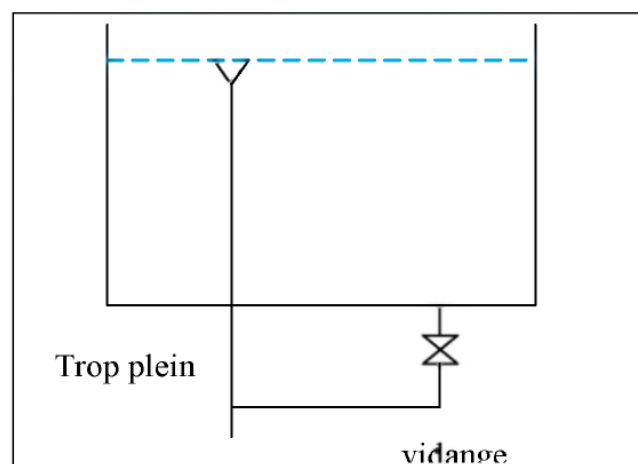


Figure IV.5: Conduite de vidange

e. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de

Maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution. La communication entre ces deux conduites en marche normale :

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

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure ci-après

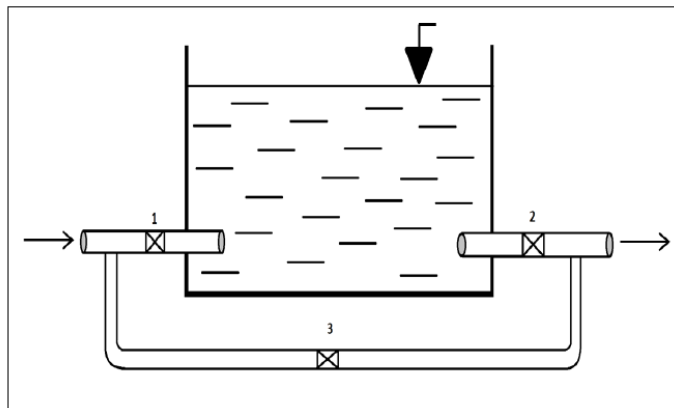


Figure IV.6: Conduite de by-pass

f. Matérialisation de la réserve d'incendie :

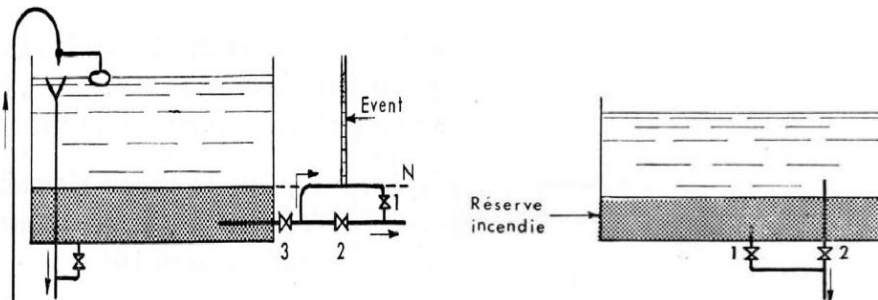


Figure IV.7 : a réserve d'incendie

✓ Le système à deux prises

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

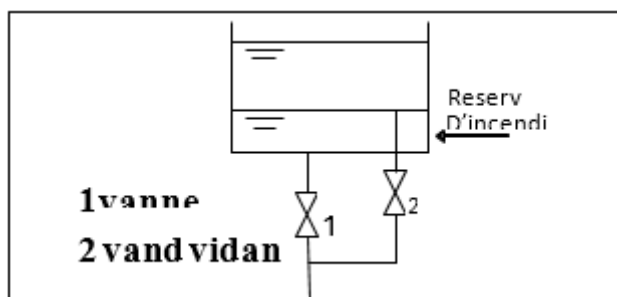


Figure IV.8 : système à deux prises

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations moyennes, automatique, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter, dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse passer dans l'adduction

✓ Le système à siphon

En temps normal, (1) ouvert et la vanne (2) fermée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). Il est bon de prévoir un troisième robinet vanne (3), normalement ouvert, qui permet de réparer (1) ou (2) en cas de besoin. La vanne (2) sera de préférence une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

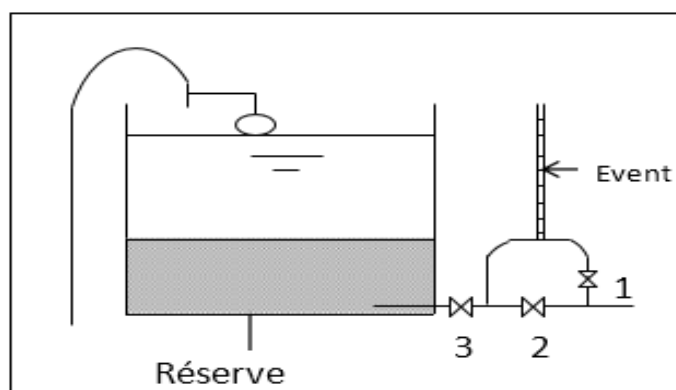


Figure IV.9 : système à siphon

IV.7. Rôles des réservoirs :

IV.7.1. Régulateur et accumulateur :

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

IV.7.2. Augmentation des pressions

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

IV.7.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

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

IV.7.4. Utilité pour briser la charge

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

IV.7.5. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

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

IV.8. Entretien du réservoir

Le réservoir doit se faire l'objet d'une surveillance régulière concernant : la corrosion, les fissures éventuelles et la dégradation.

Le nettoyage périodique de la cuve comporte les phases suivantes :

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

IV.9. Hygiène et sécurité :

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

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- être à l'abri des contaminations ;
- être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

IV.10. Détermination de la forme et proportions des réservoirs :

✓ **Forme :**

En règle générale, les réservoirs sont circulaires, rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures. Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Parmi les avantages on note : une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration.

✓ **Hauteur d'eau:**

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution. Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Tableau IV.1 : Les hauteurs d'eau optimum en fonction de la capacité utile

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

IV.11. Capacité des réservoirs :

Le volume attribué au réservoir dépend principalement du débit entrant qui est uniforme et réparti sur les heures de pompage, et du débit sortant qui est variable suivant la consommation horaire de la journée la plus chargée de l'année. Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la

limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le volume de régulation, le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Pour le calcul des réservoirs, nous avons programmé une macro.

Tableau IV.2: les coefficients de distribution (Rapport APC Ighrem).

heurs	coefficient de distribution
22h-02h	0,125
02h-03h	0,125
03h-04h	0,125
04h-06h	0,125
06h-07h	1
07h-08h	3.5
08h-09h	3.5
09h-10h	3.5
10h-12h	3.5
12h-14h	0.4
14h-15h	0.4
15h-16h	0.4
16h-17h	2
17h-18h	2
18h-19h	0.5
19h-21h	0,5
21h-22h	0,5

IV.12. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir (V_T) sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures).

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV.1})$$

IV.12.1. Les réservoirs existants :

La commune D'IGHREM, dispose dans sa chaîne d'alimentation en eau potable des Réservoirs existants

Tableaux IV.3 : les réservoirs existants

Localité	Capacité (m ³)	Cote radier (m)	Observation
Ighrem	300	436.92	Opérationnel
Taslent	200	749.9	Opérationnel
Hellil	100	584.55	Opérationnel
Tazagharth	150	864	Opérationnel
Ait Amar ouzegan	0	1086	Opérationnel
Tidja	60	240.92	Opérationnel
Total	810	/	/

IV.12.2. Calcul de la capacité des réservoirs d'Ighrem

Pour calculer la capacité du réservoir d'Ighrem, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique. Sachent que :

$Q_{\max,j}$: la somme des débits qui sont placé avant le réservoir d'Ighrem

Le débit horaire entrant "a" est donnée par :

$$a = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (\text{IV.2})$$

- le temps de pompage est de 20h, la pompe se repose 4 heures
- le débit horaire refoulé est de 1,2a.

Ce réservoir dispose de deux sorties :

Sortie1 : la distribution d'un débit pour le village d'Ighrem.

Sortie 2 : refoule le reste du débit totale vers un autre réservoir

C'est ce qui nous permet de calculer deux débits :

$$\text{Débit sortant(1) : } a_1 = \frac{Q_{\max,j1}}{24} \quad (\text{IV.3})$$

$$\text{Débit sortant(2) : } a_2 = \frac{Q_{\max,j2}}{24} \quad (\text{IV.4})$$

Les débits horaires que doit le réservoir d'Ighrem desserte a l'agglomération de ce village et au réservoir d'après, afin de satisfaire les besoins ; les résultats sont dans le tableau ci-dessous et à l'annexe 1

Tableau IV.4 : récapitulatif des débits pour les réservoirs d'Ighrem

Q_{\max}	a	Q1	a1	Q2	a2
1884.99	78.54125	673.61	28.06708	1211.38	50.47

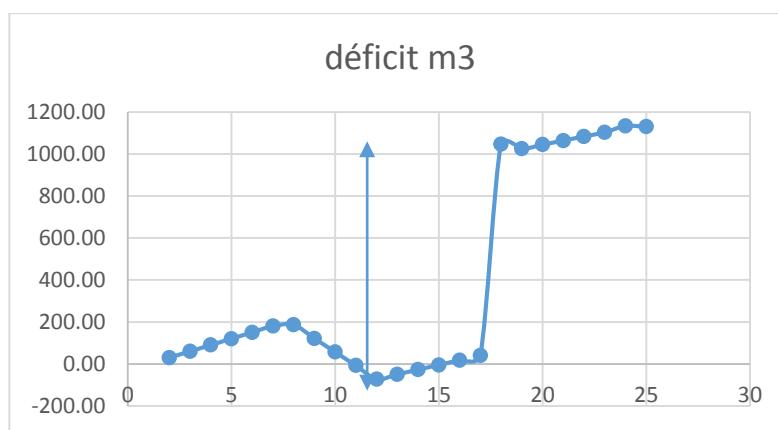


Figure IV.10 : capacité de réservoir d’ighre

Capacité de réservoir calculée :

$$V_{RC} = \text{déficit max} + \text{déficit m} \tag{IV.5}$$

$$V_{RC} = |1134.22| + |-71.57|$$

$$V_{RC} = 1205.79 \text{m}^3$$

$$V_{Ri} = 120 \text{m}^3$$

Après avoir calculé la capacité du réservoir, on trouvera le volume max qui es donnée par la macro et on va déduire le volume totale, ainsi la capacité du réservoir a projeté ; les formules sont respectivement comme suit:

$$V_{RT} = V_{\text{max}} + V_{\text{incendie}} \tag{IV.6}$$

$$V_{RP} = V_t - V_{Re} \tag{IV.7}$$

Tableau(IV.5) : Récapitulatif de la capacité du réservoir d’Ighrem projeté à l’horizon 2049

Désignation	Horizon 2047	Unité
Débit entrant	2167.74	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	1134.22	m ³
Déficit	71.57	m ³
La capacité calculée	1205.794	m ³
La capacité maximum donnée	1478.24	m ³
La capacité totale	1651.08	m ³
La capacité du réservoir existant	300	m ³
La capacité du réservoir projeté	1500	m ³

VI.12.3 : Dimensionnement du réservoir d'Ighrem.

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

- **Section de réservoir projeté :**

Elle est déterminée par la formule (IV.8) :

$$V_r = S \cdot h \quad (\text{IV.8})$$

$$S = V_r/h$$

- **Diamètre de réservoir**

Le diamètre du réservoir sera déterminé par la formule (IV.9) :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_r}{\pi h}} \quad (\text{IV.9})$$

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (IV.7) suivant :

Tableau IV.6: Les caractéristiques de réservoir projetée

Caractéristiques de Réservoir	Volume m ³	Hauteur M	Diamètre th M	Diamètre m	Section m ²
	1351.08	5	18.19	19	260

IV.12.4. calcul de la capacité du réservoir Hellil :

Pour calculer la capacité du réservoir Hellil, nous utilisons la méthode analytique et la méthode graphique et les formules (IV.3) et (IV.4) :

Les débits horaires que doit le réservoir Hellil desserte a l'agglomération de ce village et au réservoir d'après, afin de satisfaire les besoins sont récapitulé dans le tableau (IV.7) et (IV.8) et illustré dans la figure(IV.9):

Tableau IV.7. Récapitulatif des débits pour le réservoir Hellil

Qmax.j	a	Q1	a1	Q2	a2
1211.38	50.47	90.06	3.753	1121.3	46.72

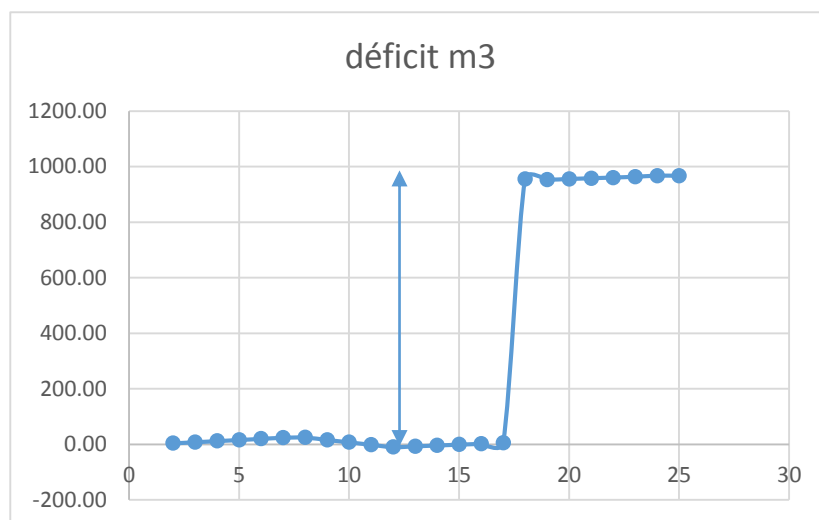


Figure IV.11:capacité de réservoir Hellil

Capacité de réservoir :

$$V_r = |967.10| + |-9.56|$$

$$V_r = 976.66 \text{ m}^3$$

$$V_i = 120 \text{ m}^3$$

Après l'utilisation des formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7) on obtient les résultats cité ci-dessous :

Tableau IV.8:la capacité du réservoir de Helil projeté à l'horizon 2049 :

Désignation	Horizon 2047	Unité
Débit entrant	1393.09	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	967.100	m ³
Déficit	-9.569	m ³
La capacité calculée	976.66	m ³
Le volume max	1204.97	m ³
La capacité totale calculée	1324.97	m ³
La capacité du réservoir existant	150	m ³
La capacité du réservoir a projetés	1500	m ³

IV.12.5 : Dimensionnement du réservoir helil

Après avoir déterminée la capacité de réservoir, nous procédons à son dimensionnement, on utilise les mêmes formules citées précédemment (IV.8) et (IV.9). Les résultats sont représentés sur le tableau (IV.9) suivant :

Tableau IV.9: Les caractéristiques de réservoir projetée

Caractéristiques de Réservoir	Volume m ³	Hauteur M	Diamètre th M	Diamètre m	Section m ²
	1200	5	17.48	18	240

IV.12.6. Calcul de la capacité du réservoir Taslent

Les résultats se résume dans ce tableau ci-dessous et à l'annexe 3:

Tableau IV.10: récapitulatif des résultats

Qmax	a	Q1	a1	Q2	a2
1211.38	46.72	692.22	28.84	429.1	17.88

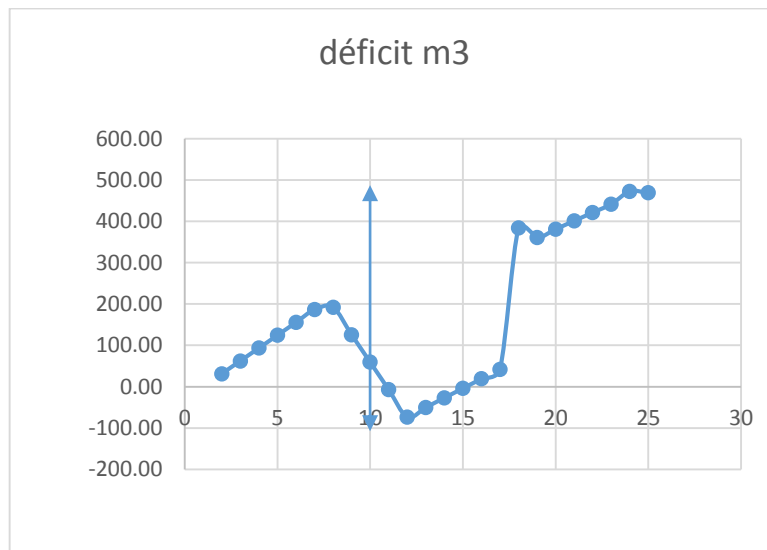


Figure IV.12 : Capacité de réservoir Taslent

Capacité de réservoir :

$$V_r = |472.17| + |73.54|$$

$$V_r = 545.72 \text{ m}^3$$

$$V_i = 120 \text{ m}^3$$

Après l'utilisation des formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7) on obtient les résultats cités ci-dessous.

Tableau IV.11: Récapitulatif de la capacité du réservoir Taslent projeté à l'horizon 2049

Désignation	Horizon 2049	Unité
Débit entrant	1289.52	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	472.17	m ³
Déficit	73.54	m ³
La capacité calculée	545.72	m ³
Le volume max	662.55	m ³
La capacité totale calculée	782.55	m ³
La capacité du réservoir existant	200	m ³
La capacité du réservoir a projeté	600	m ³

IV.12.7: Dimensionnement du réservoir Taslent.

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (IV.12) suivant :

Tableau IV.12 :Les caractéristiques de réservoir projetée

Caractéristiques de Réservoir	Volume [m ³]	Hauteur [m]	Diamètre th [m]	Diamètre [m]	Section [m ²]
	600	4	13.82	14	150

IV.12.8. Calcul de la capacité du réservoir Tazagharth

Les résultats se résumé dans ce tableau ci-dessous et à l'annexe 4 :

Tableau VI.13 : récapitulatif des résultats

Qmax	a	Q1	a1	Q2	a2
429.1	17.87917	351.59	14.65	77.51	3.23

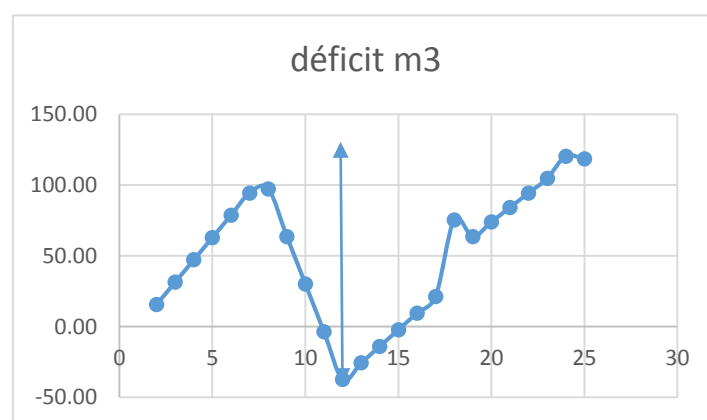


Figure IV.13:capacité de réservoir Tazagharth

Capacité de réservoir :

$$V_r = |120.45| + |37.35| \quad V_r = 157.81 \text{ m}^3 \quad V_i = 120 \text{ m}^3$$

Après l'utilisation des formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7) on obtient les résultats cités ci-dessous :

Tableau IV.14 : Récapitulatif de la capacité du réservoir Tazagharth projeté à l'horizon 2049

Désignation	Horizon 2049	Unité
Débit entrant	493.47	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	120.45	m ³
Déficit	37.35	m ³
La capacité calculée	157.81	m ³
Le volume max	220.60	m ³
La capacité totale calculée	340.60	m ³
La capacité du réservoir existant	100	m ³
La capacité du réservoir à projeté	300	m ³

IV.12.9 : Dimensionnement du réservoir Tazagharth

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (IV.18) suivant :

Tableau IV.15 : Les caractéristiques de réservoir projeté

Caractéristiques du Réservoir	Volume m ³	Hauteur m	Diamètre th m	Diamètre m	Section m ²
	350	3	12.19	12.5	116.66

IV.12.10. Calcul de la capacité du réservoir Ait Amar ouzegan

Pour Ait Amar ouzegan c'est un réservoir projeté, il appartient une seule sortie, un seul débit <a> qui est le débit consommé par ce village.

$$a = \frac{Q_{\max,j}}{24} = 3.2254166 \text{ m}^3$$

- le temps de pompage est de 20h, la pompe se repose 4 heures
- le débit horaire refoulé est de 1,2a.

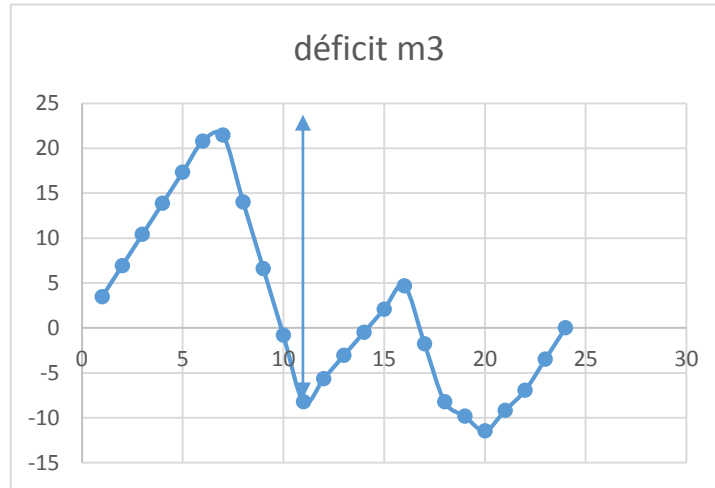


Figure IV.14 : capacité du réservoir

Capacité de réservoir :

$$Q_{\max,j}=71.41\text{m}^3/\text{s}$$

$$V_r=|21.44|+|-11.45|$$

$$V_r=32.90\text{m}^3$$

$$V_i=120\text{m}^3$$

Après l'utilisation des formules (IV.5), (IV.6) et (IV.7) on obtient les résultats cités ci-dessous :

Tableau IV.16 : Récapitulatif de la capacité du réservoir Ait Amar ouzegan, projeté à l'horizon 2049

Désignation	Horizon 2049	Unité
Débit entrant	3.87	m ³ /j
Adduction	20	H
Excédent de stockage	21.44	m ³
Déficit	-11.45	m ³
La capacité calculée	32.90	m ³
La capacité du réservoir projeté	150	m ³

IV.12.11 : Dimensionnement du réservoir ait Amar ouzegan.

Les dimensions de réservoir sont représentées sur le tableau (IV.17) suivant :

Tableau IV.17 : Les caractéristiques de réservoir projetée

Caractéristiques de Réservoir	Volume m ³	Hauteur m	Diamètre th m	Diamètre m	Section m ²
	150	3	7.98	8	50

Tableau IV.18: Calcul de la capacité du réservoir Ait Amar ouzegan à l'horizon 2049

Heurs	arrivée	arrivée en m3	arrivée cumulée en m3	sortie 1	sortie m3	sortie cumulée m3	déficit m3
00h-01h	1.2a1	3.87	3.87	0.125a1	0.40	0.40	3.47
01 h-02h	1.2a1	3.87	7.74	0.125a1	0.40	0.81	6.93
02h-03h	1.2a1	3.87	11.61	0.125a1	0.40	1.21	10.40
03h-04h	1.2a1	3.87	15.48	0.125a1	0.40	1.61	13.87
04h-05h	1.2a1	3.87	19.35	0.125a1	0.40	2.02	17.34
05h-06h	1.2a1	3.87	23.22	0.125a1	0.40	2.42	20.80
06h-07h	1.2a1	3.87	27.09	a1	3.23	5.64	21.45
07h-08h	1.2a1	3.87	30.96	3.5a1	11.29	16.93	14.03
08h-09h	1.2a1	3.87	34.83	3.5a1	11.29	28.22	6.61
09h-10h	1.2a1	3.87	38.71	3.5a1	11.29	39.51	-0.81
10h-11h	1.2a1	3.87	42.58	3.5a1	11.29	50.80	-8.22
11h-12h	1.2a1	3.87	46.45	0.4a1	1.29	52.09	-5.64
12h-13h	1.2a1	3.87	50.32	0.4a1	1.29	53.38	-3.06
13h-14h	1.2a1	3.87	54.19	0.4a1	1.29	54.67	-0.48
14h-15h	1.2a1	3.87	58.06	0.4a1	1.29	55.96	2.10
15h-16h	1.2a1	3.87	61.93	0.4a1	1.29	57.25	4.68
16h-17h	0	0.00	61.93	2a1	6.45	63.70	-1.77
17h-18h	0	0.00	61.93	2a1	6.45	70.15	-8.22
18h-19h	0	0.00	61.93	0.5a1	1.61	71.77	-9.84
19h-20h	0	0.00	61.93	0.5a1	1.61	73.38	-11.45
20h-21h	1.2a1	3.87	65.80	0.5a1	1.61	74.99	-9.19
21h-22h	1.2a1	3.87	69.67	0.5a1	1.61	76.60	-6.93
22h-23h	1.2a1	3.87	73.54	0.125a1	0.40	77.01	-3.47
23h-24h	1.2a1	3.87	77.41	0.125a1	0.40	77.41	0.00

Conclusion

Le dimensionnement des réservoirs de notre région d'étude est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.19.récapitulatif des réservoirs existants et projetés

Village	Volume calculé M ³	Volume adopté M ³	Réservoir existant	Réservoir projeté
Ighrem	1651.08	1800	300	1500
helil	1324.97	1650	150	1500
Taslent	782.55	800	200	600
tazaghart	340.60	400	100	300
Ait-amar Ouezzane	32.90	150	0	150

Ceci nous amène à un nouveau schéma synoptique, présenté ci-après (Annexe 5).

The page features three decorative blue circles of varying sizes, each composed of concentric circles in different shades of blue. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The circles are positioned in the top right, middle right, and bottom right areas of the page.

Chapitre V : coup de bélier

Introduction :

L'apparition du phénomène du coup de bélier dans une conduite d'écoulement peut engendrer à des dégâts néfastes pour la canalisation .il est donc de toute première importance d'étudier des moyens pour limiter ses effets, afin d'augmenter la durée de la vie de nos installation, et d'assurer un bon fonctionnement de ces dernières ; cela fera l'objet de ce chapitre.

V.1.Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions Ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994)

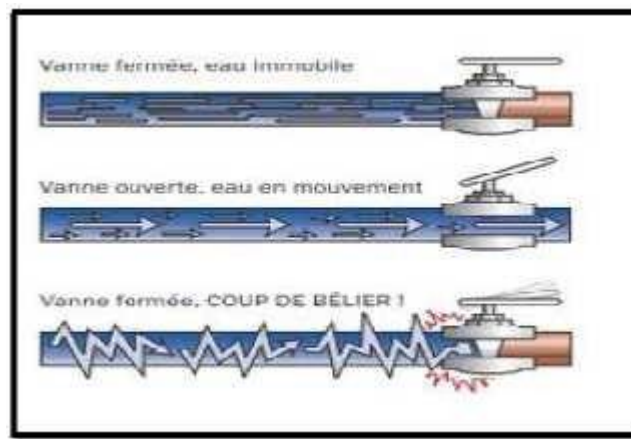


Figure V.1. Coup de bélier

V.2. Coup de bélier dans les stations de pompage :

Les variations de pression et de débit consécutives aux coups de bélier dans les stations de pompage seront déterminées avec la méthode de Bergeron. Les exemples pris correspondent toujours à la même installation de base qui ne différera que par ses moyens de protection anti bélier. L'installation se compose d'une pompe aspirant dans un bassin B pour refouler dans un réservoir R, tous deux à la pression atmosphérique. Le cas des débits négatifs traversant la pompe ne sera pas traité. Il sera placé un clapet anti retour, juste à son aval, pour éviter un tel fonctionnement. Le principe de calcul des protections anti bélier qui est développé ici n'est pas restrictif à la méthode de Bergeron et reste effectivement valable pour d'autres modélisations.

V.3.Arrêt instantané d'une pompe :

Examinons les conséquences de l'arrêt instantané d'une pompe survenant à la suite de la brusque disjonction de son moteur d'entraînement. Pour qu'une telle éventualité puisse se produire, il faudrait que le moment d'inertie des masses tournantes par rapport à l'axe de rotation soit nul. Cela est évidemment impossible, mais pour la simplicité de l'exposé nous

supposerons être dans ce cas. Avant la disjonction, lorsque l'écoulement est permanent, le point de fonctionnement se situe à l'intersection de la courbe de la pompe à vitesse constante avec celle du réseau. Les pertes de charge dans les tuyauteries seront négligées ; le réseau est ainsi uniquement caractérisé par sa hauteur géométrique. Désignons par $\mu = 0$ l'arrêt instantané de la pompe. Juste à cet instant, la couche de fluide immédiatement au refoulement de la pompe est brusquement immobilisée et se retrouve en dépression. Cette chute de pression donne naissance à une onde qui va se propager vers le réservoir à la célérité c en provoquant une contraction de la tuyauterie.

V.4. cause et conséquence du coup de bélier

4.1. Les cause du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Fermeture et ouverture rapide d'une vanne.
- Fermeture et ouverture rapide d'un robinet.
- démarrage/arrêt d'une pompe.

4.2. Les conséquences de ce phénomène

- Déboitement des conduites et ruptures des joints.
- Déboitement des accessoires (vannes, robinets).
- Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression.
- Eclatement de la conduite par surpression.

V.5. Les dangers que posent les coups de bélier

Lorsque la vapeur est nouvellement fournie aux conduites ou aux installations lors de la mise en route, il arrive qu'un bruit de claquement métallique répétitif ou qu'un bruit d'explosion violent accompagné de vibrations soit entendu. La plupart des travailleurs utilisant la vapeur ont déjà probablement vécu ce scénario au moins une fois. Le choc créé peut faire violemment trembler les conduites, l'équipement et l'encaissement des machines, ce qui pourrait endommager non seulement les joints d'étanchéité, mais aussi les brides et les vannes elles-mêmes. Ce genre de dommage pourrait causer un accident grave si une grande quantité de vapeur ou de condensat chaud commence à jaillir hors des conduites, etc. On a même reporté des cas de mort suite à des accidents causés par les coups de bélier. Malgré cela, très peu de recherches ont été effectuées sur les causes et la prévention de ce problème et souvent les travailleurs utilisant la vapeur se trouvent dépourvus de solutions.



Exemple de conduites endommagées par des coups de bélier

Figure V.2: exemple de conduite endommagée par le coup de bélier

V.6. Moyens de prévention

Les coups de bélier peuvent être à l'origine d'accidents, mais le plus souvent, cela se limite à une rupture de tuyauteries ou du matériel qui y est raccordé. Les lignes transportant des fluides dangereux bénéficient d'une attention toute particulière lors de la conception, de la construction et de l'exploitation. Les éléments suivants permettent de diminuer ou supprimer les coups de bélier:

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression.
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s.
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente.
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation.
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée bouteille anti-pulsatoire ou anti bélier.
- Mettre en place une chambre d'équilibre.
- Réduire les longueurs de tuyauterie droite par des coudes ou des lyres de dilatation, les coudes réduisant l'influence des ondes de pression.
- Employer des éléments de tuyauterie conçus pour des pressions élevées (solution coûteuse).
- Installer un volant d'inertie sur la pompe.
- Installer un bypass de la pomperie.
- Utiliser une vanne automatique de pompage pour les pompes.

V.7. Types des coups de bélier

V.7.1. Coups de bélier causés par des masses de condensat à grande vitesse

Les pertes de chaleur rayonnante provoquent la formation de condensat dans la conduite de transport de vapeur. La vapeur d'eau qui circule à grande vitesse dans ces conduites entraîne ce

condensat et cause la formation de vagues. Cette agitation cause la formation graduelle de masses de condensat qui sont alors entraînées avec la vapeur. Le phénomène est comparable à la formation de grosses vagues sur la mer par de grands vents. Des coups de bélier surviennent lorsque ces masses de condensat heurtent un joint ou une vanne alors qu'elles sont déplacées à grande vitesse à travers la tuyauterie.

V.7.2. Coups de bélier causés par la condensation subite de vapeur

Lorsque la vapeur d'eau perd sa chaleur, elle se transforme en condensat. Son volume spécifique diminue alors d'un facteur de plus de mille. Ainsi, lorsque la vapeur se condense au contact avec du condensat plus froid, son volume est instantanément réduit à presque rien. La réaction se fait à une telle vitesse qu'un vide est momentanément créé. L'attraction du condensat vers ce vide cause la seconde sorte de coups de bélier, causés par une condensation subite de vapeur. En somme, il est dangereux de laisser les conduites contenir un mélange de condensat et de vapeur. C'est toutefois la norme dans les conduites de récupération de condensat ou autres conduites semblables, ce qui peut rendre la résolution du problème encore plus difficile. Ce dernier genre de coups de bélier n'est pas limité aux conduites de récupération de condensat, il peut aussi se produire dans les circuits de vapeur ou les installations utilisant la vapeur. Les gros chocs pour lesquels sont souvent reconnus les coups de bélier se produisent dans les deux cas énumérés ci-haut, mais leur fréquence est beaucoup plus grande dans le second.

V.8. Installation d'un bélier

V.8.1 Les composants :

L'installation type :

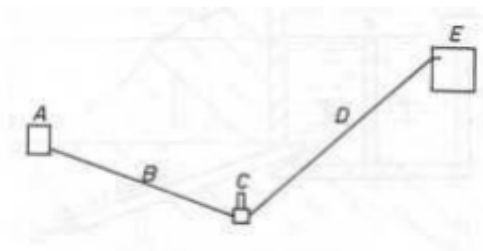


Figure V.3 : installation d'un bélier

L'installation type comprend un collecteur (A) qui recueille l'eau de la source ou du ruisseau la conduite motrice (ou de batterie) (B) amenant l'eau au bélier, le bélier proprement dit (C) la conduite d'alimentation (ou de refoulement) (D) amenant l'eau du bélier au lieu d'utilisation et enfin le réservoir (E) qui recueille l'eau pompée par le bélier sur le lieu d'utilisation.

Le collecteur :

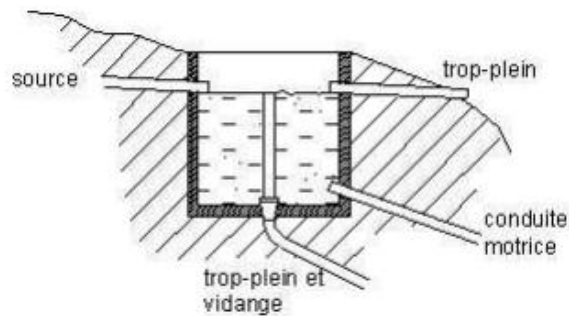


Figure V.4 : le collecteur

Le collecteur peut avoir n'importe quelle grandeur, par exemple un tuyau de ciment de dia 0.6 à 1 m de diamètre. Toutefois, la conduite motrice doit toujours être suffisamment couverte d'eau, au moins 30 à 40 cm d'eau. La quantité excédentaire d'eau (différence entre le débit de la source et le débit moyen de la conduite motrice) sera évacuée par un dispositif de trop plein. Idéalement, le collecteur doit être construit de manière à ce que les bulles d'air amenées par l'eau débouchant de la source dans le collecteur n'atteignent jamais la conduite motrice : de l'air dans la conduite motrice perturberait le bon fonctionnement du bélier. Dans ce but, on peut, par exemple, séparer le collecteur en deux chambres par une cloison centrale de hauteur légèrement inférieure à la hauteur du tuyau d'arrivée pour que l'eau ne reflue pas dans ce tuyau, mais pas trop basse pour que le passage de l'eau d'une chambre à l'autre ne provoque pas de nouveaux remous et donc une nouvelle formation de bulles d'air. Le trop plein d'évacuation sera également prévu au même niveau que la cloison de séparation. Pour éviter que des déchets importants ne passent dans la conduite motrice, le départ de celle-ci sera placé quelques centimètres au-dessus du fond du collecteur qui sera régulièrement nettoyé (par exemple en combinant un système de trop plein avec une conduite de vidange).

La conduite motrice :

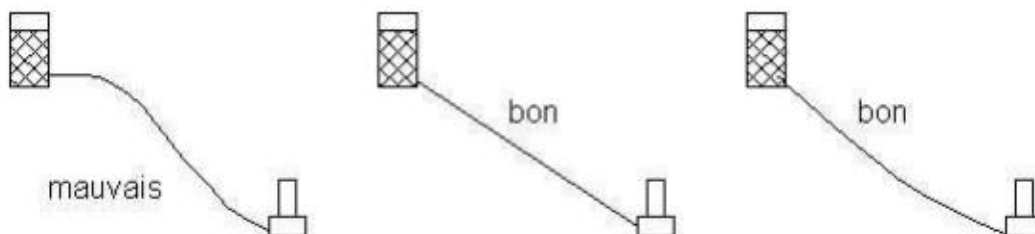


Figure V.5 : La conduite motrice

Conduite qui relie la source au bélier. Son diamètre dépend du type de bélier utilisé; dans le cadre des béliers développés dans le cadre de ce projet, les diamètres des conduites motrices varient de $\frac{3}{4}$ à $1\frac{1}{2}$ " suivant le modèle du bélier. Ces diamètres peuvent être avantageusement augmentés dans la partie supérieure de la conduite pour être réduits dans leur partie inférieure

au diamètre correspondant au modèle de bélier utilisé. La longueur de la conduite motrice est importante pour un bon fonctionnement de l'installation; elle dépend de la hauteur de chute et doit se situer entre 3 et 5 fois cette hauteur. Exemple : si la hauteur de chute est de 10 m, la longueur de conduite motrice doit être comprise entre 30 et 50 m. La conduite motrice devant résister aux "coups de bélier" il est indispensable qu'elle soit réalisée en matériaux rigides tels que tuyaux d'acier ou de fonte. Les tuyaux en matière plastique sont à proscrire pour cet usage à cause de leur élasticité. De même, la conduite motrice doit être réalisée avec le plus grand soin, elle doit être parfaitement étanche sous peine d'entraîner des dysfonctionnements du bélier. Des manchons union à joints plats ne sont pas adaptés à la réalisation d'une conduite motrice. La conduite motrice doit avoir une pente régulière, éventuellement avoir une pente plus forte dans sa partie supérieure pour arriver au bélier avec une pente plus faible, jamais l'inverse. Il faut éviter pour sa construction des courbes et des coudes. Si une courbe latérale ne peut être évitée, il faut la réaliser avec le plus grand rayon de courbure possible.

La conduite d'alimentation :

La conduite d'alimentation est celle qui relie la sortie du bélier avec le réservoir d'alimentation, à l'utilisation. Le diamètre de cette conduite dépend du modèle de bélier. Dans le cas présent, il peut être d'un diamètre de $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$ ou 1". La conduite d'alimentation doit idéalement ne pas avoir de contre-pente. Dans le cas où cette condition est impossible à respecter, des possibilités d'aération sont à prévoir sur les "points hauts"

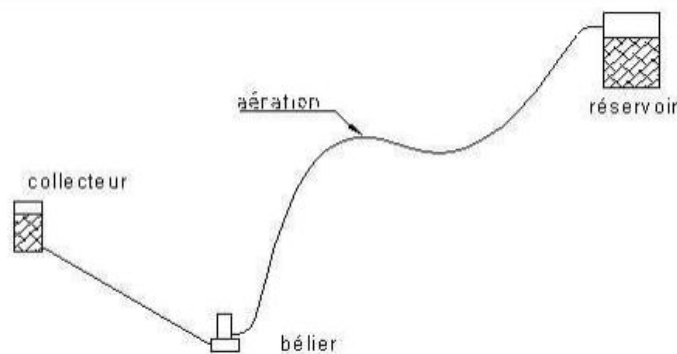


Figure V.6.la conduite d'alimentation

La conduite d'alimentation peut être réalisée en tuyaux plastiques; ceux-ci doivent cependant être adaptés à la pression à laquelle ils doivent pouvoir résister et qui dépend de la hauteur de remontée (1 kg/cm² par 10 m de remontée). Le réservoir d'alimentation : Le réservoir d'alimentation sera construit idéalement au-dessus de la zone d'utilisation de manière à permettre un écoulement par gravité vers le lieu d'utilisation sous une certaine pression. Cette disposition permet un écoulement régulier et si nécessaire une réserve peut être ainsi créée pour couvrir les besoins plus importants. L'entrée de la conduite d'alimentation dans le réservoir doit se faire au-dessus du niveau d'eau maximum de manière à toujours permettre un écoulement

libre du conduit d'alimentation et de pouvoir ainsi vérifier le débit; un système de trop-plein limitant le niveau d'eau dans le réservoir doit donc être prévu juste en dessous du niveau d'arrivée du conduit d'alimentation. De plus, pour maintenir une bonne circulation et une bonne fraîcheur de l'eau utilisée, la prise d'eau de consommation se fera en face de la sortie de la conduite d'alimentation.

V.9. Analyse physique du coup de bélier

Lors de l'arrêt d'une ou de plusieurs pompe(s), le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction. On admet une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau. Quatre phases peuvent être envisagées dans l'analyse du phénomène du coup de bélier

➤ Première phase

Par suite de son inertie, la colonne liquide va poursuivre son chemin ascendant, il va en résulter une dépression. Chaque tranche d'eau considérée dans la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre de la conduite ; une onde de dépression prend naissance $t=L/a$; au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute sa longueur a

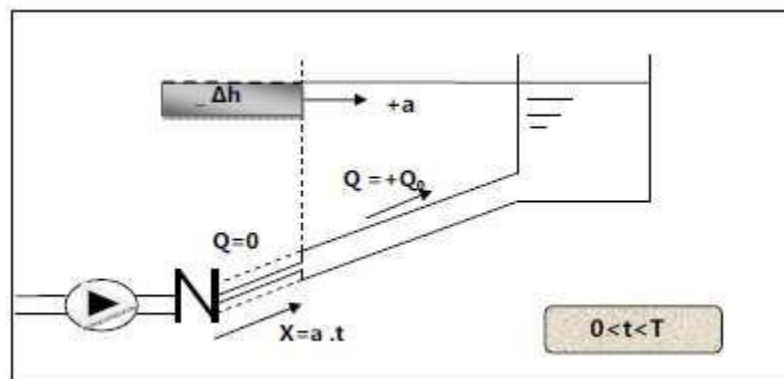


Figure V.8 : L'état de la conduite pendant la phase 1

➤ La deuxième phase

En raison de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial tranche par tranche à partir du réservoir, si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout de temps L/a et depuis l'origine $t = 2L/a$ toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de pompe

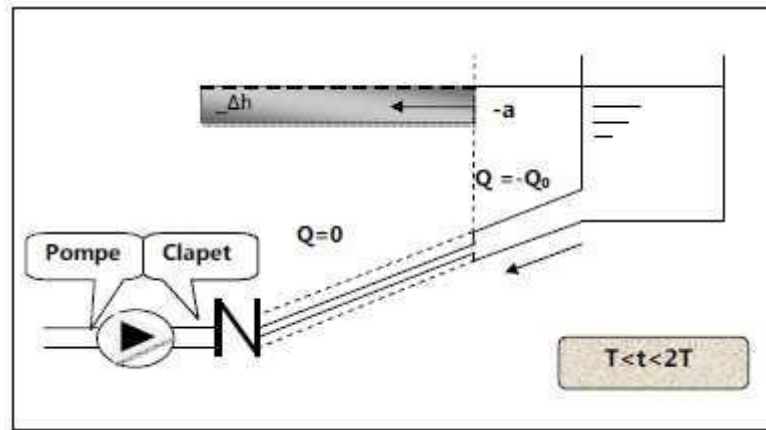


Figure V.9 : représentation de la phase 2 du coup de bélier

➤ La troisième phase

La première tranche du fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes entraînant une dilatation de la conduite. Une onde de pression gagne toute la canalisation dans le sens pompe –réservoir, au bout

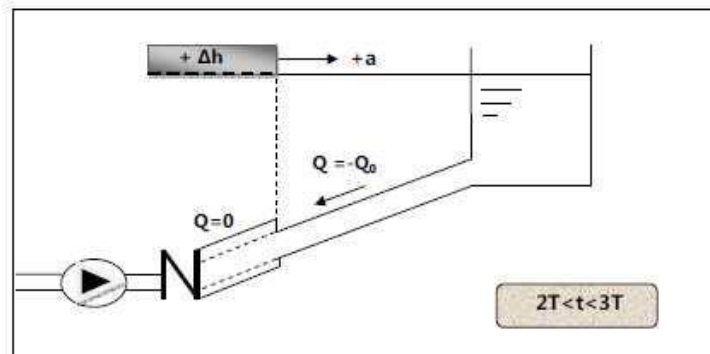


Figure V.10 : présentation de la phase 3 du coup de bélier

➤ La quatrième phase

Grace à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit $4L/a$ à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

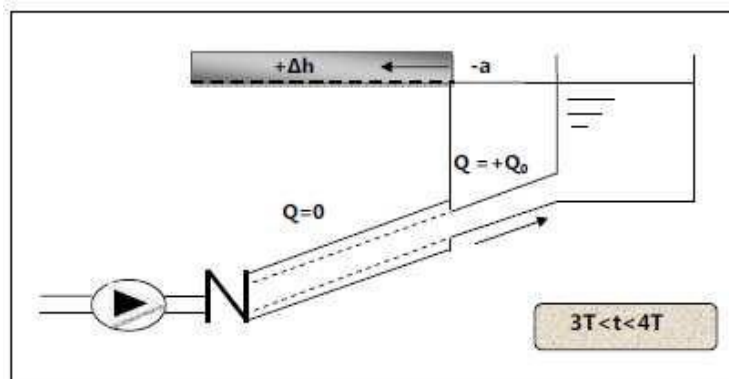


Figure V.11. représentation de la phase quatre

V.9. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier. Les plus utilisés sont les suivants : (Dupond ; 1979) ;

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

V.9.1. Volants d'inertie

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

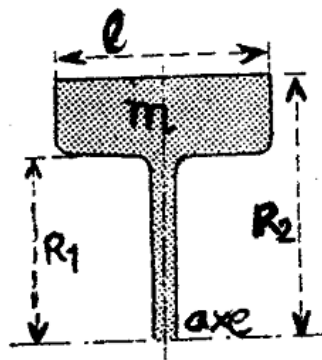


Figure V.12.volant d'inertie

V.9.2. Cheminée d'équilibre

Elle est utilisée pour la protection des canalisations de refoulement, cet ouvrage est surtout utilisé pour les charges faibles et dans la protection des points hauts de canalisation. On peut distinguer les cheminées suivantes :

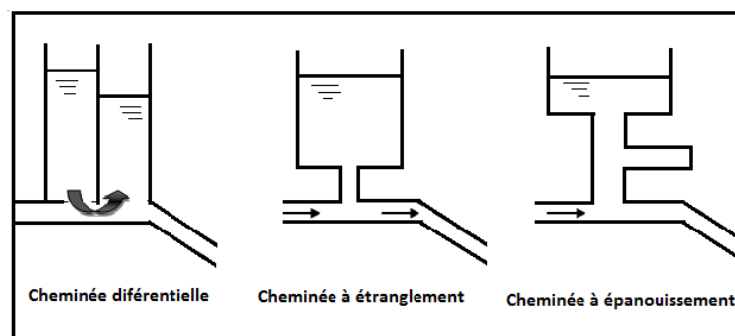


Figure V.13: Différentes types de cheminées d'équilibre

V.9.3. Soupape de décharge

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

V.10. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales. Et dans notre cas on a abouti la méthode de vibert. Cette méthode simplifiée du calcul du réservoir d'air, n'est valable que pour des installations modestes, c'est-à-dire, un débit de 30 l/s au maximum et une longueur de refoulement de $1000 \leq L \leq 1200$ m. Le volume de l'air contenu dans la cloche est calculé par la formule établie par

VIBERT en introduisant les hypothèses suivantes :

- ✓ Les pertes de charge dans la conduite de refoulement sont négligées ;
- ✓ L'élasticité de la conduite de refoulement est négligée ;
- ✓ La compressibilité de l'eau est négligée ;
- ✓ Le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

VIBERT arrive à une expression relativement simple qui donne le volume **U0** de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse **V0**. En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par **Z0** et **U0**. **Z0** étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau, elle est égale si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus de **10 m**.

- ✓ A la fin de dépression (1 ère phase du phénomène), l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc plus faible ; soit **Zmin** cette pression absolue.
- ✓ A la fin de la surpression (2ème phase), l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera **Zmax**.

Zmin et **Zmax** correspondent également à la pression minimale et maximale dans la conduite de refoulement. Leur valeur tient compte donc du coup de bélier, soit **b** la valeur du coup de bélier

$$Z_{\min} = H_g - b \quad (\text{V.I})$$

$$Z_{\max} = H_g + b \quad (\text{V.II})$$

Connaissant (Z_{\min}/Z_0) ou (Z_{\max}/Z_0) et (h_0/Z_0), la droite liant ces deux ordonnées, correspondant aux deux échelles, coupe les troisièmes échelles en un point dont la lecture nous donne la valeur de U_0/L_s ; ce qui nous donne la valeur de **U0**.

V.10.1. Protection de la conduite reliant le réservoir TASLENT vers le réservoir TAZAGHART :

a) Caractéristique de la conduite :

- Longueur de la conduite : $L = 655 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D_{ext} = 101 \text{ mm}$
- Epaisseur de la paroi : $e = 10 \text{ mm}$;
- Section de la conduite : $S = (3,14 * D^2) / 4 = 0,079 \text{ m}^2$;
- Vitesse moyenne d'écoulement : $V = 0.78 \text{ m/s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 104.10 \text{ m}$.
- Débit à refouler : $Q = 4.97 \text{ l/s}$
- Hauteur manométrique 110.23 m

b) Valeur de la célérité :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1 + K \frac{D}{e}}} \quad a = 492.23 \text{ m/s}$$

c) valeur du coup de bélier (b) :

$$b = aV/g \quad b = \frac{492.23 * 0.78}{9.81} = 39.13 \text{ mce} \quad b = 39.13 \text{ mce}$$

d) La valeur maximale de la pression dans la conduite :

$$H_{max} = H_g + b \quad H_{max} = 104.10 + 39.13 \quad H_{max} = 143.23 \text{ m}$$

e) La valeur minimale de la pression dans la conduite:

$$H_{min} = H_g - b \quad H_{min} = 104.10 - 39.13 \quad H_{min} = 64.97 \text{ m}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de **16bars** ou **160 m d'eau**, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad Z_0 = 104.10 \text{ m}$$

Dans notre cas $H_{max} < P_N$; la conduite nécessite pas une protection anti bélier.

V.10.2. Protection de la conduite reliant le réservoir TAZAGHART vers le réservoir AIT AMAR OUZEGUANE.

a) Caractéristique de la conduite :

- Longueur de la conduite : $L = 1900 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite : $D_{ext} = 40 \text{ mm}$
- Epaisseur de la paroi : $e = 5.5 \text{ mm}$;

- Section de la conduite : $S = (3,14 * D^2) / 4 = 0.000660m^2$;
- Vitesse moyenne d'écoulement : $V = 1.36m/s$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 242m$.
- Débit à refouler : $Q=4.97 l/s$
- Hauteur manométrique : $280.17 m$

b) Valeur de la célérité :

$$a = \frac{1240}{\sqrt{1+K \frac{D}{e}}} \quad a = 585.84m/s$$

c) valeur du coup de bélier (b) :

$$b = av / g \quad b = \frac{585.84 * 1.36}{9.81} = 81.22 mce \quad b = 81.22 mce$$

d) La valeur maximale de la pression dans la conduite :

$$H_{max} = H_g + b = 242 + 81.22 \quad H_{max} = 323.22m$$

f) La valeur minimale de la pression dans la conduite:

$$H_{min} = H_g - b = 242 - 81.22 \quad H_{min} = 160.78 m$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de **25 bars** ou **250 m d'eau**, le calcul du réservoir s'effectuera comme suit :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad Z_{max} = 252 + 81.22 \quad Z_{max} = 333.22 m$$

Dans notre cas $H_{max} > P_N$; c'est qui va nous permet de calculer le volume du réservoir d'air
D'où :

$$Z_{max}/Z_0 = 1.32$$

Le volume d'air U_0 donné par l'abaque de Vibert en joignant les deux valeurs de Z_{max}/Z_0 et H_0/Z_0

Avec :

$$H_0 = V^2 / 2g$$

$$H_0 = 1.36^2 / 2 * 9.81 \quad H_0 = 0.094$$

$$H_0/Z_0 = 0.094 / 252 \quad H_0/Z_0 = 3.73 * 10^{-4}$$

Les alignements 1.32 lu sur l'échelle Z_{max}/Z_0 et 0.000373 lu sur H_0/Z_0 donnent sur l'abaque de M.vibert :

$$U_0/Ls$$

$$Z_{min}/Z_0 = 0.78$$

Comme :

$$L * s = 1900 * 0.00066 \quad L * s = 1.254 m^3$$

Volume d'air U_0 :

$$U_0 = 10^{-2} * 1.254 \quad U_0 = 0.01254 \text{ m}^3 = 12.54 \text{ litre}$$

On en tire

$$U_{\max} = 12.54 / 0.78 = 0.01607 \text{ m}^3 = 16.07 \text{ litre (car } U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\max}) \text{ transformation isotherme}$$

Le plus grand volume d'air est 16.07 litre Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume $\tau = 19.28 \text{ l}$

✓ les résultats sont donnés dans l'abaque de vibert :

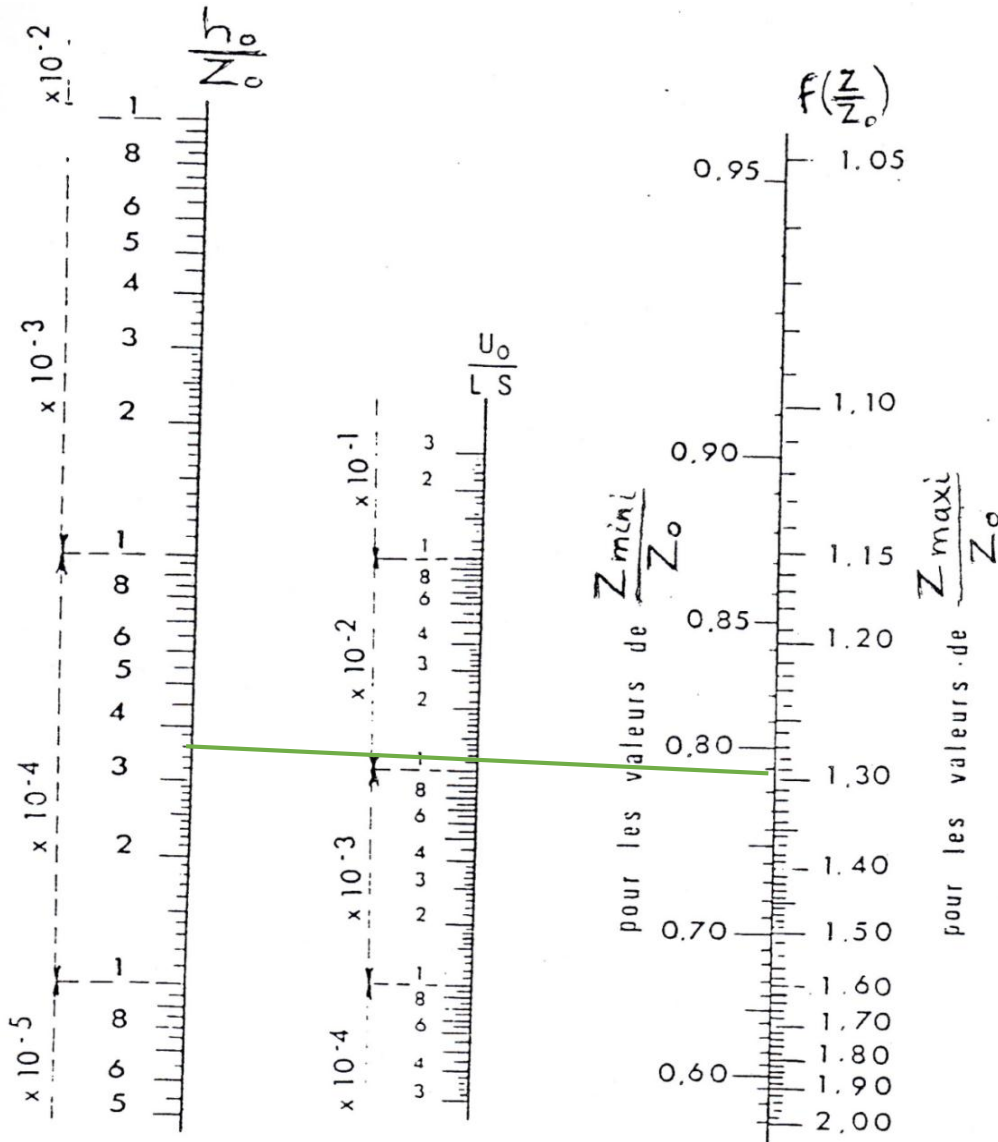


Figure.V.7 : Abaque de Vibert pour la détermination du volume des réservoirs anti-Béliers

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons considéré deux exemples de conduites pour effectuer le calcul du coup de bélier.

Dans le cas de la conduite reliant la station de reprise TASLENT vers la station de reprise TAZAGHART, nous avons trouvé que $H_{max}=143.23$ m d'eau < $PN=160$ m d'eau ; Ainsi cette conduite ne nécessite pas une protection.

Dans le cas de la conduite reliant la SR TAZAGHART au réservoir AIT AMAR OUZEGUANE, nous avons trouvé $H_{max} > PN$, Ainsi, cette conduite doit être protégé sur toute sa longueur. Nous proposons de l'équiper d'un réservoir d'air (l'eau+ air comprimé) avec un volume d'air en fonctionnement normal $U_0=19.28$ litre.

The page features three decorative blue circles of varying sizes, each composed of concentric circles in different shades of blue. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The text is centered within this 'V' shape.

***Chapitre VI : Choix des
pompes***

Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui permet d'assurer le débit demandé et la hauteur manométrique totale au niveau des quatre stations de pompage projetées et quatre existantes le long de l'adduction. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

VI.1. Définition de la pompe

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique, elle est composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ✓ Horizontal ;
- ✓ Vertical ;
- ✓ Oblique ;

VI.2. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

- **Les pompes volumétriques**

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

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

- **Les turbopompes**

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor"; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement. Les Turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède). On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

1) Selon le type de la roue

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélico-centrifuges
- Les pompes hélices (axiales)

2) Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

3) Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

4) Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

5) Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression.

Dans la présente étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes :

- ✓ Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- ✓ Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- ✓ Elles constituent des groupes légers et peu encombrants.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

1) Suivant la forme de la roue :

- Pompe centrifuges radiales ;
- Pompe centrifuges semi-axiales.

2) Suivant la forme du corps de la pompe :

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

3) Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaires : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;

- Multicellulaires : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

4) Suivant la position de son axe :

- Pompes à axe horizontal ;
- Pompes à axe vertical.

VI.3. Caractéristique hydraulique d'une pompe

VI.3.1 : Vitesse de rotation

C'est le nombre de tour qu'effectue la roue par unité de temps. Cette vitesse est notée « N », unité de mesure la plus utilisée est le tour/minute. Le déplacement angulaire (w) qu'effectue la roue d'une pompe pendant l'unité de temps s'appelle vitesse angulaire

$$w = \frac{2\pi N}{60} = \frac{\pi N}{30} \quad (\text{VI.1})$$

VI.3.2 : Débit « Q » d'une pompe

C'est le volume d'eau qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, ce débit est noté « Q ». Le débit Q est fonction de la vitesse moyenne V d'écoulement du liquide et du diamètre D de la canalisation

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

VI.3.3 : Hauteur manométrique totale d'élévation Hmt

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

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (\text{VI.3})$$

VI.3.4 Puissance (utile et absorbée)

La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée (Pa) de cette pompe en (KW). Cette puissance est exactement la puissance mécanique du moteur d'entraînement de la pompe.

$$P_a = \frac{9.81 \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (\text{VI.4})$$

La puissance transmise à l'eau correspond au travail à effectuer pour élever un débit Q (m³/h) de liquide de masse volumique ρ (kg/m³) à la hauteur H (m) appelée puissance hydraulique utile Pu.

$$P_u = \rho g Q H_{mt} \quad (\text{VI.5})$$

Le rapport de la puissance utile Pu et la puissance absorbée Pa est le rendement de la pompe η_p qui est donné par la relation suivante :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho g Q H_{mt}}{P_a} \quad (\text{VI.6})$$

η_p : Le rendement de la pompe.

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

Q : débit a relevé en (m^3/s).

H : hauteur d'élévation en (m).

VI.4 : Choix du type de pompe

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

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

VI.5. Les Courbes caractéristiques des pompes

VI.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont au nombre de trois.

- **Courbe débit-hauteur : $H = f(Q)$**

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

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

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

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

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

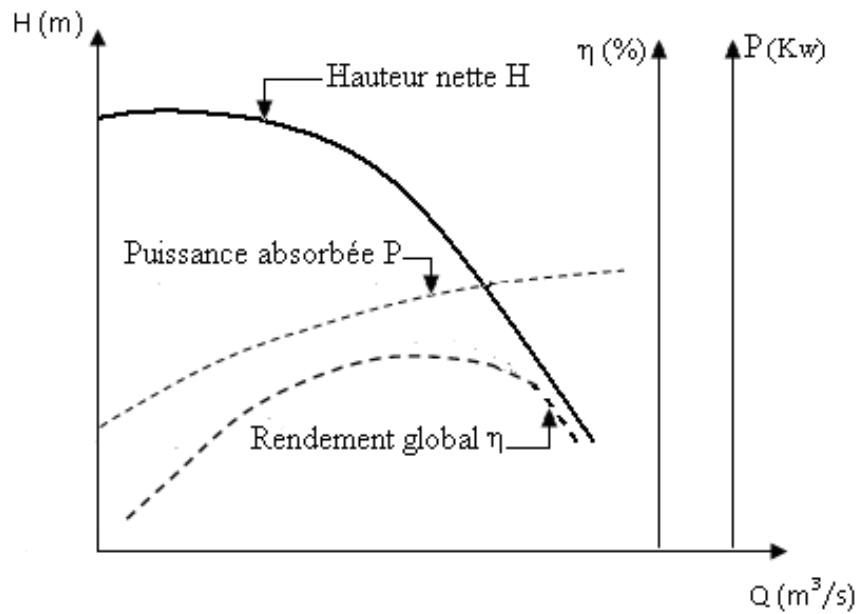


Figure VI.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

VI.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite

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

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

La hauteur manométrique de la pompe est calculée suivant l'équation (VI.7).

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (VI.7)$$

.avec :

$$J_t = 1,15 * L * J_u \quad (VI.8)$$

D'où :

$$J_u = \frac{\lambda V^2}{2gD} \quad (VI.9)$$

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

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (VI.10)$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur

$$J_t = \frac{1,15 * \lambda * l * 8}{g * \pi^2 * D^5} * Q^2 = K Q^2 \quad (VI.11)$$

Avec :

$$K = \frac{1,15 * \lambda * l * 8}{g * \pi^2 * D^5} \quad (VI.12)$$

Donc :

$$H_{mt} = H_g + KQ^2 \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m).

KQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

Q : Débit (m^3/j).

K : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite en (m) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) ;

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

VI.6. Couplage d'une pompe

Pour parvenir à obtenir certaines conditions de fonctionnement impossibles à réaliser avec une seule pompe, les utilisateurs associent parfois deux pompes dans des montages en série ou en parallèle. On considère deux pompes P1 et P2 ayant des caractéristiques différentes.

VI.6.1. Couplage en parallèle

Le couplage en parallèle permet d'augmenter le débit dans le réseau: il convient bien pour un réseau présentant des pertes de charge assez faibles. Les pompes sont parfois montées en parallèle (by-pass) avec une seule des deux fonctionnant. En cas de panne ou pour une action de maintenance le montage permet alors de continuer à fonctionner en démarrant la deuxième pompe.

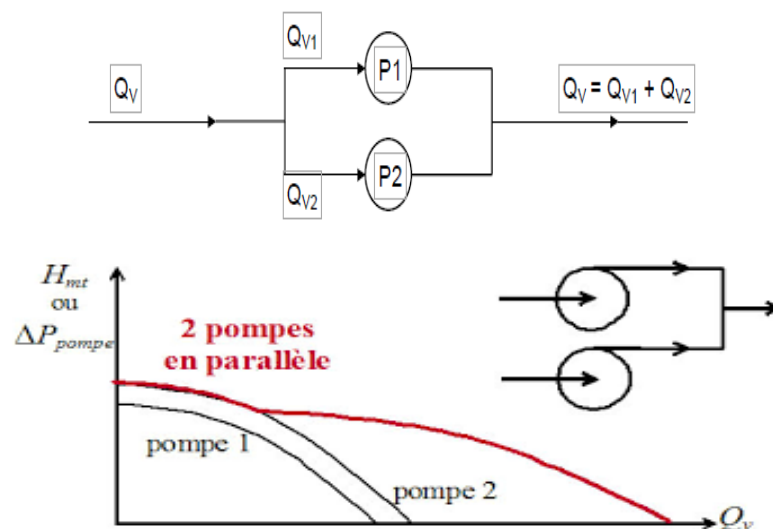


Figure VI.2 : Couplage en parallèle

VI.6.2. Couplage en série:

Les pompes P1 et P2 montées en série sont traversées par le même débit de liquide Q_v . à un débit donné, la hauteur manométrique totale de ce couplage H série est la somme des hauteurs manométriques totales H_{mt1} et H_{mt2} des deux pompes fonctionnant séparément à ce même débit.

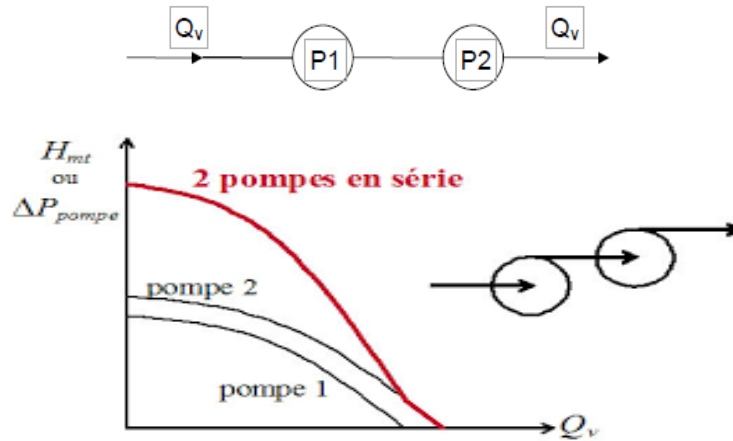


Figure VI.3 : Couplage en série

Le couplage en série permet d'augmenter fortement la hauteur manométrique totale, il convient donc bien pour un réseau présentant des pertes de charge importantes.

VI.7. point de fonctionnement

VI.7.1. Recherche du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

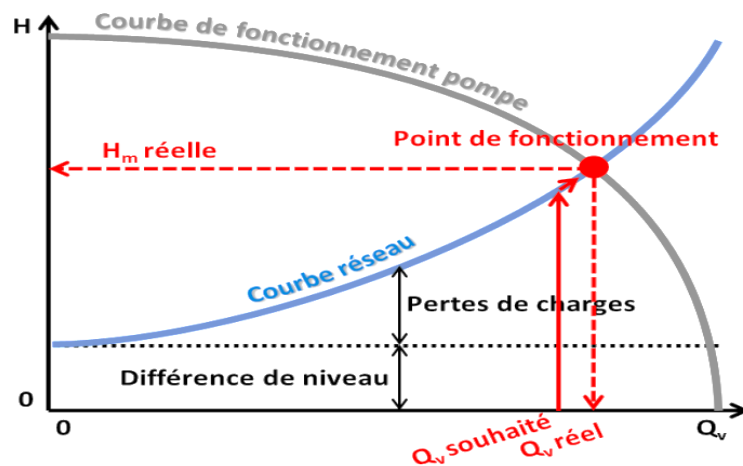


Figure (VI.4) : point de fonctionnement d'une pompe

VI.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désiré

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement. Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont :

1^{er} Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de

$V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$T * Q = T_1 * Q_1$$

D'où :
$$T = 20 * \frac{Q_1}{Q} \quad \text{(VI.13)}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H}{\eta} \quad \text{(VI.14)}$$

η : Rendement correspondant au point P1 (Q_1, H_1).

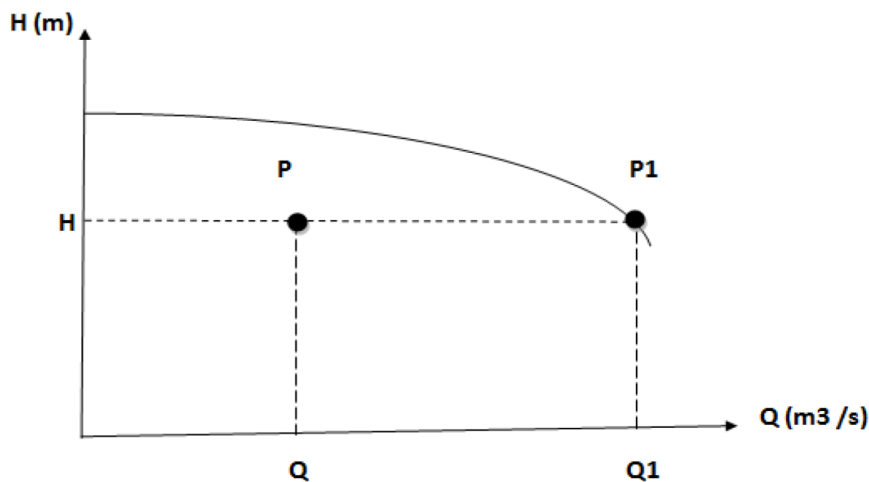


Figure VI.5 : Recherche du point de fonctionnement désiré par réduction du temps de pompage

2^{ème} Variante : « Régulation par étouffement (Vannage) »

Le principe de cette méthode est d'accepter la caractéristique de la pompe et de vanner sur le refoulement (la courbe $H = f(Q)$) pour créer une perte de charge de façon à obtenir le débit

désiré (Q). C'est pour cela d'ailleurs que le vannage est souvent déconseillé (Figure (VI.5)).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta} \quad (\text{VI.15})$$

Avec :

$$H' = H + h \quad (\text{VI.16})$$

Où :

H' : hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe [m]

H : La hauteur manométrique totale au point désiré (Q, H) ;

h : Perte de charge engendrée par le vannage ;

η : Rendement correspondant au point P (Q, H).

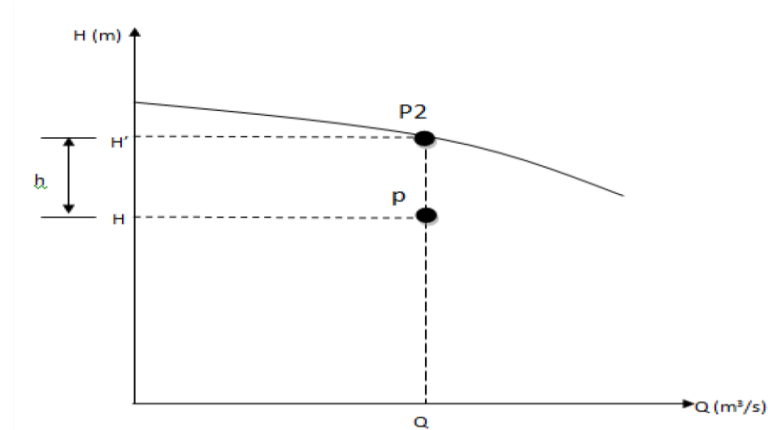


Figure VI.6 : Recherche du point de fonctionnement désiré par étouffement

3^{ème} Variante : «Rognage de la roue de la pompe»

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point de fonctionnement désiré (P), en gardant la même vitesse de rotation N , la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue (rognage), à cet effet, on trace une droite passant par l'origine et le point P, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3) qui est le point homologue de P avant le rognage (Figure (VI.7)). On aura donc :

$$m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_3}} = \sqrt{\frac{H}{H_3}} = \frac{d}{D} \quad (\text{VI.17})$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

d : Diamètre de la roue après rognage (m) ;

D : Diamètre de la roue avant rognage (m).

Le pourcentage de rognage sera :

$$R = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{VI.18})$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q_3 \cdot H_3}{\eta} \quad (VI.19)$$

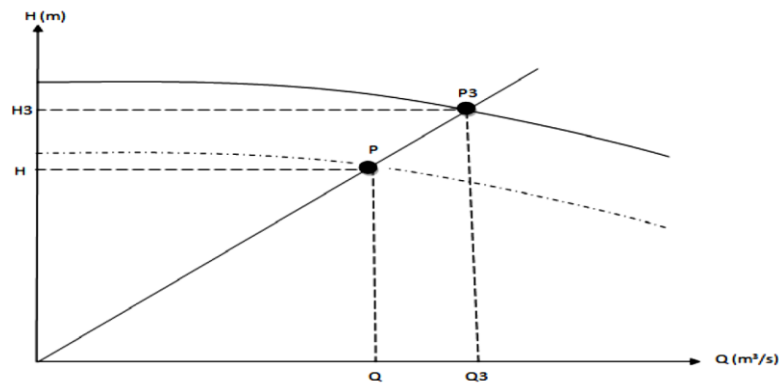


Figure VI.7 : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

4^{ème} Variante : «Variation de la vitesse de rotation »

Cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation, à cet effet, on cherche une vitesse N' (tr/min), pour cela on trace la parabole $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point P4 (Q4, H4) (Figure (VI.8)).

$$N' = \frac{Q}{Q_4} N \quad (VI.20)$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

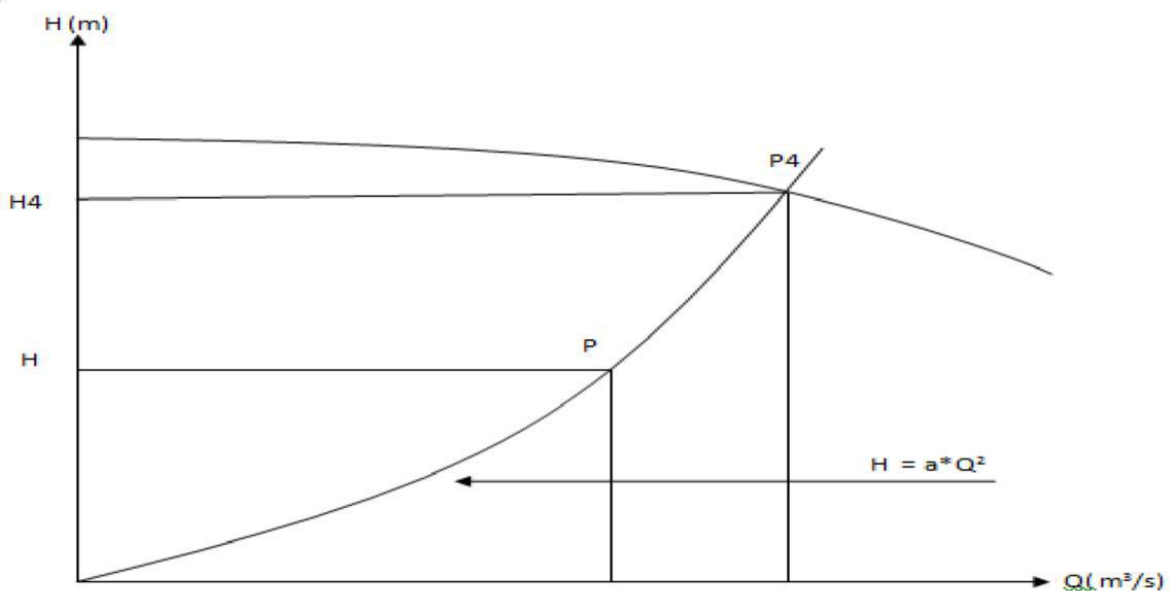


Figure VI.8: Recherche du point de fonctionnement désiré par variation de la vitesse de rotation

VI.8. Etude de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

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

- érosion du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe
- chutent des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Ce phénomène est dû à la baisse de pression occasionnée par :

- L'élévation géométrique au-dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importante dans la roue de la pompe.

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

$$\mathbf{NPSH_d > NPSH_r}$$

NPSH est l'abréviation de l'expression anglaise «Net-Positive-Suction-Head», encore appelée «hauteur d'aspiration nette positive»

✓ *NPSH disponible* :

Le NPSH disponible est, par définition, la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe, compte tenu des dispositions prises à l'aspiration (diamètre du conduit, présence du clapet de pied, coudes...).

✓ *NPSH requis*

Chaque constructeur possède, pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée. Afin que les conditions d'aspiration définies par l'utilisateur (NPSH disponible) soient toujours satisfaites par la pompe, il faudra que le NPSH disponible soit toujours supérieur au NPSH requis (de quelques décimètres).

Le $\mathbf{NPSH_d}$ sera donné suite à la relation de **Bernoulli** appliquée entre le plan d'aspiration ($\mathbf{Z_0, P_0}$), et l'entrée de la pompe ($\mathbf{Z_1, P_1}$) et en considérant $\mathbf{J_a}$ la perte de charge à l'aspiration

$$Z_0 + \frac{P_0}{\varpi} + \frac{V_0^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2g} + J_a \quad (\text{VI.22})$$

$$\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_0}{\omega} - (Z_1 - Z_0) - J_a \quad (VI.23)$$

Sachant déjà que **NPSH_d** est la somme de la pression absolue $\frac{P_0}{\omega}$ et de l'énergie cinétique diminuée de la tension de la vapeur pour la température de l'eau $h_v = (\frac{P_v}{\omega})$ donc

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - h_v = \frac{P_0}{\omega} + (Z_0 - Z_1) - J_a - h_v \quad (VI.24)$$

Le terme (Z_0, Z_1) est à prendre avec son signe selon que l'aspiration s'effectue par dépression ou sous pression. Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , (Z_0, Z_1) est négative et l'on a :

Aspiration en dépression $NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + h_v) \quad (VI.25)$

Aspiration en charge $NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} + H_a - (J_a + h_v) \quad (VI.26)$

Avec :

$$NPSH_r = \frac{P_1}{\omega} - h_v \quad (VI.27)$$

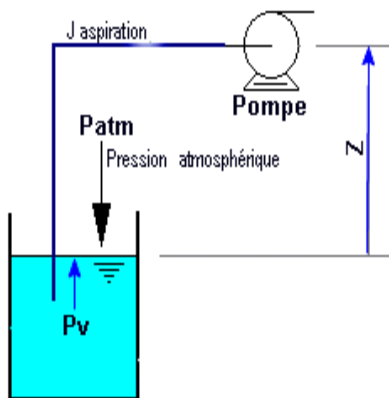


Figure VI.9 : Aspiration en dépression

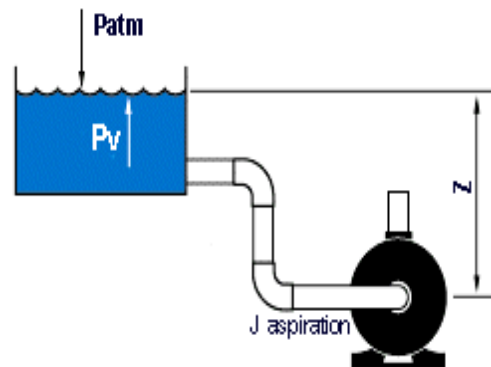


Figure VI.10 : Aspiration en sous pression

La pression de saturation, P_s , d'une eau à 18°C est égale à 0.2m.

Pour des eaux thermales (exemple $\varnothing = 75^\circ\text{C}$), $P_s = 4\text{m}$. Donc, dans le pompage des eaux potables, P_s peut être négligée. La pression atmosphérique, P_{atm} , est égale à 10.33m de colonne d'eau à l'altitude zéro, mais elle est de $10.33 - 0.0012h$ à l'altitude h .

Pour des altitudes $< \text{à } 100$ et une eau froide, on peut poser $\frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_s}{\omega} \approx 10$. [Cours Mr. Khataoui 2019]

D'où :

$$NPSH_d = 10 + H_a - J_a \quad (VI.28)$$

H_a : Hauteur d'aspiration en (m);

J_a : perte de charge à l'aspiration en (m);

P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

h_{vp} : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans (Tableau (VI.1)).

Tableau (VI.1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Hv	0.06	0.083	0.125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

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

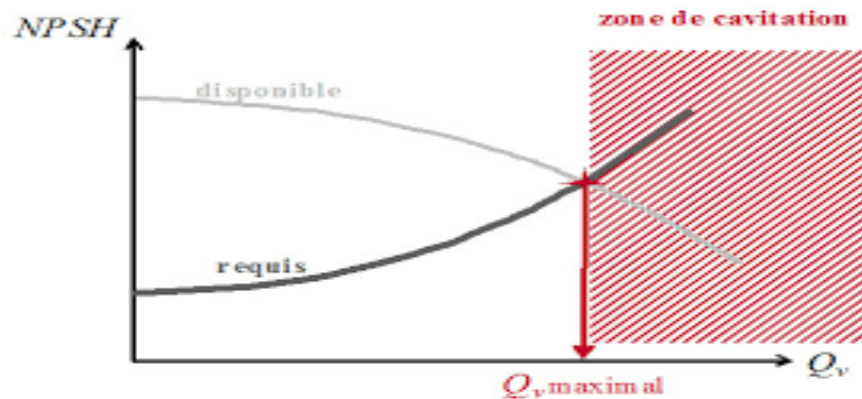


Figure VI.11: Graphe des courbes NPSH

Remarque

Le calcul du $NPSH_d$ est lié à leur placement de la pompe par rapport au réservoir ainsi qu'aux déficients singularités et les caractéristiques de la conduite d'aspiration.

VI.9. Choix des pompes pour la station de reprise

Pour les calculs nous avons pris un seul cas qui est la station de reprise d'Ighrem

- Débit à relever: $Q_r = 14.02 \text{ l/s} = 50.47 \text{ m}^3/\text{h}$;
- La hauteur manométrique totale : 158.21 m
- La hauteur géométrique : $H_g = 148.03 \text{ m}$
- La longueur de la conduite : $L = 775.05 \text{ m}$
- Le diamètre de la conduite : $D_{ext} = 160 \text{ mm}$ ($D_{int} = 124.20 \text{ mm}$)

VI.10.Choix de pompe

En tenant compte du débit (Q), de la hauteur manométrique (Hmt) et de la hauteur géométrique (Hg), le logiciel des pompes CAPRARI, nous propose une pompe centrifuge multicellulaire type PM 100/10 B, installé horizontalement. Les caractéristiques de la pompe sont dans le tableau (VI.1):

Tableau VI.1.: Caractéristique de la pompe en fonction de leurs nombres

caractéristiques	Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionnement effectif
Q (l/s)	14.02	16.2
H (m)	158.21	162
P (Kw)	/	34
η (%)	/	75.4%
Nbr étage	/	4
Vitesse (t/m)	/	1450

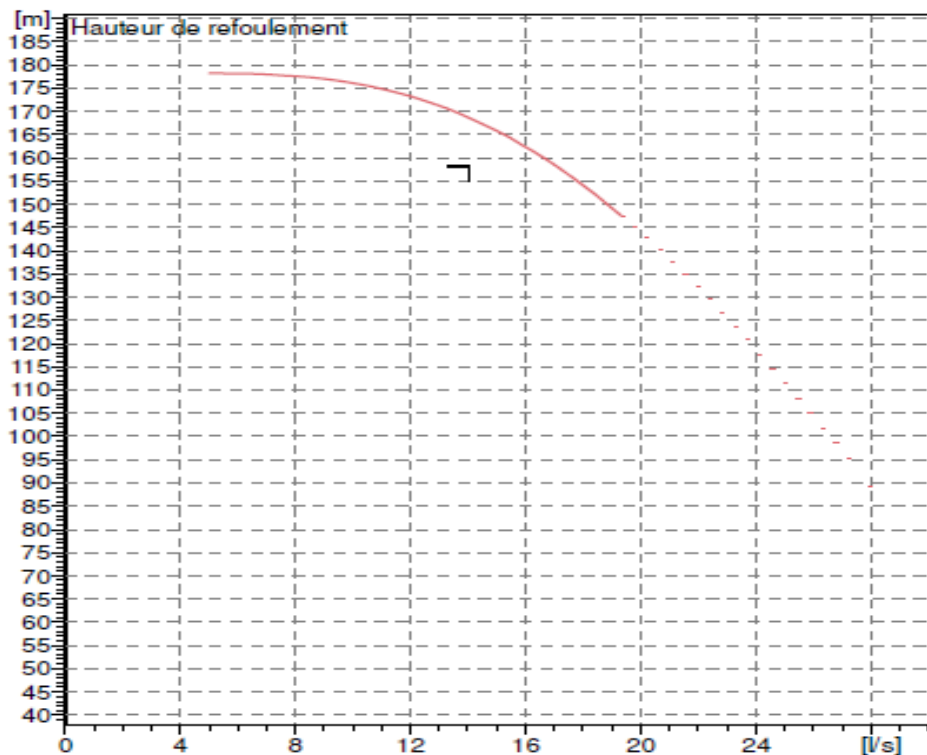


Figure VI.12: courbe caractéristique de la pompe PM100/10B

❖ Détermination des courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite

- La courbe caractéristique de la pompe

Afin de dessiner la courbe caractéristique de la pompe, il faut connaître pour chaque débit la hauteur de refoulement, ce qui est facile de le déduire à l'aide du logiciel CAPRARI.

Tableau VI.2.: Courbe caractéristique de la pompe

Q (l/s)	0	8	12	16	20
Hmt(m)	180	177.5	174	162.5	147

- **Caractéristique de la conduite**

Pour cette courbe, on doit connaître la nature de l'écoulement, qui est donné par la relation suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{1.16 \cdot 0.16}{10^{-6}} = 185600$$

Avec :

V : la vitesse de l'écoulement en m/s ;

D : diamètre de la conduite en m ;

ν : la viscosité cinématique $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C ;

Re : nombre e REYNOLDS, sans dimension.

Après les calculs on trouve $Re = 185600 > 4000$, on a donc un régime turbulent rugueux

On détermine le coefficient de perte de charge λ , qui est donné pour régime turbulent rugueux par la formule de NIKURADZI :

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

Avec :

ε : Coefficient de la rugosité ; notre conduite PEHD de diamètre $< 200 \text{ mm}$; $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$.

D : diamètre de la conduite ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative ;

Alors : $\lambda = 0.044$

Pour déterminer les caractéristiques de la conduite on utilise l'équation suivante :

$$H_{mtc} = H_g + KQ^2$$

K : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

$$K = \frac{1.15 \cdot \lambda \cdot l \cdot 8}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} = \frac{1.15 \cdot 8 \cdot 0.044 \cdot 775.05}{9.81 \cdot 3.14^2 \cdot 0.16^5} = 30934.42 \text{ S}^2/\text{m}^5$$

Ce qui donne : $H_{mtc} = 148.03 + 30934.42Q^2$

Les résultats des hauteurs manométriques en fonction de débit sont donnés dans le tableau (VI.3) :

Tableau VI.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR Ighrem)

Q (l/s)	0	8	12	16	20
Q (m³/s)	0	0.008	0.012	0.016	0.020
Hmt(m)	148.03	150.01	152.48	155.94	160.40

On trace la courbe caractéristique de la conduite (CCC) et la courbe caractéristique de la pompe (CCP), à partir du graphe (Figure VI.13), on lit l'intersection des deux courbes.

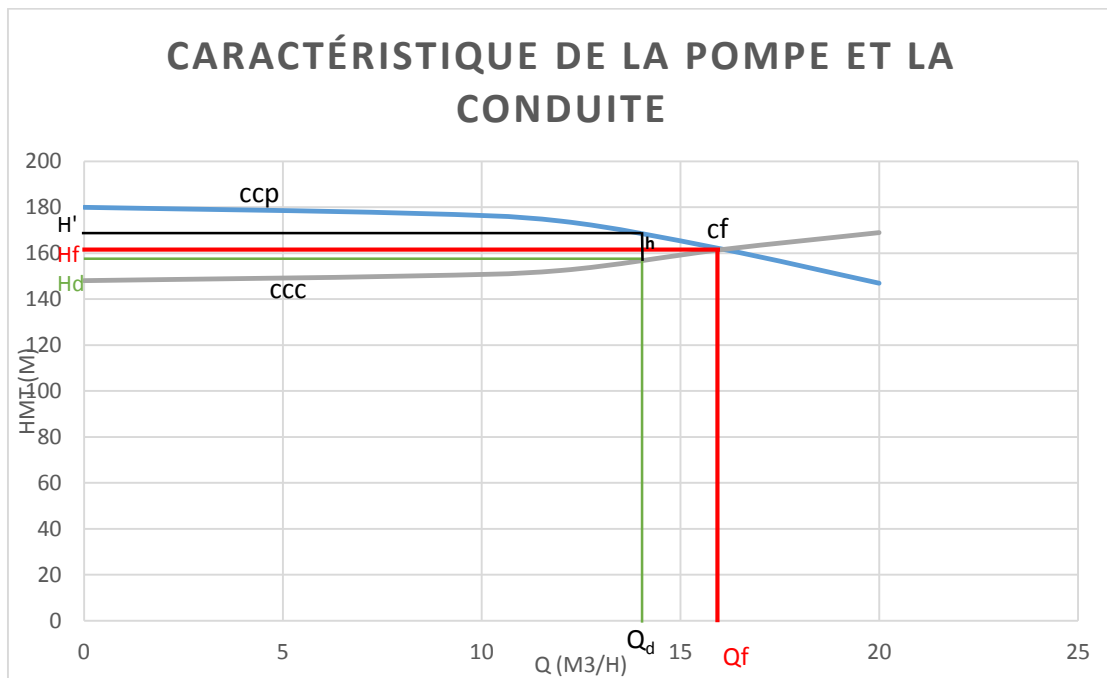


Figure VI.13 : courbe caractéristique de la pompe et de la conduite (PM100/10B)

Point de fonctionnement

point de fonctionnement désiré

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_f = 16 \text{ l/s} \\ H_f = 162 \text{ m} \end{array} \right.$$

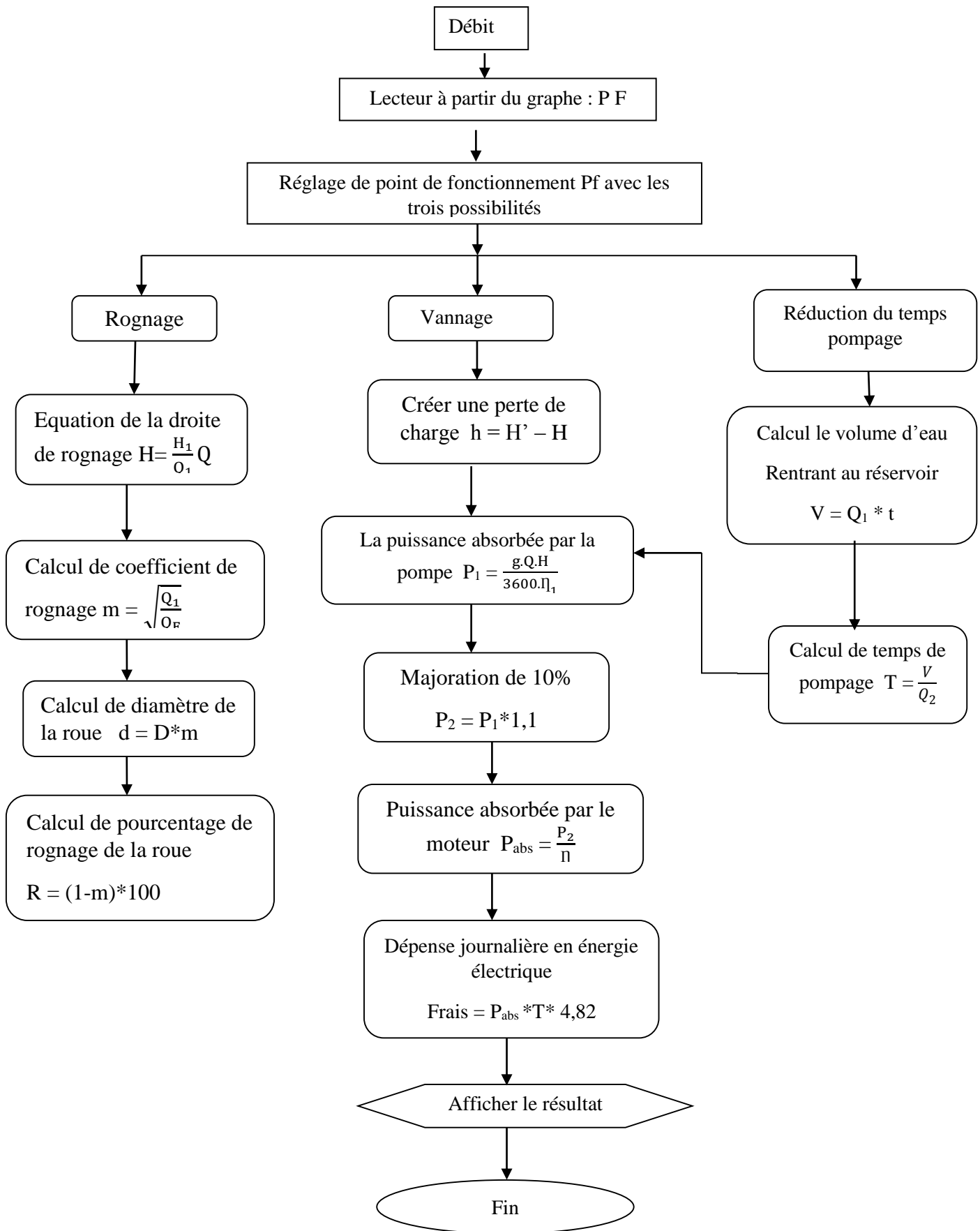
$$\left\{ \begin{array}{l} Q_d = 14.02 \text{ l/s} \\ H_d = 158.21 \text{ m} \end{array} \right.$$

H': hauteur correspondant à la projection du débit désiré sur la courbe caractéristique de la pompe [m]

h: Perte de charge engendrée par le vannage

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

Organigramme pour a détermination du point de fonctionnement



❖ Etude des variantes

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

✓ Modification du temps de pompage

Le temps de pompage se calcul comme suit :

$$T = 20 * \frac{Q}{Q1} \quad ; \quad T = 20 * \frac{14.02}{16.2} \quad ; \quad T = 17.31 \text{ h}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa' = \frac{g*Q_1*H}{\eta} \quad ; \quad Pa' = \frac{9.81*162*0.01402}{0.754} \quad ; \quad Pa' = 29.55 \text{ Kw}$$

Majoration de 10%

$$P1 = 29.55 * 1,1$$

$$P1 = 32.50 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{abs} = \frac{P1}{\eta_m} \quad ; \quad P_{abs} = \frac{32.50}{0.9} \quad ; \quad P_{abs} = 36.11 \text{ KM}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{abs} * t * P_{ue} = 36.11 * 17.31 * 4,82$$

$$\text{Frais} = 3013.38 \text{ DA}$$

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

✓ Le vannage

Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$h = H' - H = 168 - 158.21$$

$$h = 9.79 \text{ m}$$

h : Perte de charge engendrée par le vannage

Calcul de la puissance absorbée:

$$Pa = \frac{g*Q_1*H'}{\eta} \quad ; \quad Pa' = \frac{9.81*168*0.0162}{0.754} \quad ; \quad Pa' = 35.41 \text{ Kw}$$

Majoration de 10%

$$P2 = 35.41 * 1,1$$

$$P2 = 38.95 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{abs} = \frac{P2}{\eta_m} \quad ; \quad P_{abs} = \frac{38.95}{0.9} \quad ; \quad P_{abs} = 43.28 \text{ KM}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * t * P_{\text{ue}} = 43.28 * 20 * 4,82$$

$$\text{Frais} = 4172.19 \text{ DA}$$

✓ Rognage

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q \quad ; H = \frac{158.21}{50.47} Q \quad ; H = 3.13Q$$

Q_d : débit demandé ;

H_d : hauteur manométrique totale demandé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \sqrt{\frac{Q_d}{Q_m}} \quad ; d = 125 \sqrt{\frac{50.47}{53}} \quad ; d = 121.98 \text{ mm}$$

Q_m : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ($Q_m = 53 \text{ m}^3/\text{h}$)

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage = 125 mm;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

$$\text{Le coefficient de rognage est : } m = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_m}} = \sqrt{\frac{50.47}{53}} = 0.97$$

Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,97) * 100 = 3\%$

$$R\% = 3\% < 15\% \quad \text{Le taux de rognage est tolérable}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g * Q * H}{\eta} \quad ; \quad P_a' = \frac{9.81 * 158.21 * 0.01402}{0.754} \quad ; \quad P_a' = 28.86 \text{ Kw}$$

Majoration de 10%

$$P_3 = 28.86 * 1,1$$

$$P_2 = 31.75 \text{ Kw}$$

Puissance absorbée par le moteur : (90%)

$$P_{\text{abs}} = \frac{P_3}{\eta_{\text{m}}} \quad ; \quad P_{\text{abs}} = \frac{31.75}{0.9} \quad ; \quad P_{\text{abs}} = 35.28 \text{ KM}$$

Dépense journalière en énergie électrique (DA)

$$\text{Frais} = P_{\text{abs}} * t * P_{\text{ue}} = 35.28 * 20 * 4,82$$

$$\text{Frais} = 3400.99 \text{ DA}$$

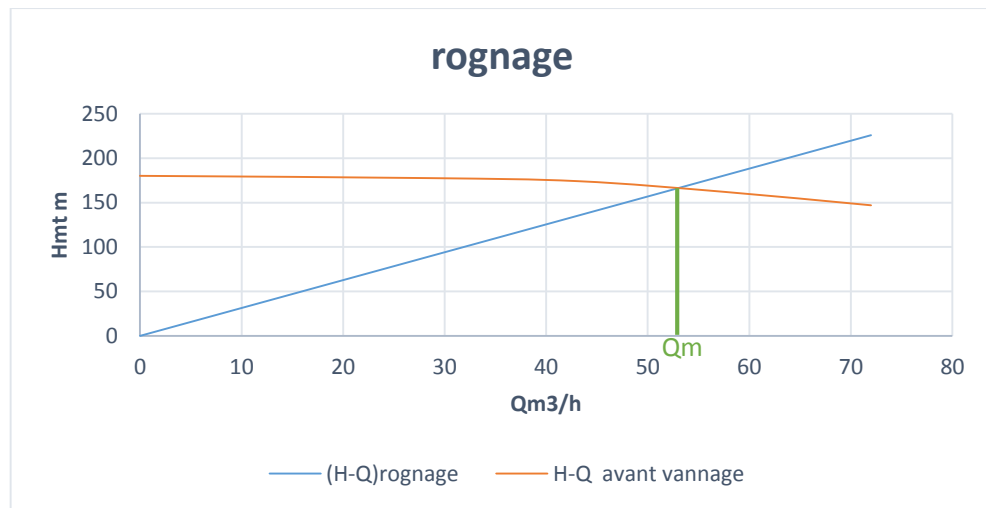


Figure VI.13: Mode de réglage par rognage de SR Ighrem

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

Conclusion

Pour le choix du type de pompe adéquat, nous avons dans ce cas utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour la station de pompage Ighrem nous avons opté pour la pompe multicellulaire à axe horizontal, de type PM100/10B.

Pour la variante de Modification nous avons choisi le rognage qui a donné une puissance très faible.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a gradient from dark blue to light blue. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a large 'V' shape that frames the circles. The circles are positioned in the upper right, middle, and lower right areas of the page.

***Chapitre VII : pose et
protection des conduites***

Introduction

La durée d'un réseau est son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et ses équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retours...etc. ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de dégradation. Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites et cela, en fonction du tracé, de l'importance de réseau et de la nature du Sol.

VII.1.Différents types de pose des conduites

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

VII.1.1.Pose en Terre

Les conduites seront posées en tranchée ouverte sur un lit de pose en sable et remblayée et seront signalées par des grillages avertisseurs. Pour permettre aux bulles d'air provenant de dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- 2% pour les tronçons ascendants.
- 4% pour les tronçons descendants.

La conduite sera enterrée sur la totalité des tracés, la profondeur de la tranchée pourra atteindre des profondeurs exceptionnelles sur quelques courtes distances afin d'éviter la multiplication des points hauts. D'une manière générale, la hauteur de recouvrement minimale à assurer est de 80 cm à partir de la génératrice supérieure. Le remblai sera exécuté jusqu'à une hauteur de 20 à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, appelée remblai de calage. Il sera réalisé avec un matériau expurgé d'éléments durs de diamètres supérieurs à 1 cm. Les déblais complémentaires seront déversés dans la fouille sans criblage, ni damage. Dans le cas de pose sous la chaussée, la conduite doit être couverte de 20 cm de sable au-dessus de sa génératrice supérieure et de tout venant concassé 0/20, bien compactée par couche de 20 cm avec une dame sauteuse, puis un revêtement en bicouche.



Figure VII.1 : Pose des conduites en terre

VII.1.2 : Pose en mauvais terrains (cas spécial)

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

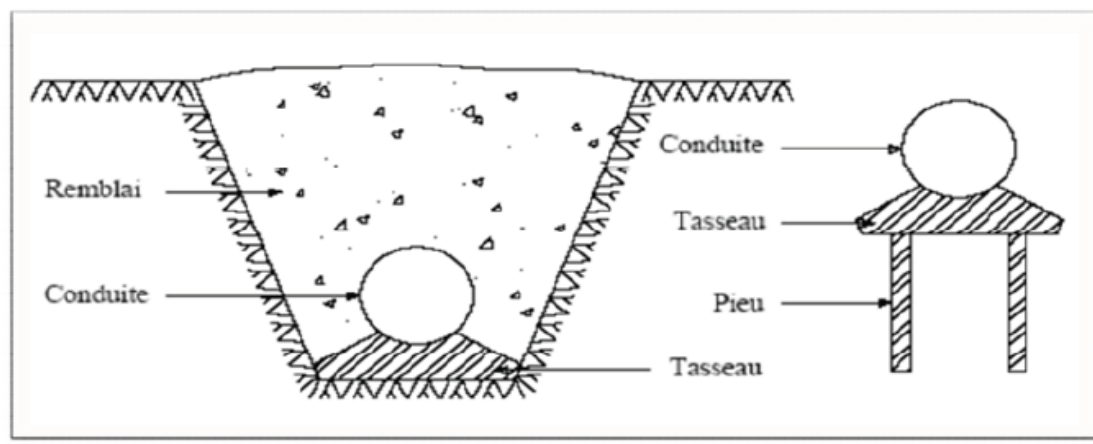


Figure VII.2 : Pose en mauvais terrains

VII.1.3 : Traversée des routes

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

- **Les gaines** : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites (figure VII.3).
- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton noyer la plus grande partie du tuyau dans le béton



Figure VII.3 : Traversée d'une route

VII.1.4. Pose en galerie

C'est une technique de pose appliquée surtout dans les villes ou les agglomérations disposant déjà des galeries souterraines (égouts, galerie spéciale visibleEtc.). Elle est surtout répandue dans les villes, par contre elle est rare dans la campagne. Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

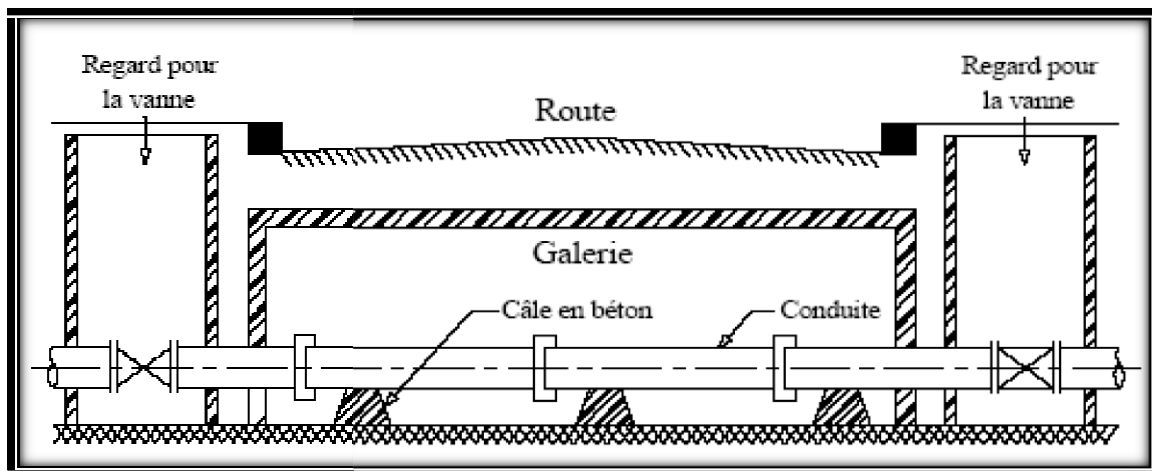


Figure VII.4 : pose des conduites en galerie

VII.1.5. Traversées des cours d'eau

Lors de la pose des conduites sous l'eau, la question délicate est celle des joints avec des Petits diamètres. La solution adaptée est l'utilisation des joints souples, ceux-ci sont Confectionnés à bord d'un bateau et la conduite immergée au fur et à mesure.

Dans le cas de gros diamètres, les tuyaux sont installés dans une tranchée, pratiquée dans le lit de la rivière, appelée souillé, puis recouverts de béton.

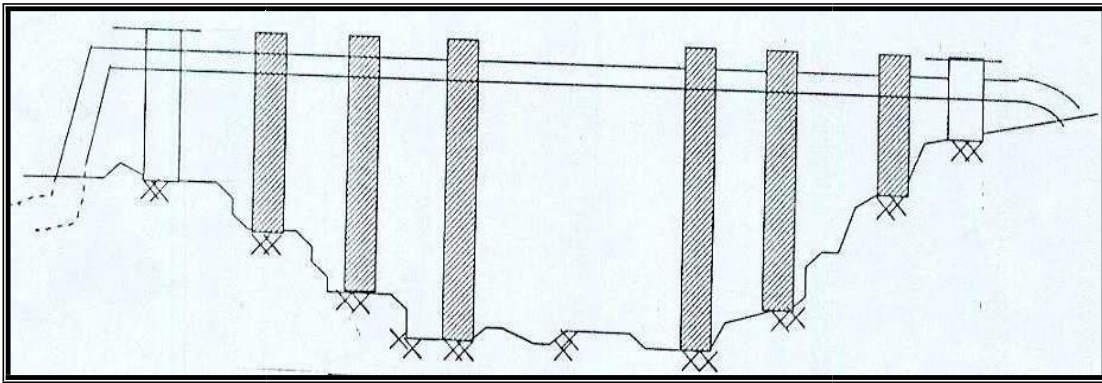


Figure VII.5 : traverse d'un cours d'eau

VII.1.6. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (la même tranchée)

Lorsque la pose des conduites de distribution et celle d'assainissement sont placées dans même tranchée, il faut placer les tuyaux des eaux potables au-dessus des eaux usées.

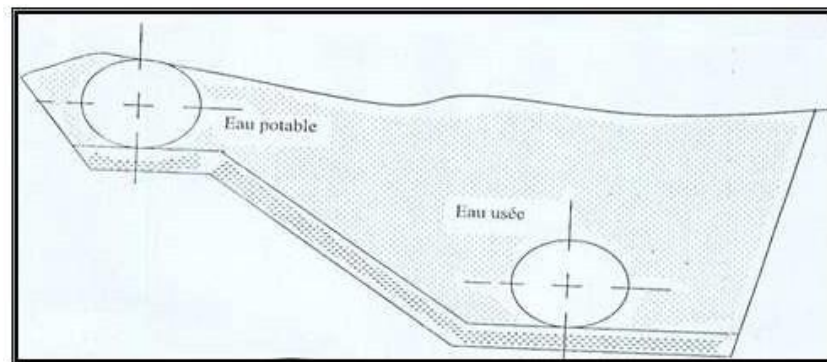


Figure VII.6 : pose à proximité des eaux usées

VII.2 : Différentes étapes de mise en place des canalisations

VII.2.1 : Réalisation des fouilles

a) Largeur de la tranchée

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

$$B = D + (2 \times 0.3) \quad \text{(VII.1)}$$

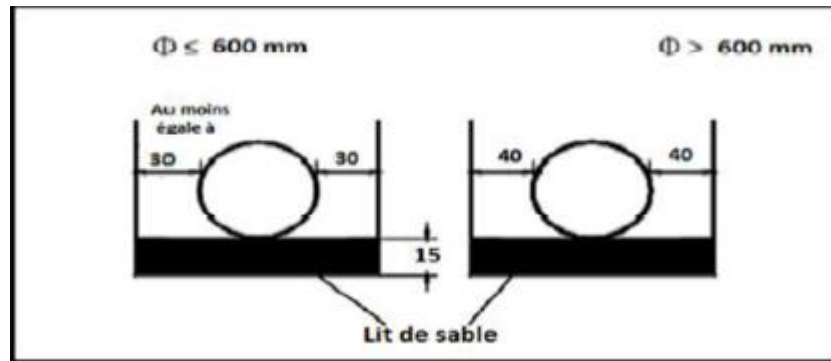


Figure VII.7: Dimension de la tranche

b) Profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure ; Du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et Ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0.6m à 1.20m selon, Que les régions ne sont exposées à des gels importants. La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2 + D \quad (\text{VII.2})$$

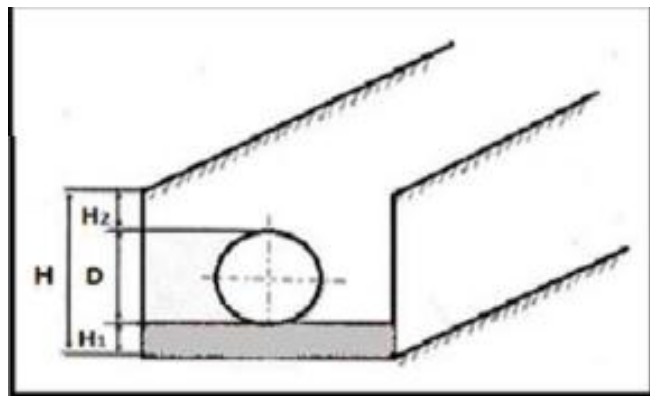


Figure VII.8: Profondeur de la tranche

c) Lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Il est constitué selon la nature du sol par :

- du gravier, dans un terrain ordinaire
- des pierres cassées à l'anneau de 5cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux
- un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

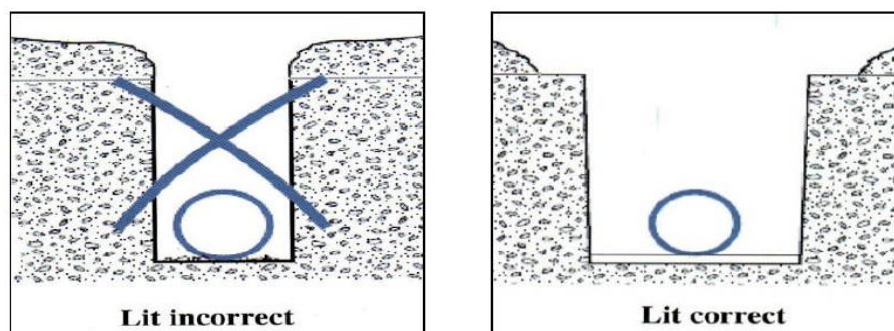


Figure VII.9: Lit de pose de la conduite

VII.2.2 : Remblaiement de la tranchée.

La mise en place du remblaiement est effectuée manuellement, en occupant soigneusement, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des canalisations, soit avec tous matériaux pulvérulents convenables. Le remblaiement est ainsi pour suivi de la même façon jusqu'à 0.3 m au-dessus de la conduite et il est achevé avec tout venant à l'aide d'engins mécaniques.

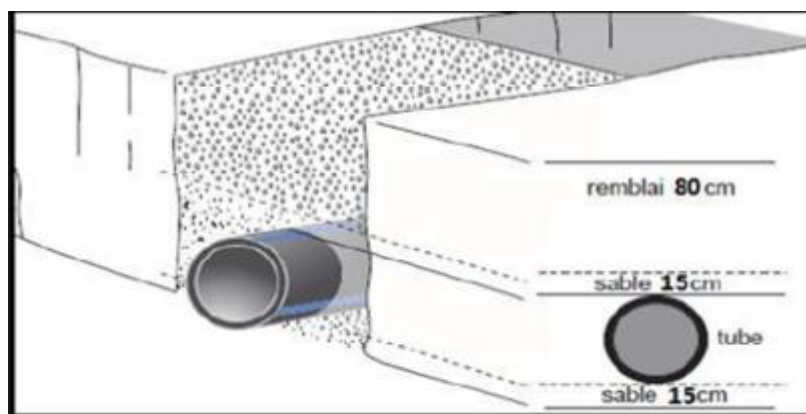


Figure VII.10 : Remblaiement de la tranchée

VI.2.3. Désinfection du réseau :

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de Distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau selon les instructions du laboratoire Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de Potasse, l'essentiel que la solution stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau.

Après un temps de contact suffisant de cette solution, il est procédé à un rinçage à l'eau clair.

VI.3. Action de l'eau sur les matériaux :

Avant son arrivée au consommateur, l'eau transite par les réservoirs, pompes ainsi que Les conduites, son contact avec les matériaux et les équipements peut être la cause d'entartrage Et de corrosion, cette action est variable suivant la forme du matériel, la composition de l'eau Et son régime d'écoulement ; la variation de la pression, de la température et la nature du matériau de fabrication des conduites.

VI.3.1. L'entartrage :

L'entartrage est le dépôt de tartre (est un dépôt calcaire issu de la précipitation des Minéraux contenus dans l'eau sous l'effet de la chaleur, fréquemment retrouvé dans les Canalisations.) Sur un objet ou à l'intérieur d'une canalisation (Figure VII-13).



Figure VII .11 : l'entartrage

VI.3.2. La Corrosion :

La corrosion est définie comme étant la destruction des matériaux sous l'effet des Réactions chimiques et électrochimiques dues à des phénomènes extérieurs et intérieurs liés à la nature du sol et à l'eau transportée. Si ces phénomènes persistent il en résulte la destruction. Rapide des canalisations par perforation ou diminution de l'épaisseur du matériel dus à une attaque sous forme de croûte ou fils de rouilles (Figure VII-12).

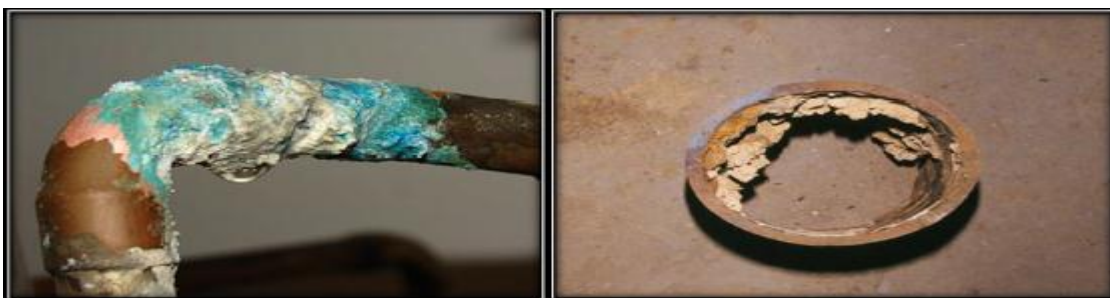


Figure VII.12 : la corrosion des conduites

VII.4. Moyens de lutte contre la corrosion :

VII.4.1. Protection externe :

Les trois principaux procédés qui empêchent ou réduisent la corrosion, sont les suivants :

- Traitement du milieu ;
- Revêtement ;
- Protection cathodique.

Le choix du procédé se fait selon les conditions du terrain et le moyen mis en place.

a) Traitement du milieu :

Ce procédé de lutte peut être destiné à provoquer l'apparition des dépôts dans le milieu Corrodant et qui protègent et adhèrent les conduites d'une façon continue, ces dépôts peuvent être Composés de carbonate de calcium qui se forme sur les parois métalliques, ces composés sont Constitués à partir des éléments majeurs fondamentaux de l'eau transportée.

b) Revêtement :

Consiste à mettre en terre des conduites revêtues d'une enveloppe qui isole le métal, du milieu Corrodant. Ces revêtements peuvent être soit :

- Des métaux ou alliage mais sensible à la corrosion ;
- Des matières plastiques ou peintures ;
- Ou bien des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation Anodique).

c) Protection cathodique :

La protection cathodique est une technique pour contrôler la corrosion d'une surface métallique en transformant cette surface en la cathode d'une cellule électrochimique. La protection cathodique est utilisée pour protéger les structures métalliques de la corrosion, notamment l'acier, les canalisations d'eau, les oléoducs, les réservoirs, les piliers métalliques, des jetées, les navires, les plateformes pétrolières ou encore les structures en béton armé.

d) Protection interne :

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du Métal et notamment, des perforations.

En vue de remédier aux inconvénients, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations constitué :

- D'un enduit bitumineux ;
- D'un enduit émaillé spécial.
- Mortier et ciment centrifuge.

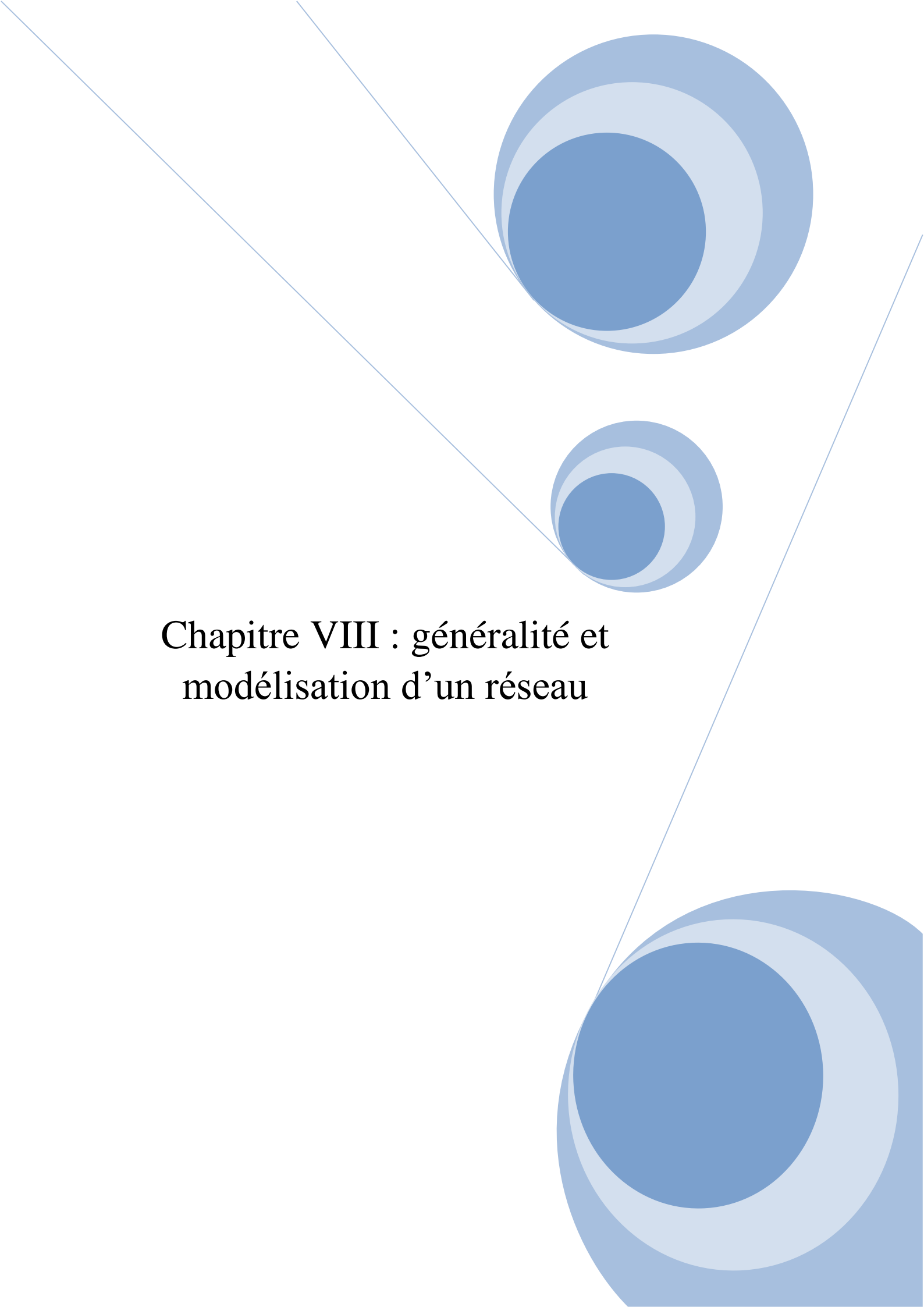
Lors de la réalisation, les travaux devront être suivies attentivement, la pose de la canalisation, en particulier : joints correctement exécutés, pose bien nivelée, ...etc.

Enfin, l'exploitation joue un rôle important dans le maintien en bon état d'un réseau et il importe qu'elle soit confiée à un personnel hautement compétent et qualifié.

Le problème de corrosion peut être de manière significative, éliminé par le choix d'un nouveau matériau qui est le tube polyéthylène (PE).

CONCLUSION :

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier, soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée. Enfin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings in different shades of blue. These circles are arranged in a triangular pattern, with the largest one at the top right, a smaller one in the middle, and another large one at the bottom right. Two thin, light blue lines intersect to form a large 'V' shape that frames the central text.

Chapitre VIII : généralité et modélisation d'un réseau

Introduction

En raison de la complexité des réseaux d'alimentation en eau potable, l'ingénieur est contraint de faire appel à l'outil informatique. Ainsi, il est possible de modéliser notre réseau et d'effectuer différentes simulations. Dans le cadre de ce projet nous utiliserons le logiciel Epanet.

VIII.1. Historique

Le logiciel Epanet est né suite à une initiative du Congrès des Etats–Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable. Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser. Enfin, le logiciel a connu des améliorations depuis sa création.

La dernière version date de l'année 2001.

VIII.2. Description de l'environnement EPANET

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression, Ce logiciel est distribué gratuitement par l'E.P.A. (*Environmental Protection Agency*) depuis le mois de septembre 1993.

VIII.3. Définition :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

VIII.4. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il contient un moteur de calcul hydraulique moderne.

Cet outil offre une aide à la recherche de stratégies alternative pour gérer le réseau, comme par exemple :

- Régulation des pressions dans le réseau ;
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- Dimensionnement de réseaux ;
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau ;
- Le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ;

- L'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau ;
- L'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage), du contrôle des débits d'eau.

EPANET peut modéliser des phénomènes en rapport avec la qualité de l'eau comme :

Le mélange d'eau provenant de différentes sources ; le temps de séjour de l'eau dans le réseau ;

- diminution du chlore résiduel ;
- l'accroissement des sous-produits de la désinfection ;
- la diffusion d'un polluant dans le réseau, introduit en certains points.

VIII.5. Potentialité du logiciel

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de simulation de la qualité de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...). Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges, il inclut les différentes pertes de charge singulières et simule les pompes à vitesse fixe et variable. En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- ✓ Régulation des pressions dans le réseau ;
- ✓ Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- ✓ Dimensionnement de réseaux ;
- ✓ Amélioration de la gestion des équipements d'eau.

Le logiciel présente également un module qualité qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques, les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau. Il permet également de suivre l'origine de l'eau. L'utilisation de ce module qualité nécessite un calage hydraulique préalable.

VIII.6. Spécificité du logiciel

Le logiciel possède les mêmes fonctionnalités et possibilités que les autres logiciels de Simulation des réseaux d'eau potable tels Porteau ou Piccolo. Il présente une convivialité au niveau de son interface qui permet de le rendre assez facilement accessible. Cependant, une formation était nécessaire pour ne pas tomber dans le piège représenté par cette facilité de manipulation des éléments d'Epanet, on peut également travailler un réseau saisi sur Epanet avec le logiciel Porteau grâce à une passerelle permettant le transfert des fichiers. En terme de

calcul, Epanet présente quelques particularités. Par exemple, sur le logiciel Piccolo, il est possible de demander au logiciel de revoir une demande à la baisse tandis que sur Epanet, une demande est toujours desservie à 100%. Dès lors, lorsqu'on obtient des pressions négatives sur un nœud, ceci signifie que la demande n'est pas satisfaite.

VIII.7. Caractéristiques principales du logiciel

- Logiciel gratuit.
- Dimensionnement de réseaux.
- Taille de réseau illimitée.
- Choix de différentes formules de calcul des pertes de charge.
- Régulation des pressions dans le réseau.
- Simulation de pompes à vitesse fixe ou variable.
- Calcul de l'énergie consommée et coût.
- Simulation de différents types de vannes et clapets.
- Géométrie des réservoirs aux formes variées possible.
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- Amélioration de la gestion des équipements de réseau

VIII.8. La capacité pour la modélisation hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes

La taille du réseau étudié est illimitée.

- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, ET Chezy-Manning
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune Avec une caractéristique propre.

- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses
Par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des
Commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau
d'un (réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

VIII.9. Les étapes de l'utilisation d'EPANET

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

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

VIII.10. Classification des réseaux

On distingue plusieurs types de réseaux, à savoir : les réseaux ramifiés, maillés et mixtes leur classification se fait en se basant sur la topographie du terrain (terrain accidenté, différence d'altitude importante) et l'occupation du sol. Ces réseaux peuvent être alimentés à partir d'un ou plusieurs réservoirs.

- **Le réseau ramifié ou étoilé :** Un réseau ramifié est un réseau tel que tous les points du réseau ne peut être alimenté que d'une seule façon. Ainsi, la caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). En d'autres termes. Un réseau ramifié ne peut comporter qu'un seul nœud référence amont. Ce réseau ne présente pas assez de souplesse à des modifications de débit et tout réseau initialement ramifié est modifié, au cours de l'exploitation ultérieure, par les nécessités des extensions imprévues et pour la sécurité de fonctionnement de certaines parties de réseau.
- **Le réseau maillé :** type de réseau offre des avantages hydrauliques particulièrement intéressants puisqu'il permet l'alimentation en un point par plusieurs directions. On peut ainsi isoler une conduite tout en maintenant l'alimentation dans les canalisations situées en aval de celle-ci réduisant ainsi au minimum la surface privée d'eau. Ce

type est mieux adapté dans les grandes villes. Cependant, il peut conduire à des coûts de déconstruction et d'entretien très élevés.

- **le réseau mixte** : C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités plus haut .il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé, cependant grâce à la réduction des pièces spéciales utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les tés, on aboutit généralement à des couts de construction moins élevées que précédemment. Nous avons conçu notre réseau de distribution en réalisant un réseau mixte du fait de la grandeur de la ville et des différents avantages économiques qu'offre un tel réseau.

VIII .11.Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

a) Première étape : Elle consiste à au report du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.

b) Deuxième étape : Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base.

c) Troisième étape : Dans notre projet la modélisation consiste à introduire les différentes données du réseau.

- Au niveau des nœuds :
 - L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence.
 - La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).
- Au niveau des arcs :
 - Les nœuds initiaux et finals, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- Au niveau des réservoirs :
 - L'altitude du radier ;
 - Le diamètre ;
 - Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.
- La modélisation expose les principes de base du travail du logiciel Epanet, au niveau des objets physiques constituant le réseau et les méthodes de calcul utilisé sont :

VIII.11.1. Composants physiques :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arc relié à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. La figure ci-dessous indique les liaisons entre les différents objets formant le réseau.

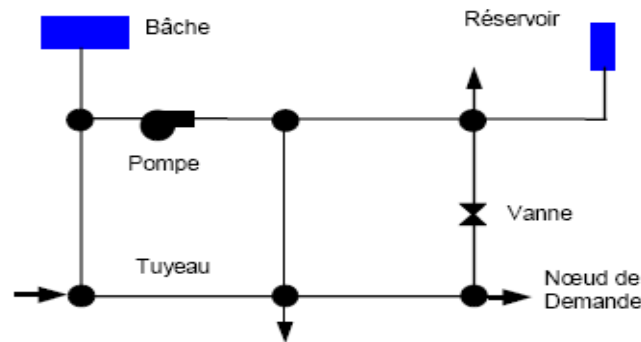


Figure VIII.1 : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'eau

- ✓ **Nœuds de demande** : Les Nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :
 - l'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer).
 - la demande en eau (débit prélevé sur le réseau).
 - la qualité initiale de l'eau. Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :
 - la charge hydraulique (ou hauteur piézométrique), énergie interne par poids spécifique de fluide ou bien somme de l'altitude avec la hauteur de pression.
- Nota** : Cette définition de la charge est différente de celle utilisée en hydraulique urbaine qui prend en compte le facteur vitesse de l'eau sous forme d'énergie cinétique ($v^2/2g$).
- la pression
 - la qualité de l'eau.
- Les nœuds de demande peuvent également :
- avoir une demande qui varie dans le temps.
 - être affectés de demandes de différents types (domestique, industrielle,)
 - avoir des demandes négatives, ce qui indique que l'eau entre dans le Réseau à ce point.
 - être le point d'injection d'une substance entrant dans le réseau.
 - avoir des buses ayant un débit dépendant de la pression.
- ✓ **Bâches infinies** : Les Bâches infinies sont des nœuds représentant soit une source externe de Capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, Les fleuves, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les bâches infinies

peuvent également servir de point d'injection d'une substance entrant dans le réseau. Les données de base pour une bache sont la charge totale (égale au niveau de la Surface de l'eau si la bache infinie n'est pas sous pression) et la qualité initiale de l'eau dans le cas où l'on exécuterait une analyse de qualité de l'eau. Puisqu'une bache est un élément de frontière d'un réseau, la qualité et la charge Hydraulique de l'eau ne peuvent pas être affectées par ce qui se produit dans le réseau. Par conséquent, aucune propriété n'est calculée au cours de la Simulation. Cependant, on peut faire varier sa charge hydraulique dans le temps en lui assignant une courbe de modulation.

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

- l'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro)
- le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique)
- les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau
- la qualité initiale de l'eau.

- Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

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

✓ **Les émetteurs** : Les émetteurs sont des dispositifs liés aux nœuds de demande. Ils sont utilisés pour modéliser l'écoulement à travers les systèmes d'irrigation, pour simuler une fuite dans un tuyau relié à un nœud (si on peut estimer un coefficient de décharge et un exposant de pression pour la fuite) ou pour calculer le débit d'incendie au nœud (l'écoulement disponible à une certaine pression résiduelle minimale), ou le débit sortant d'un orifice quelconque.

EPANET traite les buses comme une propriété d'un nœud et non comme un élément indépendant. Le débit de l'émetteur s'exprime en fonction de la pression au nœud selon la formule :

$$q = C p^\gamma$$

Dans laquelle q est le débit, p la pression, C le coefficient de décharge, et γ l'exposant de pression. Pour les buses d'arrosage, γ est égal à 0,5. C'est habituellement le constructeur qui fournit la valeur du coefficient de décharge, exprimé dans les unités lps/m^{0,5} (ou en unités américaines gpm/psi^{0,5}). Il est égal au débit dans le dispositif correspondant à une chute de pression de 1 m. Dans le cas des poteaux et bouches d'incendie, on utilise une valeur très élevée comme coefficient de décharge par exemple, 100 fois l'écoulement maximal prévu) et on modifie l'altitude du nœud en lui ajoutant la pression minimale nécessaire, en m. Si on attribue

tant un émetteur qu'une demande normale à un nœud, la demande qui figure dans la présentation des résultats est la somme du débit de la demande normal et celui de l'émetteur.

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

- les nœuds initial et final ;
- le diamètre ;
- la longueur;
- le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge);
- l'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

VIII.11.2. Composants non-physiques

En plus des composants physiques, EPANET utilise trois types d'objets non physiques :

Des courbes, des courbes de modulation et des commandes de contrôle. Ils décrivent le comportement et les aspects fonctionnels d'un système de distribution.

➤ Courbes

Les courbes en général sont des objets qui contiennent des couples de données ayant une Relation entre elles. Deux objets ou plus peuvent partager la même courbe. Dans EPANET, On peut appliquer les types de courbes suivantes

Courbe caractéristique

- Courbe de rendement
- Courbe de volume
- Courbe de perte de charge.

➤ Courbe caractéristique (d'une pompe)

La courbe caractéristique d'une pompe représente le rapport entre la charge et le débit qu'une pompe peut fournir à sa vitesse nominale. La charge est le gain de charge que la pompe fournit à chaque unité d'eau, ce qui est Approximativement la différence entre la pression à l'entrée et à la sortie de la pompe. Elle est représentée sur l'axe vertical (Y) de la courbe en mètres (pieds). Le débit est représenté sur l'axe horizontal (X) dans les unités de débit correspondant. Pour être valable, la charge de la courbe caractéristique d'une pompe doit diminuer quand le débit augmente. La forme d'une courbe caractéristique tracée par EPANET dépend du nombre de points introduits (voir la figure VIII.2):

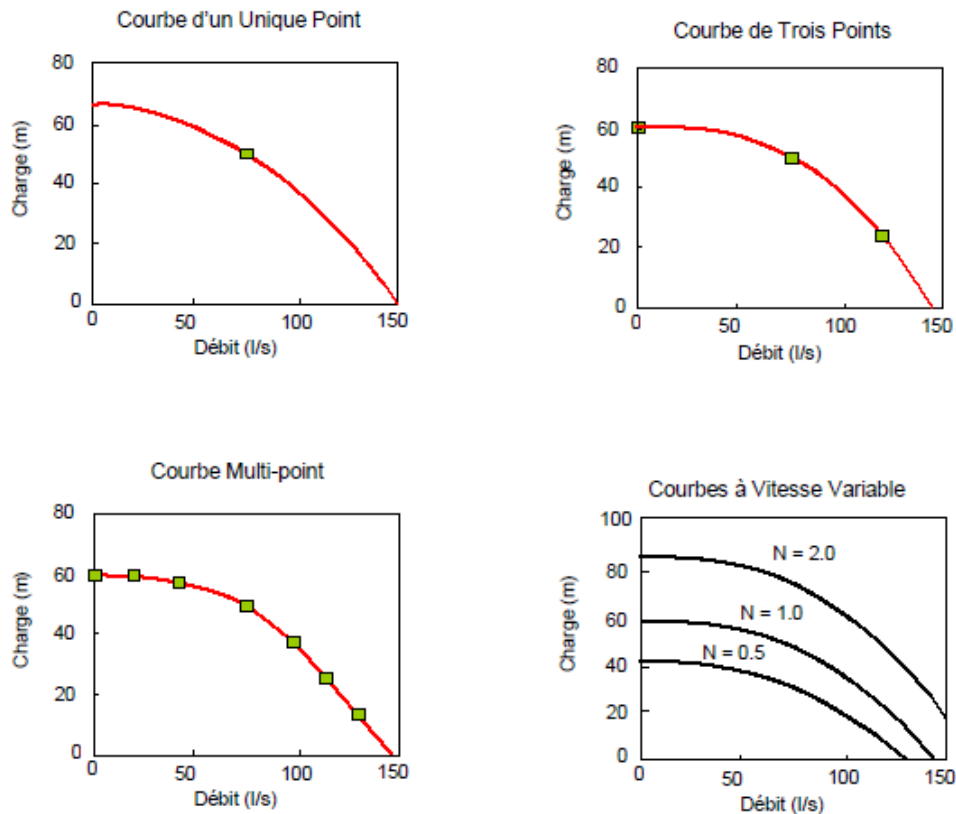


Figure VIII.2 : Quelques exemples de courbes caractéristiques

Courbe à partir d'un Unique Point - une courbe caractéristique construite à partir d'un point est définie par la seule combinaison d'une charge hydraulique et d'un débit, qui correspondent au point de fonctionnement de la pompe (les conditions nominales). EPANET suppose que la charge à débit nul est égale à 133 % de la charge nominale, et qu'à charge nulle, le débit est le double du débit nominal. Il traite alors la courbe comme une courbe construite à partir de trois points. Courbe à partir de trois points - cette courbe caractéristique est définie par trois points de fonctionnement : un point de bas débit (quand le débit est limité ou nul), un point de débit nominal (débit et charge aux conditions nominales), et un point de débit maximal (débit et charge au débit maximal). EPANET cherche la meilleure courbe de tendance qui passe par ces trois points et qui est décrite par la fonction :

$$hG = A - Bq^c$$

Dans cette fonction, hg représente le gain de charge, q le débit, et A , B , et C sont des constantes. Courbe multiPoint - une courbe caractéristique multipoint se définit en fournissant deux, quatre ou plus de quatre couples charge-débit. EPANET crée une courbe complète en reliant les points par des segments.

➤ **Courbe de rendement (d'une pompe)**

Une Courbe de rendement met le rendement de la pompe en pourcentage (axes-Y) en relation avec le débit de la pompe dans les unités de débit choisies (axe X). La figure VIII.3 affiche un exemple d'une courbe de rendement. Le rendement devrait représenter l'efficacité de la configuration totale de la pompe, c'est-à-dire qu'il tient compte de toutes les pertes hydrauliques dans le corps de pompe aussi bien que des pertes électriques au niveau du moteur de la pompe. Cette courbe n'est utilisée que pour les calculs d'énergie. Si elle n'est pas fournie pour une pompe spécifique, un rendement fixe identique pour tous les points de fonctionnement.

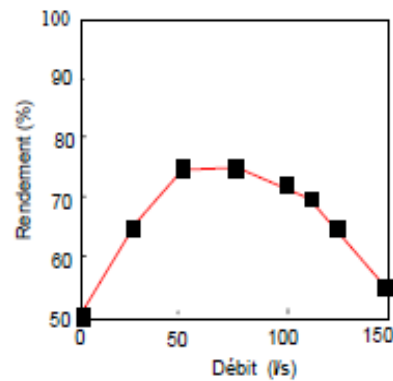


Figure VIII.3 : Courbe de Rendement d'une Pompe

➤ **Courbe de volume (d'un réservoir)**

Une courbe de volume décrit comment le volume d'eau dans un réservoir de stockage (axes-Y) en mètres (pieds) cube, évolue en fonction du niveau d'eau (axe X), en mètres (pieds). Elle est utilisée quand il est nécessaire de décrire précisément les réservoirs dont la section le niveau. Les niveaux d'eau le plus bas et le plus haut de la courbe doivent contenir les niveaux le plus bas et le plus haut entre lesquels le réservoir fonctionne. Un exemple de courbe de volume de réservoir est donné ci-dessous.

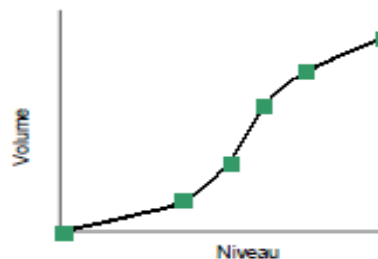


Figure VIII.4 : courbe de volume

➤ **Courbe de perte de charge (d'une vanne d'usage général)**

Une courbe de perte de charge est utilisée pour décrire la perte de charge en mètres ou pieds (axes-Y) d'une vanne d'usage général en fonction du débit, dans les unités de débit choisies (axe X). Des vannes d'usage général sont employées pour représenter des arcs où l'utilisateur prévoit une relation spécifique entre le débit et la perte de charge, plutôt que de suivre une des formules hydrauliques standard. Elles peuvent être employées pour modéliser des turbines, L'abaissement des eaux souterraines ou des vannes stabilisatrices aval contrôlées par le débit.

➤ **Courbes de modulation**

Une courbe de modulation est un ensemble de multiplicateurs qui peuvent être appliqués à une valeur de base pour lui permettre d'évoluer au cours du temps. On peut assigner des courbes de modulation à la demande d'un nœud, au niveau d'une bêche, à la vitesse de rotation d'une pompe, à la qualité de l'eau dans une source et au prix de l'énergie. L'intervalle de temps utilisé pour chacune des courbes de modulation a la même valeur fixe (toutes les périodes ont la même durée), qui est spécifié dans les Options de Temps du projet.

Durant cette période la valeur du paramètre ne change pas ; elle reste égale au produit de sa valeur nominale et du multiplicateur de la courbe de modulation pour cette période de temps. Bien que toutes les courbes de modulation doivent utiliser le même intervalle de temps, chacune peut avoir un nombre différent de périodes. Quand la durée de la simulation excède la durée définie par le nombre de périodes d'une courbe de modulation, le programme retourne au début de la première période pour poursuivre la simulation.

VIII.12. Types d'objets

Les réseaux d.EPANET sont composés d'objets physiques, visualisés sur le schéma et d'objets non-physiques contenant des informations sur l'organisation et le fonctionnement du réseau.

Ils peuvent être classés selon les catégories suivantes :

- Nœuds
 - (a) Nœuds de Demande, (b) Bêches, (c) Réservoirs
- Arcs
 - (a) Tuyaux (b), Pompes (c), Vannes
- Textes.
- Courbes.
- Courbes de Modulation.
- Commandes.
 - (a) Simples, (b) Élaborées




Tous ces objets, à l'exception des Textes, ont été décrits aux paragraphes précédents les textes sont des notes placées à tout endroit du schéma du réseau, pour Identifier certaines zones ou

pour donner des informations. On peut les déclarer Comme Observant des Résultats, ancrés à certains nœuds ou arcs pour afficher la valeur du paramètre actif sélectionné dans le Navigateur du Schéma.

VIII.13. Ajouter des objets

VIII.13.1 Ajouter un nœud

Vous pouvez ajouter un Nœud en utilisant la Barre d'Outils du Schéma :

. Cliquez sur le bouton dans la Barre d'Outils du Schéma qui correspond au type de nœud que vous voulez ajouter (Nœud de Demande  , Bâche  ou Réservoir ) s'il n'est pas déjà enfoncé.

. Cliquez sur l'endroit où vous voulez placer le nœud dans l'espace de travail.

Pour ajouter un Nœud en utilisant le Navigateur :




. Sélectionnez le type de nœud (Nœud de Demande, Bâche ou Réservoir) dans la liste des objets du Navigateur des Données.

. Cliquez sur le bouton Ajouter.

. Introduisez les coordonnées du point dans l'Éditeur des Propriétés (optionnel).

VIII.13.2 Ajouter un arc

Vous pouvez ajouter un Arc Rectiligne ou Courbé en utilisant la Barre d'Outils Du Schéma :

1. Cliquez sur le bouton pour le type d'arc que vous voulez ajouter (Tuyau  , Pompe  ou Vanne ) dans la Barre d'Outils du Schéma, s'il n'est pas déjà enfoncé.

2. Cliquez sur le nœud déjà défini au début de l'arc dans le schéma.


3. Dirigez la souris vers le nœud final, en cliquant sur tous les points intermédiaires du tracé où il y a un changement de Direction.

4. Cliquez sur le nœud final, lui aussi, préalablement défini (sauf le nœud initial).

Pour annuler l'opération, vous pouvez cliquer avec le bouton droit de la souris ou taper Echap.

Pour ajouter un Arc Rectiligne en utilisant le Navigateur :


1. Sélectionnez le type d'arc que vous voulez ajouter (Tuyau, Pompe ou Vanne) dans la liste des Objets du Navigateur des Données.

2. Cliquez sur le bouton Ajouter  .

3. Introduisez les Étiquettes d'identification du nœud initial et du nœud final dans l'éditeur des Propriétés.


VIII.13.3. Ajouter un texte

Pour ajouter un Texte :

1. Cliquez sur le bouton Texte  dans la Barre d'Outils du Schéma.
2. Cliquez sur le point dans l'espace de travail où vous voulez mettre le texte.
3. Introduisez le contenu du texte.
4. Tapez sur la touche Entrée.


VIII.13.4. Ajouter une courbe

Pour ajouter une Courbe dans la base de données du réseau :

1. Sélectionnez Courbe dans la liste des Catégories d'Objets dans le Navigateur des Données.
2. Cliquez sur le bouton Ajouter  de la fenêtre du Navigateur ;
3. Éditez la courbe en utilisant l'Éditeur de Courbe (voir ensuite).

VIII.13.5. Ajouter une courbe de modulation

Vous pouvez ajouter une Courbe de Modulation dans la base de données du Réseau :

1. Sélectionnez Courbe de Modulation dans la liste des catégories d'objets dans le navigateur des données.
2. Cliquez sur le bouton Ajouter  de la fenêtre du navigateur ;
3. Éditez la courbe de modulation en utilisant l'Éditeur de Courbes


VIII.13.6. Utiliser des fichiers texte

Ajouter des objets individuellement n'est pas la seule manière pour construire un Réseau ; vous pouvez aussi importer un fichier contenant une liste de nœuds avec leur étiquette d'identification et leurs coordonnées, et une liste d'arcs avec leur étiquette d'identification comportant également les nœuds initiaux et finaux

VIII.14. Sélection des objets

Pour sélectionner un objet dans le schéma :

1. Vérifier que le schéma est mis dans le mode Sélection (le pointeur de la souris doit avoir la forme d'une flèche). Pour mettre le schéma dans ce mode, cliquez sur le bouton

Sélectionner Objet  dans la Barre d'Outils du Schéma ou sélectionnez **Sélectionner Objet** dans le menu **Édition**.

2. Cliquez sur l'objet désiré dans le schéma.

Pour sélectionner un objet à l'aide du Navigateur :

1. Sélectionnez la catégorie de l'objet dans le menu déroulant du Navigateur des Données.
2. Sélectionnez l'objet désiré dans la liste au-dessous

VIII.15. Copier et coller des objets

Les propriétés d'un objet du Schéma peuvent être copiées et collées dans un autre objet de la même catégorie. Pour Copier les propriétés d'un objet dans le presse-papiers d.EPANET :

1. Cliquez sur l'objet dans le schéma avec le bouton droit de la souris.
2. Sélectionnez **Copier** dans le menu contextuel.

Pour Coller les propriétés copiées dans un objet :

1. Cliquez sur l'objet dans le schéma avec le bouton droit de la souris.
2. Sélectionnez **Coller** dans le menu contextuel

VIII.16. Dessiner et changer le sens des arcs

Un arc peut être dessiné sous forme de ligne brisée (ensemble continu de segments droits) ce qui permet de tracer des arcs non-rectilignes. Une fois que vous avez dessiné l'arc dans le schéma, vous pouvez ajouter, supprimer et déplacer les points intérieurs qui définissent ces segments (voir la Figure VIII.5). Pour modifier les Sommets (points intérieurs) d'un arc :

- Sélectionnez l'arc que vous voulez modifier dans le schéma et cliquez sur le bouton dans la barre d'outils du schéma (ou sélectionnez Édition >> Sélectionner Sommet de la barre de menu ou cliquez sur l'arc avec le bouton droit de la souris et sélectionnez Sommets du menu contextuel).
- Le pointeur se transforme en flèche, et tous les sommets des arcs sont enveloppés dans un petit carré. Cliquez sur un sommet particulier pour le sélectionner.
- Pour ajouter un nouveau sommet à l'arc, cliquez avec le bouton droit de la souris et sélectionnez Ajouter Sommet du menu contextuel (ou tapez sur la touche Insertion du clavier).
- Pour supprimer le sommet sélectionné, cliquez avec le bouton droit de la souris et sélectionnez Supprimer Sommet du menu contextuel (ou taper sur la touche Supprimer du clavier).
- Pour déplacer le sommet, glissez-le dans sa nouvelle position, en maintenant toujours le bouton gauche de la souris enfoncé.
- Lorsque le mode de sélection des sommets est actif, on peut saisir les autres sommets en cliquant sur un arc. Pour quitter le mode de sélection des sommets, cliquez dans le schéma avec le bouton droit de la souris et sélectionnez **Quitter Édition** du menu contextuel ou cliquez sur un bouton de la barre d'outils du schéma.

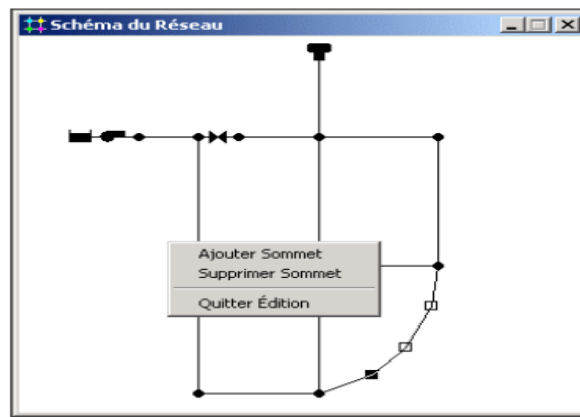


Figure VIII.5 : Redessiner un Arc

VIII.17. Supprimer un objet

Pour Supprimer un objet :

- Sélectionnez l'objet dans le schéma ou dans le navigateur des données.
- Ensuite, vous avez le choix entre ;
- cliquer sur dans la barre d'outils standard ;
- cliquer sur le même bouton dans le navigateur des données ;
- taper sur la touche **Supprimer** du clavier ;

Nota: Vous pouvez demander à ce que la suppression d'un objet ne s'effectue pas avant d'avoir répondu affirmativement à la boîte de dialogue de confirmation.

VIII.18. Sélectionner un groupe d'objets

- Pour sélectionner un groupe d'objets d'une région de forme irrégulière sur le schéma : Sélectionnez **Édition** >> **Sélectionner Région** ou cliquez sur le bouton dans la Barre d'Outils du Schéma.
- Dessinez un polygone autour de la région désirée du schéma en cliquant sur chaque sommet du polygone avec le bouton gauche de la souris.
- Fermez le polygone en cliquant avec le bouton droit de la souris ou en tapant sur la touche **Entrée** du clavier ; annulez la sélection en tapant sur la touche **Echap**.
- Pour sélectionner tous les objets visibles actuellement dans le schéma, sélectionnez **Édition** >> **Sélectionner Tous** (Les objets qui se trouvent hors de la zone visible du schéma ne seront pas sélectionnés)

VIII.19. Éditer un groupe d'objets

- Pour éditer une propriété d'un groupe d'objets :
- Sélectionnez la région du schéma dans laquelle se trouve le groupe d'objets voir la section précédente.
- Sélectionnez **Édition** >> **Éditer Groupe** de la barre de menu.
- Définissez les modifications dans la boîte de dialogue **Édition de Groupe** activée.

- La boîte de dialogue d'édition de groupe, représentée dans Figure VIII.6, s'utilise
- pour modifier une propriété dans un groupe d'objets. Pour cela :
 - a) Sélectionnez une catégorie d'objets (Nœuds de Demande ou Tuyaux) à éditer.
 - b) Sélectionnez la case "avec" si vous voulez ajouter un filtre qui
 - c) impose des conditions aux objets sélectionnés pour l'édition.
 - d) Sélectionnez une propriété, une relation et une valeur pour
 - e) décrire le filtre. Par exemple : "avec diamètre inférieur à 300".
 - f) Sélectionnez le type de modification à faire - remplacer,
 - g) multiplier ou incrémenter.
 - h) Sélectionnez la propriété que vous voulez modifier.
 - i) Introduisez la valeur qui doit remplacer, être multipliée ou être
 - j) ajoutée à la valeur présente.
 - k) Cliquez sur **Accepter** pour exécuter l'édition du groupe.

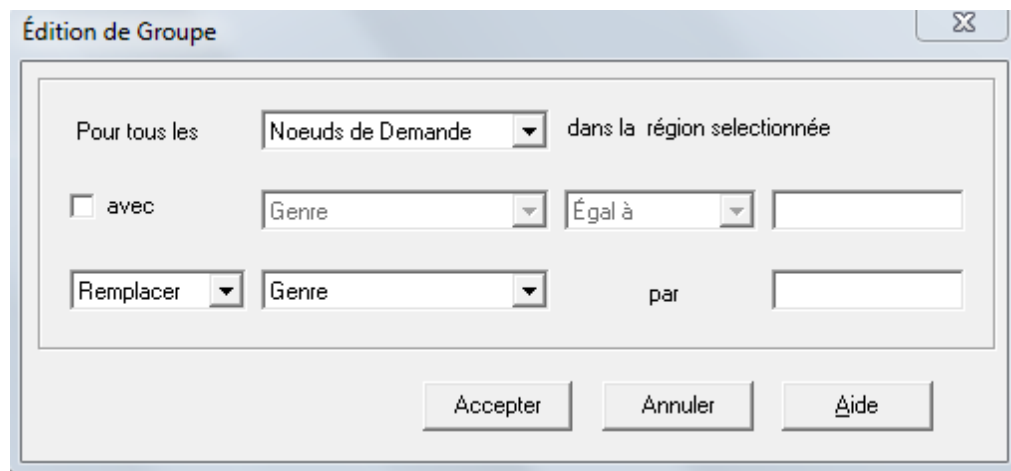


Figure VIII.6 : Boîte de Dialogue Dimensions du Schéma

VIII.20. Le modèle de simulation hydraulique

Le modèle hydraulique de simulation d'EPANET calcule l'évolution des charges hydrauliques dans les nœuds et l'écoulement dans les arcs, en fonction des niveaux initiaux des réservoirs, des variations dans le temps des niveaux des bâches et des demandes en eau aux nœuds de demande. D'un intervalle à l'autre, les niveaux des bâches et les demandes dans les nœuds de demande sont mis à jour selon les courbes de modulation entrées comme les paramètres du calcul, tandis que les niveaux des réservoirs sont mis à jour selon les débits qui entrent et qui sortent.

La détermination des charges et des débits à un instant donné implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charges dans chaque arc du réseau. Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations non linéaires en jeux. EPANET utilise

L' « Algorithme du Gradient » à cette fin. Consultez l'annexe D pour plus des détails. L'intervalle de temps utilisé pour la simulation sur une longue durée peut être introduit par l'utilisateur. Une valeur typique est d'une heure. Néanmoins, l'intervalle est automatiquement plus court quand un des événements suivants se produit :

- la date d'édition d'un rapport
- fin d'un cycle pour une courbe de modulation
- un réservoir a été vidé ou rempli
- activation d'une commande simple ou élaborée

VIII.21. Choix de la trace

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants

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

VIII.22. Choix du type de tuyau

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD (PN ?) en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique.

VIII.23. Capacités pour la modélisation hydraulique :

Calcul (débit, pression, vitesse...) en tout point du réseau au fil d'un temps choisi il se caractérise principalement :

- Taille de réseau illimitée
- Choix de différentes formules de calcul des pertes de charge
- Modélisation de pompes à vitesse fixe ou variable
- Calcul de l'énergie consommée et coût
- Modélisation de différents types de vannes et clapets
- Géométrie des réservoirs aux formes variées possible

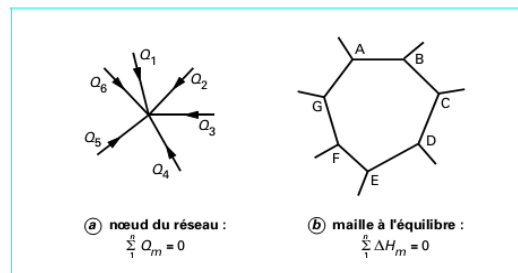
- Différenciation des catégories de demandes au nœud illimitée
- Modélisation de consommations dépendantes de la pression
- Asservissement des ouvrages par des commandes simples ou complexes
- La taille du réseau étudié est illimitée.

Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen- Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning. Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.

VIII.24.Principes de la modélisation hydraulique :

La Lois de nœuds et loi des mailles (lois de Kirchhoff ou méthode d'Hardy Cross) constituent l'une des bases de calcul hydraulique.

- Loi des nœuds : conservation de masse (dans un nœud somme $Q=0$)
- Loi des mailles : conservation d'énergie (somme des charge $=0$)



VIII.25.Déplacer un Objet

Pour déplacer un nœud ou un texte dans le schéma :

1. Sélectionnez le nœud ou le texte.
2. Cliquez sur l'objet et déplacez l'objet dans sa nouvelle position, en maintenant le bouton gauche de la souris enfoncé.
3. Lâchez le bouton gauche.

Vous pouvez aussi taper les nouvelles coordonnées X et Y de l'objet dans

L'Éditeur des Propriétés. Quand un nœud est déplacé, les arcs reliés au nœud sont déplacés également.

VIII.26. Etapes de modélisation :

VIII.26.1. Utiliser un fond d'écran

EPANET peut afficher un fond d'écran derrière le schéma du réseau. Le fond d'écran peut être une carte routière, un plan de services publics, une carte topographique, un plan d'aménagement du territoire ou n'importe quel autre dessin. Le fond d'écran doit être un métafichier amélioré de Windows ou un bitmap créé hors EPANET. Une fois le plan

importé, il ne peut être modifié. Pour notre réseau, nous avons utilisé le plan d'aménagement de la nouvelle ville sous forme d'un fichier Auto CAD, que nous avons transformé en format image BMP, afin de pouvoir l'utiliser comme fond d'écran sur notre logiciel de simulation.

VIII.26.2. Configuration d'un Nouveau Projet

La première étape consiste à créer un nouveau projet dans EPANET et de s'assurer que les options sélectionnées par défaut sont correctes. Pour commencer, nous allons démarrer EPANET ou s'il est déjà ouvert choisir **Fichier>>Nouveau** (de la Barre de Menu) pour créer un nouveau projet.

Puis choisir **Projet >> Par Défaut** pour ouvrir la boîte de dialogue représentée dans la figure VIII.6. Nous emploierons cette boîte de dialogue pour qu'EPANET numérote automatiquement les nouveaux objets avec des nombres consécutifs à partir de 1 au fur et à mesure qu'ils sont ajoutés au réseau.

Sous la rubrique ID (Étiquettes d'Identification) de la boîte de dialogue, effacer tous les champs de préfixe ID et choisissez 1 comme Incrément ID.



Figure VIII.7. Boîte de Dialogue Valeurs par Défaut du Projet.

Ensuite, nous allons choisir la rubrique Hydrauliques de la boîte de dialogue et sélectionner comme Unités de Débit LPS (litres par seconde), (figure VIII.8). Ceci implique dans ce cas que les unités métriques SI seront utilisées pour toutes les autres quantités (longueurs en mètres, diamètres en millimètres, pressions en mètres, etc.).



Figure VIII.8 : rubrique hydraulique de la boîte de dialogue.

Sélectionner aussi Darcy-Weisbach (D-W) comme Formule pour les Pertes de Charge. Si nous désirons sauvegarder cette configuration pour les projets futurs, nous pouvons cocher la case Utiliser ces valeurs par défaut dans les futurs projets en bas de la rubrique, avant de valider en cliquant sur Accepter. Ce choix d'unité de débit et de formule de perte de charge est réalisé par défaut dans la version française. Tout autre choix par défaut est possible selon les instructions mentionnées ci-dessus.

Ensuite, nous choisissons les options d'affichage du schéma de sorte qu'en ajoutant des objets au schéma, leurs étiquettes d'identification et leurs symboles soient affichés. Choisir **Affichage**>>**Options du Schéma** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Options du Schéma. Choisissez la rubrique Affichage et cochez les cases comme représentées dans la figure VIII.9 ci-dessous

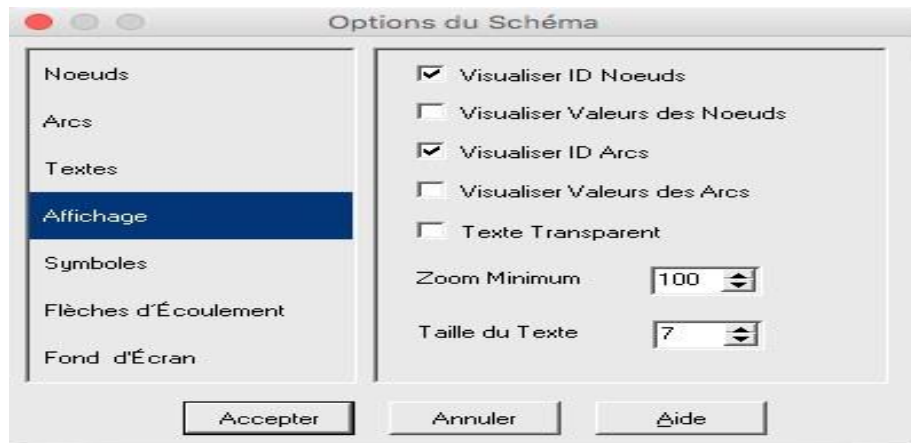


Figure VIII.9 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).

Ensuite on coche toutes les cases de la rubrique Symboles, comme c'est illustré sur la figure (VIII.10)

Et enfin on clique sur le bouton Accepter pour confirmer votre choix et fermer la boîte de dialogue.

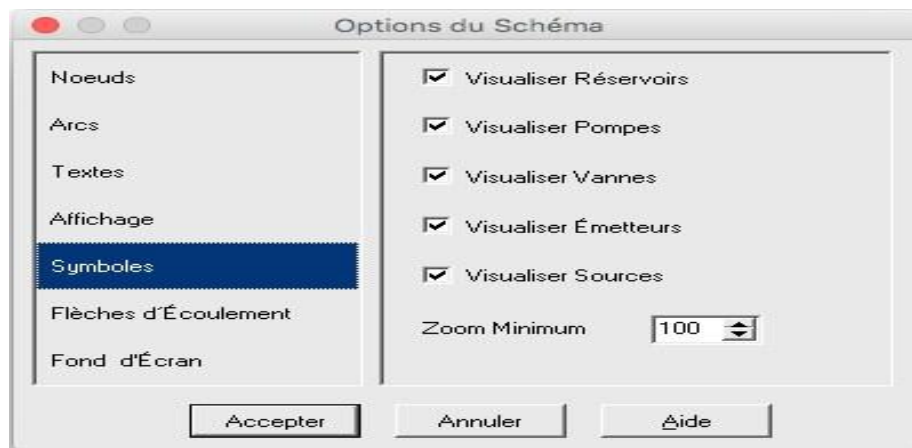


Figure VIII.10 : Boite de dialogue option du schéma (Symboles).

Pour terminer, nous devons nous assurer que l'échelle du schéma est acceptable avant de dessiner notre réseau. Choisir **Affichage** >> **Dimensions...** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Dimensions du Schéma figure (VIII.10), et observer les dimensions par défaut assignées au nouveau projet. Comme nous supposons que cette configuration est suffisante pour ce projet, on clique sur le bouton **Accepter**.



Figure II.11 : Boite de dialogue Dimensions du schéma.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté les différentes étapes pour modéliser un réseau d'eau potable. Cette présentation servira pour la mise en place du modèle de notre projet.

The background features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings of different shades of blue. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines intersect at the center, forming an 'X' shape that frames the central text.

***Chapitre VIII : la simulation et
présentation des résultats***

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation de la simulation des réseaux d'alimentation en eau potable en donnant une vue d'ensemble des composants de système de base de distribution définissant la nature et les buts de la simulation de système de distribution. Ainsi nous essayons de donner un aperçu sur les différents modèles hydrauliques et programmes existants dans le domaine.

VIII.1. Définition de la simulation

La simulation est une représentation logique et mathématique du comportement du système réel dans un contexte donnée et une problématique donnée, le modèle prend dans la majorité des cas la forme d'une série d'hypothèse concernant le fonctionnement du système et qui sont exprimé à l'aide de la relation mathématique, logique ou symboliques entre les entités. Ces modèles sont dite analytiques. Lorsque le système est assez complexe à simuler de manière analytique, les praticiens utilisent un modèle descriptif qui détaille les différents évènements et actions décrivant son comportement

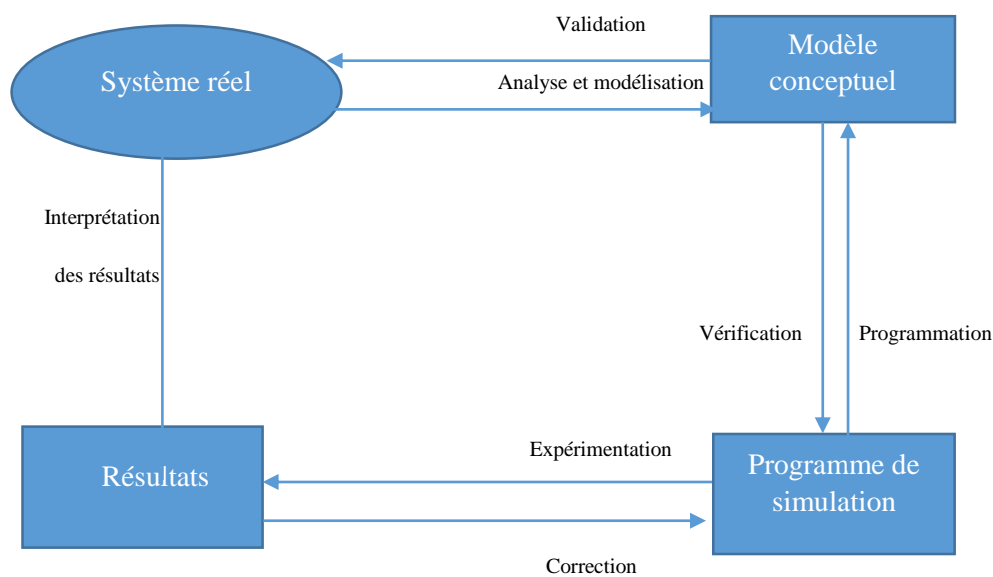


Figure.VIII.1.méthodologie général de la simulation

VIII.2. Intérêts de la simulation des réseaux d'AEP

La simulation des données est une étape fondamentale dans la conception des bases des donnée qui seront utiles pour la gestion du réseau d'eau potable elle permet de traduire le monde réel par toute sa complexité, et par des structures de données. Elle a pour objet d'abstraire la réalité en mettant l'emphase sur les phénomènes d'intérêt et en éliminant ce qui ne concerne pas l'objectif pour suivi ce qui permet du point de vue hydraulique, connaître le fonctionnement hydraulique du réseau sur les différents horizons actuelle et future et aussi d'estimer les besoins en renforcement et en extension

➤ Le réseau de distribution

Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs. A cela, il faut ajouter les accessoires du réseau qui permettent une bonne exploitation et un bon entretien de ce dernier. Parmi ceux-ci on peut citer les vannes de sectionnement, les vannes de réduction de pression, les poteaux d'incendie, les compteurs, les ventouses etc... Le système d'alimentation de ce réseau doit permettre de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante. Le réseau d'alimentation en eau potable doit présenter une bonne sécurité d'approvisionnement de toutes les parties de l'agglomération. Ceci implique un bon maillage du réseau et la pose de vannes de sectionnement. Ainsi, il serait possible d'isoler un tronçon du réseau tout en maintenant l'alimentation dans les conduites voisines. La simulation se fera tout en vérifiant que le dimensionnement du réseau permettra d'avoir une pression d'au moins 10 bar à chaque nœud et une vitesse comprise entre 0.5m/s et 1.5m/s dans tout le réseau de distribution.

VIII.3. Définition d'un modèle hydraulique

Un modèle hydraulique est une représentation mathématique du réseau de distribution permettant la simulation de son fonctionnement hydraulique. Il regroupe les différents éléments constitutifs d'un réseau : les conduites, certaines vannes et appareils de régulation, les pompes, les réservoirs et les interconnexions. Le modèle est basé sur une représentation schématique du réseau sous forme de nœuds et tronçons. Il y aura un nœud à chaque discontinuité dans le réseau, c'est ainsi qu'on trouvera :

- des nœuds passifs à chaque bifurcation, changement de diamètre de conduite, de matériaux, etc., sans aucune donnée hydraulique. On les utilisera également pour positionner une singularité (pompe, réducteur de pression) qui devra avoir un nœud d'entrée et un nœud de sortie ;
- des nœuds de consommation ce sont les nœuds par lesquels le réseau perd de l'eau (consommation);
- des nœuds de piézométrie : il s'agit de nœuds auxquels on impose une cote piézométrique. Le cas typique est celui d'un réservoir

Un élément quant à lui, relie deux nœuds entre eux, ce peut donc être :

- une conduite avec un nœud à chaque extrémité ;
- une singularité telle que pompe, régulateur de pression ou autre appareil de fontainerie. Chaque singularité aura un nœud d'entrée et un nœud de sortie.

Tous les nœuds et éléments sont numérotés et renseignés des paramètres nécessaires à chaque type, pour chaque conduite il s'agit de préciser :

- Sa longueur
- son diamètre
- son matériau
- sa rugosité
- ses fuites.

Pour chaque régulateur de pression :

- la pression de consigne : c'est la valeur de la pression que le régulateur doit maintenir constante
- le diamètre du régulateur : qui est le diamètre de la bride d'entrée ;
- le coefficient de perte de charge

Pour chaque nœud :

- sa consommation éventuellement ;
- son profil de consommation éventuellement
- sa cote sol

La consommation est généralement répartie géographiquement aux différents nœuds au prorata des longueurs de tronçons, Un modèle hydraulique est constitué par

- une base de données
- un logiciel de calcul

VIII.4.Principales phases de la simulation

Le terme "modèle" est un terme générique, on le définit comme étant une conceptualisation de la réalité, une certaine image de la réalité que nous nous créons une image incomplète et partielle, comprenant des caractéristiques, des attributs de la réalité qui nous intéressent en particulier ou que nous avons la possibilité de connaître. On distingue deux régimes de simulation:

- Simulation en régime statique : c'est la représentation d'une situation stationnaire pour des conditions définies déterminées et constantes dans le temps.
- Simulation en régime dynamique : c'est la représentation dans l'espace et dans le temps du fonctionnement de l'ensemble des éléments du réseau.

La construction d'un modèle hydraulique pour les réseaux d'eau potable se réalise selon les phases présentées ci-dessous

- Choix du réseau à simuler: étape préalable permettant de décider du niveau de détail du modèle, en fonction des objectifs visés par la simulation;
- Construction de la base de données : collecte, synthèse des données sur les conduites, les ouvrages, la topographie, les volumes produits et distribués ;
- Campagne de mesures en vue de calage pour ajuster les paramètres du modèle (rugosité des conduites, pertes de charges singulières, profils de demande, ...).

VIII.5. Méthodologie pour la construction du modèle

Une des difficultés fondamentales de l'élaboration d'un modèle de réseau et la construction même de ce réseau. À cela s'ajoute ; la définition des nœuds et des arcs à prendre en compte ainsi que la répartition des consommations aux nœuds .La méthode adoptée permet la schématisation manuelle du modèle sur le logiciel de la simulation ainsi la saisie de tous les données afférentes au réseau à simulé, le déroulement de cette méthodologie s'articule dans ce qui suit :

1) Collecte et préparation des données

- Le travail préliminaire au démarrage d'un projet consiste à préparer le schéma du réseau qui est considéré comme la base de tous le travail.
- La représentativité d'un modèle qui dépend de la qualité des informations qui lui sont fournies, pour cela avant la construction du modèle, il convient de recueillir les données relatives au réseau à simulé et devront porter sur :
 - ✓ Les longueurs, diamètres, rugosité des canalisations
 - ✓ Caractéristiques géométriques : cote du radier et coordonnées géographiques du réservoir
 - ✓ La topographie du réseau ; quant à elle est indispensable. Elle permet de connaître la pression réelle en un point ;
- En vue d'absence des données exactes du nombre d'habitants et du volume d'eau distribué pour ces habitations, nous avons procédé à une estimation, utilisant les données récupérées auprès de géo système...

2) Calcul hydraulique du réseau de distribution

- ❖ **Débit de pointe** : c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe est :

$$Q_p = Q_{\max} \cdot h \text{ (du village désirés)} \quad (\text{VIII.1})$$

- ❖ **Débit spécifique** : c'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

Q_p = débit de pointe (l/s) ;

$\sum L_i$ = somme des Longueurs des tronçons du réseau

- ❖ **Débit en route** : C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s * L_{i-j} \text{ (l/s)} \quad (\text{VIII.3})$$

Avec:

Q_r : Débit en route (l/s) ;

q_s : Débit spécifique (l/s) ;

L_{i-j} : Longueur du tronçon [i-j] (m).

- ❖ **Débit de tronçon** : C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements (service en route), et d'en assurer celui demandé par les conduites qui en dépendent (débit de transit). Le débit de transit est donné par la formule :

$$Q_T = p + 0.55 Q_R \quad (\text{VIII.4})$$

Avec:

Q_T : Débit qui nous donne une perte de charge équivalente (l/s);

p: Débit aval (l/s); qui est le débit de transit

Q_R : Débit en route (l/s).

- ❖ **Les diamètres des conduites** : le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction du débit correspondant. On utilisera un programme Excel en première approche, puis on procédera au fur et à mesure à des ajustements à l'aide du logiciel EPANET 2.0, en respectant les conditions de vitesse (0,5 à 1,5m/s).

VIII.6. La base de données

Elle s'articule autour de 2 types de données :

Les données statiques décrivant :

- le réseau : conduit (Longueur, Diamètre, Rugosité, ...), altimétrie des nœuds ;
- les ouvrages : pompes, réservoirs, appareils de régulation ;
- La répartition géographique de la consommation moyenne annuelle des nœuds.

Ces données constituent le modèle physique.

Les données dynamiques comprenant :

- Les profils journaliers de consommation des différents usagers considérés (domestiques, industriels, ...);
- les règles de contrôle et d'asservissement des pompes, des réservoirs, des appareils de régulation.

VIII.7. Spécification des options de simulation

Il y a cinq catégories d'options spécifiant le type de calcul effectué par EPANET. Ce sont les options suivantes: Hydrauliques, Qualité, Réactions, Temps. Pour éditer une de ces options:

- Sélectionnez la catégorie Options du Navigateur des Données ou Sélectionnez **Projet >> Options de Simulation.** de la barre de Menu.
- Sélectionnez dans le Navigateur: Hydrauliques, Qualité, Réactions, Temps ou Énergie dans le Navigateur. Si l'Éditeur des Propriétés n'est pas visible,
- cliquez sur le bouton Éditer du Navigateur (ou tapez sur la touche **Entrée**).
- Éditez les options dans l'Éditeur des Propriétés selon vos préférences.

1) Options Hydrauliques de la simulation

Les Options Hydrauliques déterminent comment les calculs hydrauliques sont effectués. Ces options sont les suivantes: Unités de Débit, Formule de Perte de Charge sont représenté dans la figure VIII.4 et le nombre maximum d'itérations, rapport d'état.

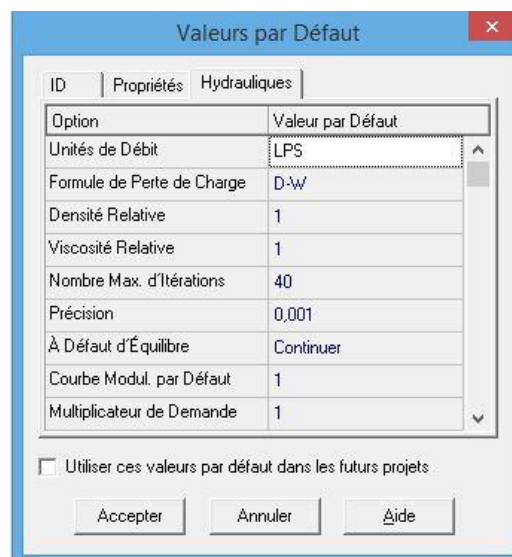


Figure VIII.2 : option hydraulique

- ❖ **Unité de débit** : sont les Unités appliquées aux demandes dans les nœuds et aux débits dans les tuyaux. Si vous choisissez les unités litres par seconde ou mètres cubes, toutes les quantités seront exprimées en unités métriques. Si vous choisissez gallons, pieds cubes ou acre-pieds, le programme utilise des unités américaines. Faites attention quand vous changez les unités de débit, ceci a des répercussions sur toutes les données du projet. Les valeurs numériques restent

identiques si vous changez d'unités en cours de calcul, elles ne sont pas converties dans la deuxième unité.

❖ **Formule de Perte de Charge** : le logiciel permet de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi les trois les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning que nous avons étudiés dans ce chapitre. Pour notre étude, nous avons opté pour l'équation de Darcy-Weisbach pour le calcul des pertes de charges.

- **Formule de HaZen-Williams** : La formule de Hazen-Williams est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents. Son expression est la suivante :

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

Avec :

j : perte de charge en m

Q : débit, en m³/s

Chw : coefficient de rugosité de Hazen-Williams

- **Formule de Darcy Weisbach** : La formule de Darcy Weisbach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe (Générale des eaux, 2009). Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides, La relation (VIII.5) nous permet de calculer les pertes de charge.

$$J = \frac{16 \lambda \times Q^2}{2 g \pi^2 \times D^5} = \frac{\lambda \times V^2}{2 g D} \quad (\text{VIII.5})$$

Avec :

J : gradient de pertes de charges en m/km ;

V : vitesse de l'écoulement en m/s

g : accélération de la pesanteur g=9.81m/s²

D : diamètre en m ;

λ: Coefficient de frottement.

- **Formule de Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.5^2}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad Re = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{VIII.6})$$

Ou :

J : Perte de charge linéaires (m/m)

D : Diamètre de la conduite (m)

ν: viscosité cinématique

- Formule de Chezy Manning : La formule de chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts (écoulement a surface libre) et pour les grands diamètres (Générale des eaux ,2009)

$$H_L = \frac{10,294 \times \eta^2 \times L \times Q^2}{d^{5,33}} \quad (\text{VIII.7})$$

Tableau VIII.1 : Formule de perte de charge totale

Formule	Perte de charge totale(a)	Exposant de débit(b)
Hazan-williams	$10.674 c^{-1.852} d^{-4.871} 1$	1.852
Darcy-weisbach	$0.827f \alpha, d, q) d^{-5} 1$	2
Chezy-Manning	$10.294 \eta^2 d^{-5.33} 1$	2

Avec :

C : coefficient de rugosité de Hazan-williams,

E : coefficient de rugosité de darcy-weisbach exprimé (m),

F : facteur de friction (dépend de, d, et q).

n : coefficient de rugosité de Manning

d : représente le diamètre du tuyau (m),

L : est longueur du tuyau (m), quand à q, c'est le débit (m3/s)

- Rugosité : La rugosité définit l'état de surface interne de la conduite .elle décrits son degré d'aspérité, et peut avoir ou non une unité selon les auteurs qui l'utilisent dans les formules de calcul des pertes de charge. Elle diffère d'un tuyau à l'autre et dépend de la nature de la matière de base et de l'ancienneté de la conduite. Le tableau donne les intervalles généraux de ces coefficients pour différents types de matériaux de tuyaux neufs.

Tableau VIII.2 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs.

Matériau	Coeff Hazen-Williams (universel)	E de Darcy-Weisbach (mm)	N de Manning (universel)
Fonte revêtue	130-140	0.25	0.012-0.015
Béton ou Revêt de Béton	120-140	0.3- 3	0.012-0.017
Fer Galvanisé	120	0.15	0.015-0.017
plastic	140-150	0.0015	0.011-0.015
Acier	140-150	0.03	0.015-0.017
Céramique	110	0.3	0.013-0.015

Puisque nous allons calculer les pertes de charge par la formule de Darcy- weisbach car théoriquement c'est la plus correct, nous attribuerons un coefficient de rugosité de 0,2 mm aux tronçons en fonte et de 0,001 pour les conduites en PEHD .

Nota : comme chaque formule mesure la rugosité d'une manière différente, le changement de formule a pour conséquence la modification de tous les coefficients de rugosité, de la même manière que les unités de débits.

- **Densité Relative :** Viscosité Relative Relation entre la viscosité cinématique du fluide et celle de l'eau à 20° C (1,0 centistoke ou 0,94 pieds²/jour) (sans unités).
- **Nombre max d'itération :** Nombre maximum d'itérations pour résoudre les équations non-linéaires utilisées pour calculer l'état hydraulique à un instant donné. La valeur suggérée est de 40.
- **Précision :** Critère de convergence qui détermine si la solution des équations non-linéaires a été trouvée. Le programme arrête de faire des itérations lorsque la somme de toutes les variations de débit divisée par la somme de tous les débits est inférieure à ce nombre. La valeur suggérée est de 0,001.
- **À Défaut d'Équilibre :** Ce que le programme doit faire s'il ne trouve pas de solution hydraulique après avoir parcouru le nombre maximum d'itérations. Vous avez le choix entre arrêter pour arrêter la simulation à cet instant et continuer pour exécuter 10 itérations supplémentaires, avec l'état des arcs "fixé", pour essayer ainsi d'atteindre la convergence.
- **Courbe Modul :** Par défaut Étiquette d'identification de la courbe de modulation qui s'applique aux nœuds de demande auxquelles on n'a pas attribué de courbe de modulation individuelle. Si vous ne définissez pas de courbe de modulation par défaut, les demandes aux nœuds ne varient pas
- **Multiplicateur de demande :** Multiplicateur global qui s'applique sur les demandes, pour faire varier la consommation du système. Par exemple, 2,0 doubles toutes les demandes, 0,5 les divise par deux, et 1,0 les maintient constante.
- **Exposant de l'émetteur :** Exposant de la pression, nécessaire quand vous calculez le flux à travers un émetteur. Dans la littérature on utilise la valeur de 0,5 pour les buses calibrées et les têtes arroseuses. La valeur pour les fuites dans les conduites peut être différente. Consultez la saisie des Émetteurs dans la Section 3.1 si vous désirez des informations plus détaillées.
- **Rapport d'état :** Choix de la quantité d'informations qui figurent dans le rapport après une simulation. Vous pouvez choisir entre:
 1. **Aucun** (Il n'y aura pas de rapport)
 2. **Normal** (Rapport d'état normal. Fait une liste de tous les changements d'état des arcs)

3. **Détaillé** (Rapport d'État détaillé. Rapport normal avec en plus l'erreur de convergence de chaque itération de l'analyse hydraulique) Le rapport détaillé n'est utile que pour retrouver une erreur.

- **Options de temps**

Les Options de Temps définissent les valeurs des différents intervalles des simulations de longues durées. Ces options sont les suivantes (les données temporelles peuvent être exprimées en heures ou en notation heures : minutes : secondes).

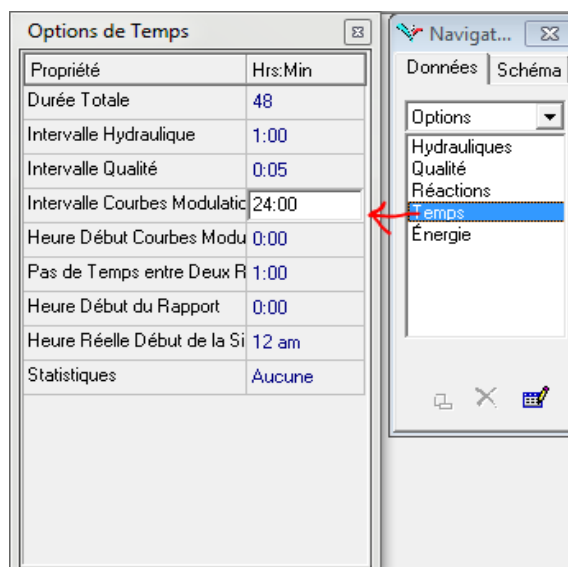


Figure VIII.3 : option de temps.

- **Durée Totale** : durée totale d'une simulation en heures. Utilisez 0 pour exécuter une simulation d'écoulement permanent, ou bien pour un instant déterminé.
- **Intervalle Hydraulique** : intervalle de temps entre deux calculs successifs du système hydraulique. La valeur par défaut est 1 heure.
- **Intervalle Qualité** : intervalle de temps de qualité, c'est à dire la durée entre deux calculs de l'état et de la qualité des volumes élémentaires d'eau. La valeur par défaut est 5 minutes (0:05 heures).
- **Intervalle Courbes Modulation** : intervalle de temps utilisé dans les courbes de modulation. La valeur par défaut est 1 heure.
- **Heure Début Courbes Modulation** : Heure à laquelle la simulation commence (par exemple, une valeur 2 signifie que la simulation commence avec le début de l'heure 2 des courbes de modulation). La valeur par défaut est 0.
- **Pas de Temps Entre Deux Rapports** : Intervalle de temps entre deux rapports de résultats ou de deux points sur les graphes d'évolution des paramètres. La valeur par défaut est 1 heure

- **Heure Début du Rapport** : Heure de la simulation à laquelle le rapport commence. La valeur par défaut est 0 (début de la simulation).
- **Heure Réelle Début de la Simulation** : Heure réelle du début de la simulation (par exemple 7:30 AM, 10:00 PM). La valeur par défaut est 12:00 AM (minuit).
- **Statistiques** : Détermine l'information statistique à afficher dans le rapport résumant les résultats d'une simulation sur une longue durée. Vous avez le choix entre:
 - **Aucun** (rapport des résultats à chaque pas de temps entre deux rapports)
 - **Moyennes** (rapport des moyennes des résultats)
 - **Minimum** (valeur minimale des résultats)
 - **Maximum** (valeur maximale des résultats)
 - **Amplitude** (différence entre les résultats maximaux et minimaux).Le

programme calcule les informations statistiques de tous les résultats des nœuds et des arcs entre 1 heure de Début du Rapport et l'heure finale de la simulation.

Nota : Pour exécuter une simulation d'écoulement permanent introduisez la valeur 0 comme Durée Totale. Dans ce cas, aucune des autres options ne s'applique, sauf l'Heure du Début de la Simulation. Les analyses de qualité requièrent une simulation sur une longue durée.

VIII.8. Etude de la distribution

1) Distribution à partir du réservoir IGHREM

❖ Données de base

La cote du radier du réservoir est de 449,5 m ;

La longueur totale du réseau de distribution est de **3420.53** m ;

Le débit de pointe est : **$Q_p = 28.08 \text{ m}^3/\text{h}$** ; soit **7.8 l/s** ;


❖ Calcul des différents débits et différents diamètres du réseau

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représente les différents débits (débit de route, débit aval et le débit tronçon) ainsi que les diamètres obtenus :

Tableau VIII.3 : calcul des débits et diamètres pour le village IGHREM

Tronçon	longueur(m)	qs(l/s/m)	Qr(l/s/m)	Q aval(l/s)	QT (l/s)	Dint (mm)
R1600-N212	371.01	0.0023	0.00	7.0	6.97	90
N212-N213	150.60	0.0023	0.34	0.0	0.19	26
N202-N42	34.55	0.0023	0.08	6.6	6.59	90
N42-N43	344.98	0.0023	0.79	0.9	1.30	61.4
N43-N44	379.74	0.0023	0.87	0.0	0.48	40.8
N42-N214	123.34	0.0023	0.28	4.6	4.77	90
N214-N215	130.70	0.0023	0.30	0.0	0.16	26
N214-N46	17.32	0.0023	0.04	4.3	4.30	73.6
N46-N47	130.60	0.0023	0.30	0.0	0.16	26
N46-N216	146.94	0.0023	0.34	0.5	0.67	51.4
N216-N217	137.50	0.0023	0.31	0.0	0.17	26
N216-N48	149.58	0.0023	0.34	0.7	0.88	19
N48-N50	302.66	0.0023	0.69	0.0	0.38	32.6
N48-N49	30.77	0.0023	0.07	0.9	0.90	32.6
N46-N49	472.15	0.0023	1.08	2.0	2.64	51.4
N49-N218	90.93	0.0023	0.21	1.1	1.23	40.8
N218-N219	140.50	0.0023	0.32	0.0	0.18	26
N218-N220	6.00	0.0023	0.01	0.8	0.79	32.6
N220-N221	135.26	0.0023	0.31	0.0	0.17	26
N220-N51	208.85	0.0023	0.48	0.0	0.26	26

❖ **La saisie des données** : a mesure qu'on ajoute des objets à un projet, EPANET leur assigne un ensemble de propriétés par défaut. Pour modifier la valeur d'une propriété particulière d'un objet, il faut sélectionner cet objet dans l'Éditeur de Propriétés. Il y a plusieurs manières d'y parvenir. Si l'éditeur est déjà visible, nous pouvons simplement cliquer sur l'objet ou le sélectionner dans le Navigateur des Données. Si l'éditeur n'est pas visible, nous pouvons le faire apparaître d'une des manières suivantes:

- Double-cliquez sur l'objet dans le schéma.
- Cliquer sur l'objet avec le bouton droit de la souris et choisir Propriétés dans le menu Contextuel qui apparaît.
- Sélectionner l'objet dans le Navigateur des Données et cliquez ensuite sur le bouton édition  (ou double cliquez sur l'objet). Lorsque l'éditeur de propriétés est sélectionné nous pouvons taper sur la touche F1 pour obtenir une description plus Complète des propriétés énumérées.

1. Les nœuds

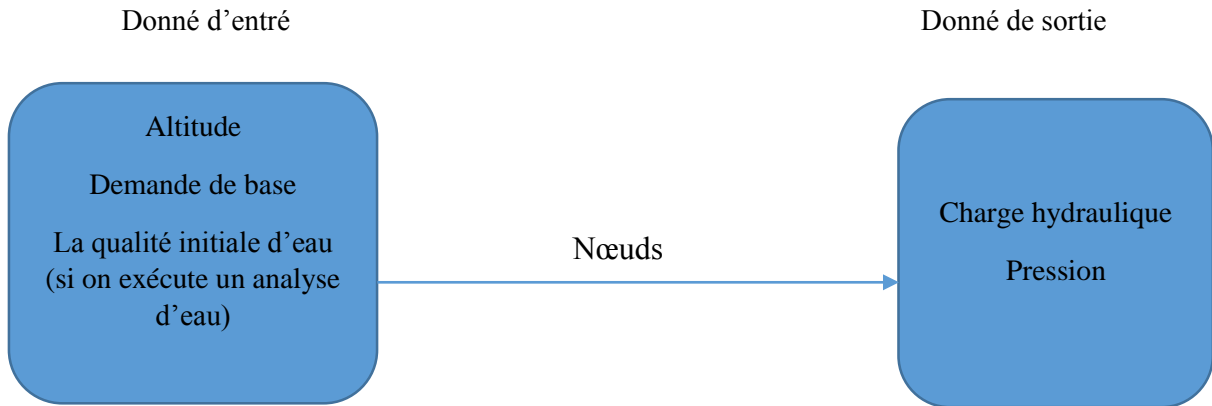


Figure VIII.4. Les données d'entrée et de sorties des nœuds.

- Pour les nœuds : nous avons saisi l'altitude, demande de base et éventuellement l'identifiant (ID nœud) du nœud. Puis répété cette fonction pour tous les nœuds restant ;(figure VIII.5)

Propriété	Valeur
*ID Nœud	3
Coordonnée X	1578.95
Coordonnée Y	6264.86
Description	
Genre	
*Altitude	387.73
Demande de Base	0.07
Courbe Modul. Demande	
Catégories de Demande	1
Coeff. de l'Émetteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	...
Demande Actuelle	0.07
Charge	432.88

Figure.VIII.5. Editeur de propriétés pour les nœuds

- Pour le réservoir : nous avons introduit l'Altitude en m du Radier, son Niveau Initial, son Niveau minimal, son niveau maximal et son diamètre. (Figure VIII.6).

Propriété	Valeur
*ID Réservoir	IGHREM
Coordonnée X	577.25
Coordonnée Y	8505.94
Description	
Genre	
*Altitude du Radier	436.92
*Niveau Initial	1
*Niveau Minimal	0
*Niveau Maximal	4
*Diamètre	20
Volume Minimal	
Courbe de Volume	...
Modèle de Mélange	Parfait
Fraction de Mélange	

Figure.VIII.6. Editeur de propriétés pour les réservoirs

4. Pour les tuyaux : de la même façon, nous cliquons sur chacun des tuyaux pour faire apparaître ses propriétés dans l'Éditeur des Propriétés et introduisez la Longueur le Diamètre, et la rugosité (le coefficient ϵ de Darcy-Weisbach).

Propriété	Valeur
*ID Tuyau	3
*Noeud Initial	2
*Noeud Final	3
Description	
Genre	
*Longueur	34.55
*Diamètre	90
*Rugosité	0.001
Coef. Pertes Singul.	0
État Initial	Ouvert
Coef. Réact. dans la Masse	
Coef. Réact. aux Parois	
Débit	6.71
Vitesse	1.05

Figure.VIII.7. Editeur de propriétés pour les arcs

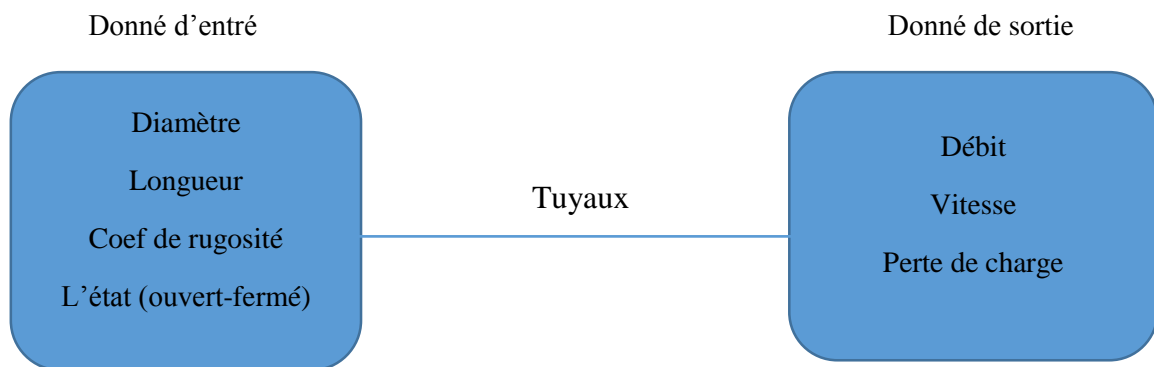


Figure VIII.8.Les données d'entrée et de sorties des arcs.

❖ **Options du Schéma** : Nous avons choisis les options d'affichage du schéma de sorte qu'en ajoutant des objets au schéma, leurs étiquettes d'identification et leurs symboles soient affichés.

1. Choisir **Affichage>>Options du Schéma** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Options du Schéma. Choisissez la rubrique Affichage et cochez les cases comme représentées dans la figure VIII.9 ci-dessous :

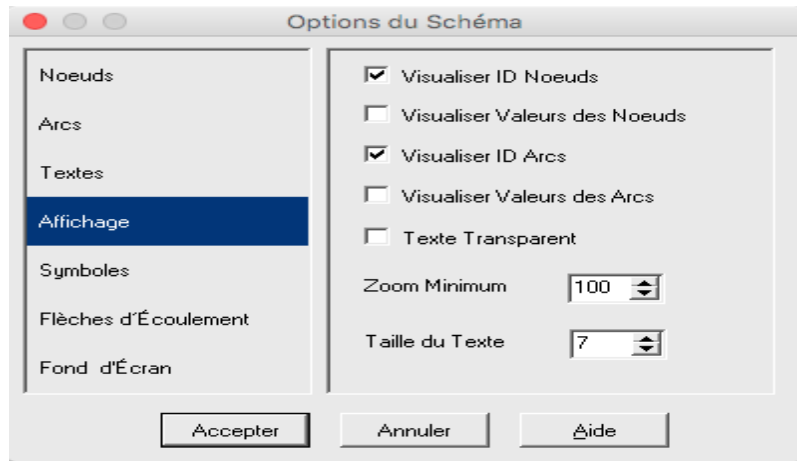


Figure VIII.9 : Boîte de dialogue options du schéma (Affichage).

2. Ensuite cocher toutes les cases de la rubrique Symboles, comme c’est illustré sur la figure VIII.10. Cliquer enfin sur le bouton Accepter pour confirmer votre choix et fermer la boîte de dialogue

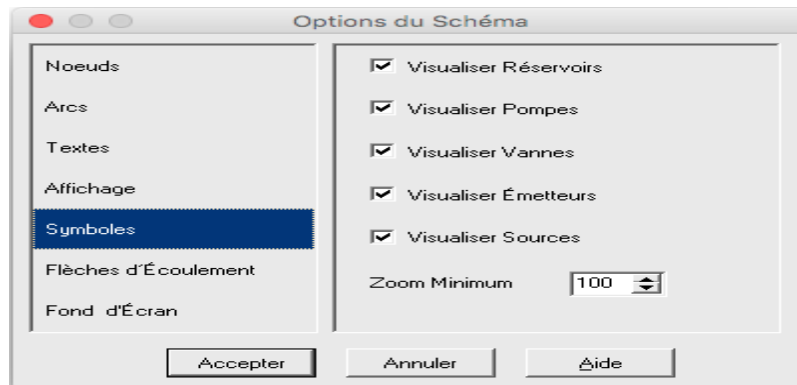


Figure VIII.10: Boite de dialogue option du schéma (Symboles).

3. Pour terminer, nous devons nous assurer que l’échelle du schéma est acceptable avant de dessiner notre réseau. Choisir **Affichage >> Dimensions...** dans le menu principal pour atteindre la boîte de dialogue Dimensions du Schéma figure (VIII.11), et observer les Dimensions par défaut assignées au nouveau projet. Comme nous supposons que cette Configuration est suffisante pour ce projet, on clique sur le bouton **Accepter**.

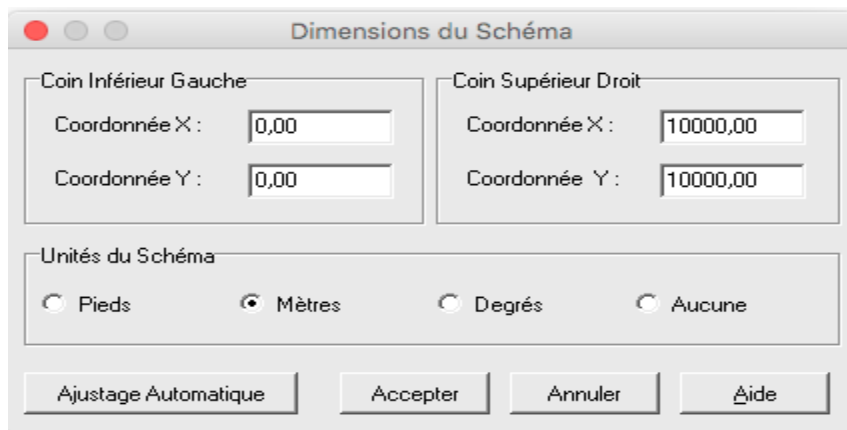


Figure VIII.11 : Boite de dialogue Dimensions du schéma.

2) Le traçage du réseau sur EPANET

Nous sommes maintenant prêts à dessiner le réseau en nous servant de la souris et des boutons de la Barre d'Outils du Schéma affichée ci-dessous.



Figure.VIII.12.schéma du tracé du réseau


- Dans un premier temps, nous allons placer les nœuds du réseau.
 - Tout d'abord, nous allons positionner le réservoir d'Ighrem de capacité 1500m³.on cliquant sur le bouton
 - Ensuite, nous allons ajouter les nœuds de demande. Nous avons cliqué sur le bouton ajouter nœud de Demande et indiqué ensuite la position des nœuds en cliquant sur le schéma.
- Dans un deuxième temps, nous allons ajouter les tuyaux en PEHD. Cliquez sur le bouton Ajouter Tuyau dans la Barre d'Outils. Notez la manière dont le tracé provisoire du tuyau est dessiné pendant que vous déplacez la souris d'un nœud à un autre. Pour dessiner des tuyaux courbés, cliquez sur le nœud initial. En déplaçant la souris vers le nœud final, cliquez sur les points où un changement de direction est nécessaire pour afficher la forme désirée.
- Pour terminer, cliquez sur le bouton  Sélectionner Objet de la Barre d'Outils pour remettre carte dans le mode Sélection d'Objets et ne pas rester dans le mode dessin. Si les nœuds sont mal positionnés vous pouvez les déplacer en cliquant sur le nœud deux fois, et puis en le faisant glisser dans sa nouvelle position en maintenant le bouton gauche de la souris enfoncé. Notez que les tuyaux reliés au nœud sont déplacés avec lui. Pour retracer le tuyau incurvé vous devez suivre les instructions ci-dessous.
- Cliquez d'abord sur le tuyau pour le sélectionner, puis cliquez sur le bouton de la barre d'outils du schéma pour mettre le schéma dans le mode de Sélection de Sommet.
 - a. Choisissez un point de sommet sur le tuyau en cliquant dessus deux fois, la première pour le sélectionner, puis faites-le glisser jusqu'à sa nouvelle position avec le bouton gauche de la souris maintenu enfoncé. S'il y a lieu, des sommets intermédiaires du tuyau peuvent être ajoutés ou effacés en cliquant avec le bouton droit de la souris et en choisissant l'option appropriée à partir du menu contextuel.
 - b. Cliquez sur pour retourner au mode Sélection d'Objet.

Schéma du Réseau

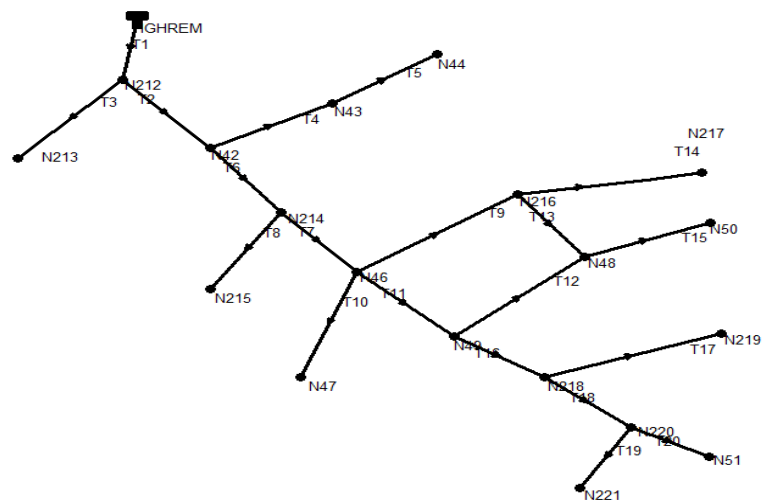




Figure.VIII.13.réseau dessiné sur EPANET

- + **Sauvegarde et Ouverture des projets :** Après avoir complété le tracé initial de ce réseau, il est préférable de le sauvegarder dans un fichier.
 - Dans le menu Fichier, choisissez Enregistrer Sous.
 - Il apparaît une boîte de dialogue avec le titre Enregistrer le Projet Sous, dans laquelle Nous choisissons un répertoire et un nom de fichier sous lesquels nous souhaitons Sauvegarder ce projet. Nous suggérons de nommer ce fichier Mon Project.net. (L'extension.net sera ajoutée au nom de fichier par défaut.)
 - Cliquez sur Accepter pour enregistrer le projet. Les données du projet sont enregistrées dans le fichier sous un format binaire spécial. Si vous voulez sauvegarder les données du réseau au format texte, utilisez **Fichier>>Exporter >>Réseau**. Pour ouvrir votre projet ultérieurement, choisissez la commande Ouvrir à partir du menu Fichier.
- + **Exécution d'une Simulation d'Écoulement Permanent :** Maintenant nous avons assez d'information pour exécuter une simulation hydraulique d'écoulement permanent (ou bien pour un instant déterminée) sur notre exemple de réseau. Pour exécuter la simulation, choisir Projet>>Lancer la simulation ou cliquer sur le bouton lancer la simulation  de la barre standard. (Si la barre standard n'est pas visible sélectionnez Affichage>>Barres d'Outils>>Standard de la Barre de Menu). Si la simulation a réussi vous verrez l'icône  dans la Barre d'État en bas de l'environnement de travail d'EPANET. Vous pouvez lire les messages éventuels d'erreur ou d'avertissement dans la fenêtre du Rapport d'État. Si le réseau est modifié après un calcul réussi, le robinet apparaît cassé pour indiquer que les résultats peuvent être non valables.

✚ **Résoudre les problèmes** : EPANET affiche des messages spécifiques, soit des messages d'avertissement soit des messages d'erreur, quand le programme est confronté à des problèmes lors de l'exécution d'une analyse hydraulique ou d'une analyse de la qualité, qui offre une liste complète. Les problèmes les plus fréquents sont expliqués ci-dessous :

- **Le réseau est déconnecté** : EPANET considère un réseau comme déconnecté s'il est impossible de fournir de l'eau aux nœuds de demande. C'est le cas s'il n'y a pas de connexion ouverte entre ce nœud de demande et une bêche, un réservoir ou un nœud avec une demande négative. Si la cause du problème est la fermeture d'un arc, EPANET continue le calcul pour trouver une solution hydraulique (probablement avec des pressions négatives extrêmement grandes) et mentionne l'arc origine du problème dans le Rapport d'État. Si la cause du problème est l'absence d'un arc, EPANET ne peut pas résoudre les calculs hydrauliques de débits et de pressions et affiche le message d'Erreur 110. Lors d'une simulation de longue durée, il est possible que certains nœuds soient déconnectés par des modifications dans les arcs.
- **des pressions négatives** : EPANET affiche un message d'avertissement s'il trouve des pressions négatives dans des nœuds où la demande est positive. Cela indique un problème dans l'organisation ou l'exploitation du réseau. Les pressions négatives peuvent apparaître dans certaines parties du réseau ne recevant de l'eau que par des arcs fermés. Dans ce cas, vous verrez également un message avertissant qu'une partie du réseau est déconnectée.
- **Système non équilibré** : Le système n'atteint pas l'équilibre si EPANET ne peut pas converger vers une solution hydraulique en un nombre prédéterminé d'itérations. Cette situation peut se produire dans le cas où les vannes, les pompes ou les tuyaux avec clapet anti-retour n'arrêteraient pas de s'ouvrir et de se fermer entre les différentes itérations. Par exemple, il est possible que les bornes de pression qui contrôlent le fonctionnement de la pompe se rapprochent trop entre elles; ou bien, que la courbe caractéristique d'une pompe soit trop plate, la pompe est ainsi constamment arrêtée et remise en marche. Pour équilibrer le système, on peut augmenter le nombre maximum d'itérations ou diminuer la précision de convergence. Ces deux paramètres peuvent être adaptés dans le menu Options Hydrauliques. Si le système n'atteint pas l'équilibre, vous pouvez utiliser une autre option, identifiée comme "À Défaut d'Équilibre", qui propose deux possibilités pour résoudre le problème. La première est d'arrêter le calcul à l'instant où le déséquilibre est détecté. La seconde est d'exécuter 10 itérations supplémentaires, avec l'état des arcs "fixé" à leurs valeurs actuelles, pour essayer ainsi d'atteindre la convergence. Si le système atteint un équilibre de cette manière, un message d'avertissement vous indique une possible instabilité du système. Si le système ne converge pas, EPANET avertit l'utilisateur d'un message "Système déséquilibré". Dans les deux cas, le calcul continue sur l'intervalle de

temps suivant. Si le système reste déséquilibré pendant une simulation, l'utilisateur doit comprendre que les résultats qui sortent de l'analyse ne sont pas fiables. Selon les circonstances, par exemple, des erreurs dans les flux entrant dans les réservoirs, peuvent influencer tous les résultats des périodes suivantes. Ce chapitre décrit les différents modes d'affichages des résultats d'une simulation Et des données d'entrée du réseau, sous forme de schémas, de graphiques, de Tableaux et de rapports.

Affichage des résultats sur le schéma : Il y a plusieurs façons d'afficher les valeurs initiales des données et les résultats d'une simulation sur le schéma du réseau:

- Les nœuds et les arcs du schéma peuvent être colorés
- L'option Information Émergente active ou désactive l'apparition de la fenêtre d'information au passage de la flèche de la souris. Cette fenêtre contient l'identification et la valeur du paramètre.
- Vous pouvez aussi visualiser de manière continue les étiquettes d'identification et les valeurs des paramètres associées aux nœuds et aux arcs en sélectionnant les options adéquates dans la rubrique Affichage.
- La recherche de nœuds et d'arcs remplissant certaines conditions s'effectue avec Requête dans le Schéma (voir ci-dessous).
- Vous pouvez voir les résultats dans le schéma au moyen d'Animation, soit en mode lecture normale soit en mode lecture arrière, en cliquant sur les boutons d'animation des Résultats dans le navigateur du schéma. L'animation est disponible uniquement si le paramètre sélectionné des nœuds et des arcs est une valeur calculée (par exemple, le débit mais pas le diamètre d'un tuyau).
- Le schéma peut être imprimé, copié dans le presse-papiers de Windows ou enregistré comme fichier DXF ou méta- fichier de Windows.

Effectuer une requête dans le schéma : à l'aide d'une Requête dans le Schéma, vous pouvez localiser des éléments dans le réseau correspondant à des critères spécifiques (par exemple nœuds avec une Pression inférieure à 20m, arcs avec une vitesse supérieure à 1 m/s, etc.). Voir l'exemple dans

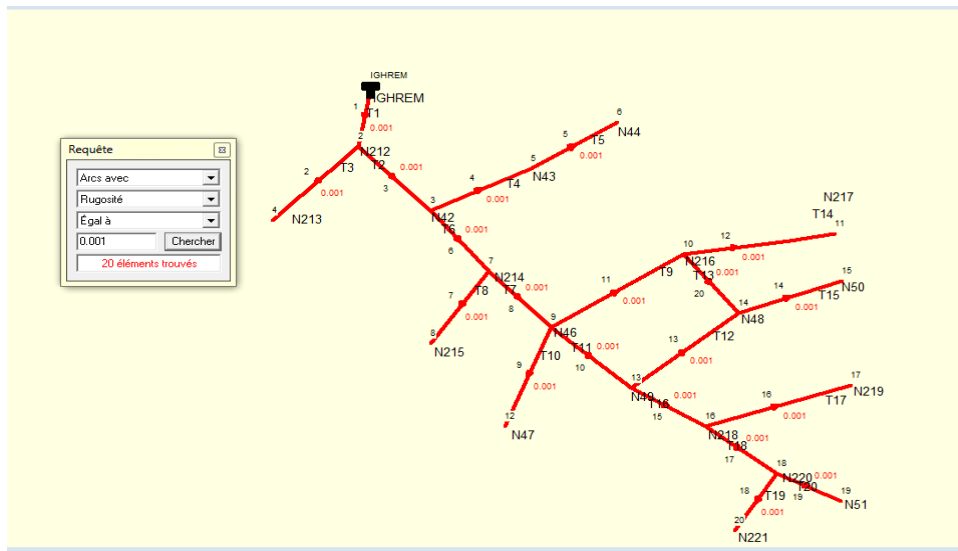


Figure VIII.14.résultat d'une requête dans le schéma


1. Dans le Navigateur du Schéma à l'onglet, « temps » sélectionnez heure à laquelle vous souhaitez appliquer la requête.
2. Sélectionnez Affichage → Requête. Ou cliquez sur le bouton dans la barre d'outils du schéma.
3. Introduisez les informations suivantes dans la boîte de dialogue de Requête:
 - Choisissez nœuds ou arcs.
 - Sélectionnez le paramètre à comparer.
 - Sélectionnez, Inférieur à, Égal à ou Supérieur à Introduisez la valeur avec laquelle se fera la comparaison
 - Cliquez sur le bouton Chercher. Les objets qui répondent au critère seront détachés dans le schéma.
 - Si vous sélectionnez une nouvelle période dans le navigateur, les résultats de la requête sont adaptés automatiquement.
 - Vous pouvez effectuer une nouvelle requête à l'aide de la boîte de dialogue ou vous pouvez la fermer en cliquant sur le bouton du coin supérieur droit de la fenêtre.
 - Après la fermeture de la boîte de Requête, le schéma réapparaît comme précédemment.

Les résultats ont été effectués avec succès nous pouvons visualiser les résultats de différentes manières :

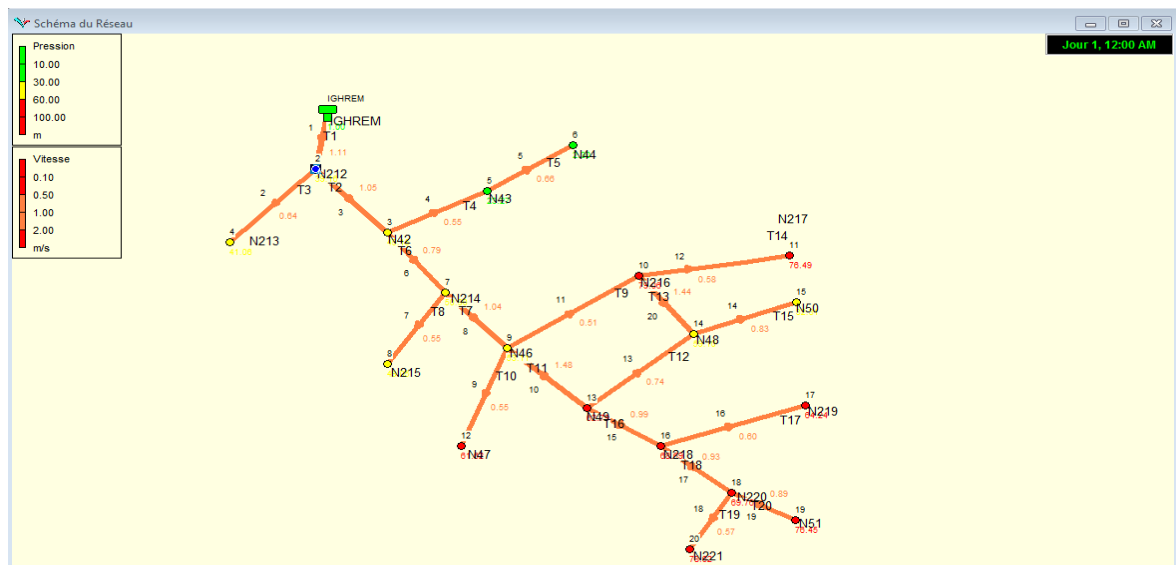
Dans le navigateur du schéma, sélectionner Pression du menu déroulant nœuds. Observer que les valeurs de pression aux nœuds sont représentées par des codes Couleur différents. Pour visualiser la légende avec le code couleur (si elle n'est pas Encore visible), sélectionner Affichage>>Légendes>>Nœud (ou cliquer sur n'importe Quelle zone vide de la carte avec le bouton droit de la souris et sélectionner Légende de nœud dans le menu contextuel). Pour

changer les intervalles et les couleurs de la Légende, cliqué sur la légende avec le bouton droit de la souris pour faire apparaître L'éditeur de Légende.


- Ouvrir l'Éditeur de Propriétés (double-cliquez sur un nœud ou un arc) et noter que les Résultats calculés sont affichés à la fin de la liste des propriétés.
- Créer un tableau de résultats en sélectionnant Rapport >>Tableau (ou en cliquant sur

Le bouton de Tableau  dans la Barre d'Outils Standard). Notez que les écoulements ayant des signes négatifs sont dans la direction opposée à la direction dans laquelle le tuyau a été dessiné initialement.

Affichage de la pression aux nœuds et la vitesse aux arcs



FigureVIII.15.résultats de la simulation pour Ighrem

 **Affichage des résultats à l'aide des tableaux** : l'affichage des données de base et des résultats d'une simulation se fait en tableau sous deux formes :

- Tableau des Éléments du Réseau liste des propriétés et des résultats à Tous les nœuds (ou arcs) à un temps déterminé de la simulation.
- Tableau d'Évolution liste des propriétés et des résultats d'un nœud (ou Arc) pendant toute la simulation.
- Les tableaux peuvent être imprimés, copiés dans le presse-papiers de Windows ou enregistrés dans un fichier. Pour créer un tableau:
- Sélectionnez **Affichage >> Tableau**. de la Barre de Menu ou cliquez sur le bouton dans la Barre d'Outils Standard.
- Dans la boîte de dialogue de Sélection du Tableau, choisissez:
 - un type de tableau
 - Les paramètres qui seront affichés dans le tableau

Des filtres pour faire une sélection des données affichées. Dans la boîte de dialogue de Sélection/Options du Tableau il y a trois rubriques voir la figure VIII.16, Au moment de la création d'un tableau, les trois rubriques sont disponibles :

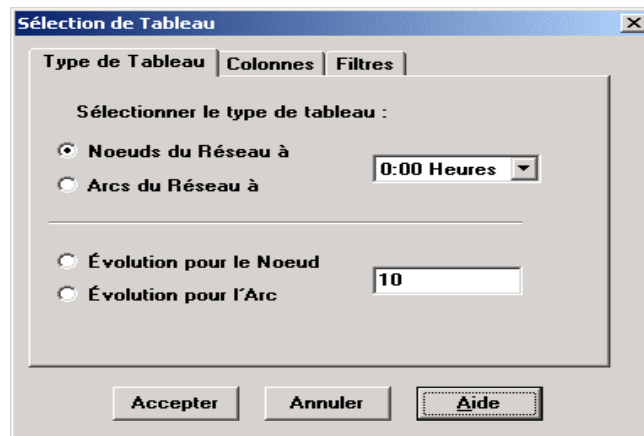


Figure VIII.16.boite de dialogue de sélection/option du tableau

- **Rubrique type de tableau :** La rubrique Type de Tableau de la boîte de dialogue de Sélection de Tableau S'utilise pour sélectionner le type de tableau que vous voulez créer. Vous avez le choix entre:
 - Tous les nœuds du réseau à un moment donné de la simulation
 - Tous les arcs du réseau à un moment donné de la simulation
 - Toutes les périodes de la simulation pour un nœud spécifique
 - Toutes les périodes de la simulation pour un arc spécifique

Vous pouvez sélectionner la période et le nœud ou l'arc, qui sera ajoutée à la barre du titre dans le tableau.

- **Rubrique colonnes :** La rubrique Colonnes de la boîte de dialogue de Sélection/Options vous permet de sélectionner les paramètres affichés dans les colonnes. Pour les sélectionner:
 - Cochez les cases des paramètres que vous voulez mettre dans le tableau. (Vous pouvez également vous déplacer entre les paramètres avec les touches de déplacement, et vous pouvez sélectionner ou supprimer des éléments en tapant sur la barre espace).
 - Pour classer les éléments du tableau par rapport aux valeurs d'un Paramètre particulier, sélectionnez le paramètre dans la liste proposée parmi ceux sélectionnés et cocher la case Classer. Dans les Tableaux d'Évolution, les éléments ne peuvent pas être classés.

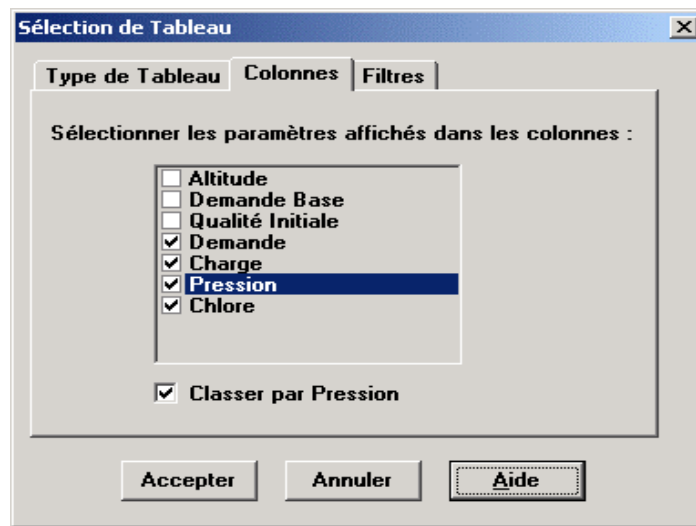


Figure VIII.17.rubrique colonne de la boîte de dialogue sélection/options du tableau

Les résultats des états des nœuds sont présentés dans le tableau VIII.4suivant :

Tableau VIII.4 : L'état des nœuds

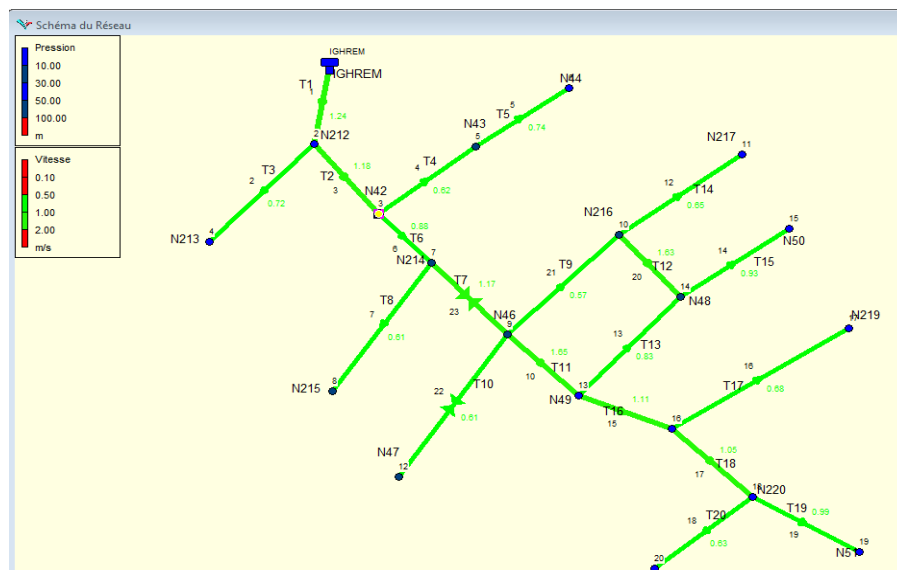
ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 2	394.112	0	433.27	39.16
Noeud 3	387.73	0.07	432.88	45.15
Noeud 4	388.91	0.34	429.97	41.06
Noeud 5	407.60	0.78	430.87	23.27
Noeud 6	423.60	0.86	425.90	2.30
Noeud 7	381.141	0.28	432.04	50.90
Noeud 8	380.82	0.29	429.87	49.05
Noeud 9	378.68	0.03	431.79	53.11
Noeud 10	351.83	0.33	430.89	79.06
Noeud 11	351.83	0.31	428.32	76.49
Noeud 12	368	0.29	429.62	61.62
Noeud 13	349.52	1.14	412.31	62.79
Noeud 14	351.63	0.34	410.73	59.10
Noeud 15	370.60	0.69	402.91	32.31
Noeud 16	341.157	0.20	409.84	68.69
Noeud 17	342.83	0.32	407.07	64.24
Noeud 18	339.757	0.01	409.52	69.76
Noeud 19	325	0.47	401.45	76.45
Noeud 20	328.52	0.30	407.14	78.62
Réservoir IGHRE	436.92	Sans Valeur	437.92	1.00

➤ Les résultats des états des arcs sont présentés dans le tableau III.5 suivant :

Tableau VIII.5 : .L'état des arcs

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 1	371.01	90	0.001	7.05	1.11	12.53
Tuyau 2	150.6	26	0.001	0.34	0.64	21.92
Tuyau 3	34.55	90	0.001	6.71	1.05	11.46
Tuyau 4	344.98	61.4	0.001	1.64	0.55	5.82
Tuyau 5	379.74	40.8	0.001	0.86	0.66	13.08
Tuyau 6	123.34	90	0.001	5.00	0.79	6.77
Tuyau 7	130.7	26	0.001	0.29	0.55	16.62
Tuyau 8	17.32	73.6	0.001	4.43	1.04	14.30
Tuyau 9	130.6	26	0.001	0.29	0.55	16.62
Tuyau 10	472.15	51.4	0.001	3.06	1.48	41.27
Tuyau 11	146.94	51.4	0.001	1.05	0.51	6.17
Tuyau 12	137.5	26	0.001	0.31	0.58	18.66
Tuyau 13	73.6	32.6	0.001	0.62	0.74	21.48
Tuyau 14	302.66	32.6	0.001	0.69	0.83	25.84
Tuyau 15	90.93	40.8	0.001	1.30	0.99	27.13
Tuyau 16	140.5	26	0.001	0.32	0.60	19.72
Tuyau 17	10	32.6	0.001	0.78	0.93	32.07
Tuyau 18	135.26	26	0.001	0.30	0.57	17.63
Tuyau 19	208.85	26	0.001	0.47	0.89	38.64
Tuyau 20	149.58	19	0.001	0.41	1.44	134.76

Les vitesse de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, sont comprise entre 0.5et 1.5m/s et la pression aux nœuds dépasse la limites de 6 bar d'eau, pour plusieurs nœuds qui sont mentionnés sur le tableau , si non ça peut provoquer des sérieux problèmes au niveau des installations des conduites pour cela on est obligé de mettre des réducteurs de pression.. Après les avoir placés les résultats sont comme suit :




FigureVIII.18 : la simulation avec réducteurs de pression

Les pressions aux nœuds sont affichées au tableau

Tableau VIII.6 : l'état des nœuds avec rédacteur de pression

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 2	394.112	0	434.49	40.38
Noeud 3	387.73	0.07	434.10	46.37
Noeud 4	388.91	0.34	431.19	42.28
Noeud 5	407.60	0.78	432.09	24.49
Noeud 6	423.60	0.86	427.12	3.52
Noeud 7	381.141	0.28	433.26	52.12
Noeud 8	380.82	0.29	431.09	50.27
Noeud 9	378.68	0.03	403.26	24.58
Noeud 10	351.83	0.33	402.35	50.52
Noeud 11	351.83	0.31	399.78	47.95
Noeud 12	368	0.29	383.26	15.26
Noeud 13	349.52	1.14	383.82	34.30
Noeud 14	351.63	0.34	382.25	30.62
Noeud 15	370.60	0.69	374.43	3.83
Noeud 16	341.157	0.20	381.35	40.19
Noeud 17	342.83	0.32	378.58	35.75
Noeud 18	339.757	0.01	381.03	41.27
Noeud 19	325	0.47	372.96	47.96
Noeud 20	328.52	0.30	378.65	50.13
Réservoir IGHRE	436.92	Sans Valeur	439.14	2.22

On remarque que les pressions ne dépassent pas les 6 bar

 **Exécution d'une Simulation de longue durée** : pour rendre notre étude plus réaliste et pour simuler le comportement du système sur une longue durée nous allons créer une Courbe de Modulation dans laquelle les demandes aux Nœuds changent périodiquement pendant la journée. Le terme « longue durée » indique une succession d'écoulement permanent, pendant lesquels les niveaux d'eau des réservoirs sont mis à jour périodiquement. Pour ce projet d'étude, nous allons prendre un intervalle de temps classique d'une heure et une demande en eau changeant 48 fois dans une même journée. (Un intervalle d'une heure est plus classique et est assigné aux nouveaux projets par défaut). Pour fixer la durée de l'intervalle, sélectionnez Options. Temps dans le navigateur des données, et cliquez sur le bouton Édition du navigateur (ou double-cliquez sur la sélection) pour faire apparaître l'Éditeur des Propriétés (s'il n'est pas encore visible). Saisir ensuite 1 comme valeur d'Intervalle des Courbes de Modulation. Pendant que l'éditeur des Options Temps est ouvert nous pouvons également fixer la durée totale de la période de la simulation. Nous allons choisir une durée d'une journée (24 heures) .

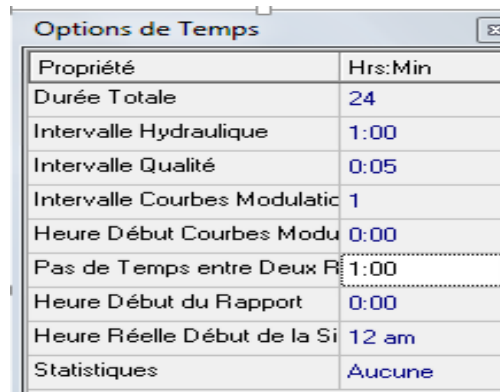


Figure VIII.19: Boite de dialogue option de temps.

Exécution d'une courbe de modulation : pour créer la courbe de modulation :

1. sélectionner courbes modulation. Dans le navigateur et cliquez sur le bouton Ajouter (ou tapez sur la touche Insertion). Une nouvelle courbe de modulation, portant l'identification (ID) 1 s'affiche
2. cliquer sur (ID) 1 et la boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation s'ouvre.

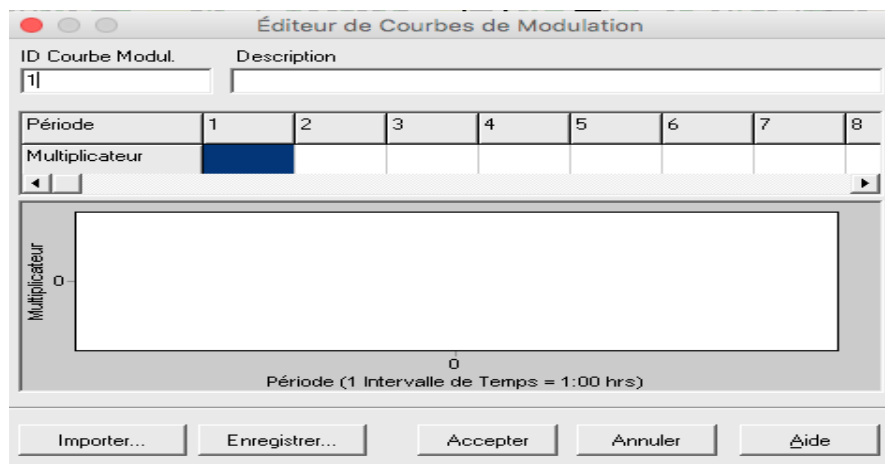


Figure VIII.20 : Boîte de dialogue de l'éditeur de courbe de modulation (vierge).

3. On change l'identifiant (ID) 1 par (ID) Ighrem.
4. Introduire les multiplicateurs pour donner à notre courbe de modulation une durée de 24 heures. Cliquez Accepter pour fermer l'éditeur.

Les multiplicateurs sont les valeurs avec lesquelles il faut multiplier la demande de base pour obtenir la demande dans chaque période. Puisque nous faisons un calcul pour une durée totale de 24 heures, la courbe de modulation va être répétée automatiquement toutes les 48 heures.

Résultats préliminaires

✓ **Simulation de la consommation**

La répartition de la consommation sur une journée est très importante et a une grande influence sur le comportement du réseau. EPANET nous permet de choisir un modèle de consommation prédéfini ou de définir notre propre modèle de consommation. Plusieurs modèles sont définis

dans la littérature, notre choix est porté sur le modèle de la simulation exprimé dans le tableau VIII.7, ce modèle a été élaboré dans la ville d'Ighrem.

Tableau VIII.7: modèle de la consommation. [AGC]

heure	modèle de consommation
0 - 1	0.0072
1 - 2	0.048
2 - 3	0.024
3 - 4	0.024
4 - 5	0.048
5 - 6	0.624
6 - 7	1.1
7 - 8	1.12
8 - 9	1.2
9 - 10	1.2
10 - 11	1.18
11 - 12	1.125
12 - 13	1.08
13 - 14	1.05
14 - 15	1
15 - 16	1.003
16 - 17	1.004
17 - 18	1.18
18 - 19	1.18
19 - 20	1.15
20 - 21	0.912
21 - 22	0.72
22 - 23	0.456
23 - 24	0.456

La définition du modèle de la consommation dans un graphe présenté dans la figure VIII.21.

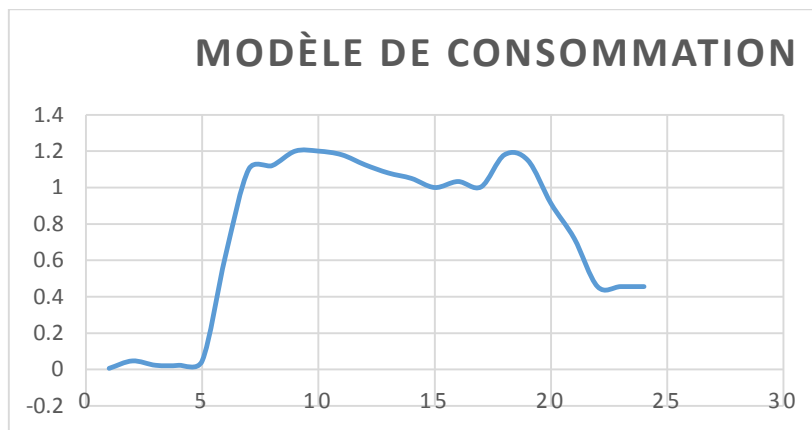
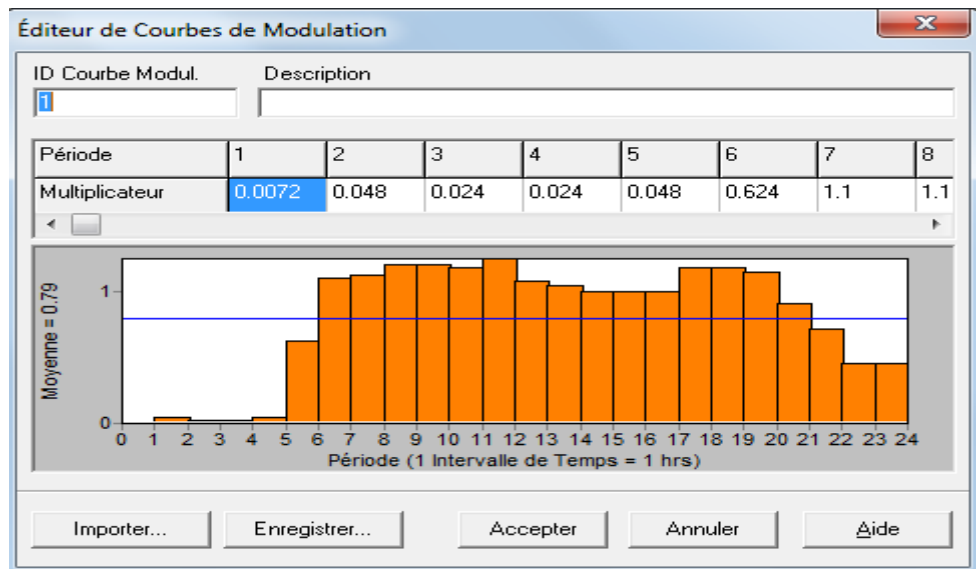


Figure VIII.21 : modèle de la consommation présenté dans un graphe.

La définition du modèle de consommation sous EPANET est donnée dans la figure VIII.22



FigureVIII.22 : Boîte de dialogue de l'Éditeur de Courbe de Modulation

✚ **Affichage des résultats à l'aide d'un graphique** : les résultats d'une simulation, ainsi que certains paramètres d'entrée, peuvent être visualisés en utilisant différents types de graphiques. Les graphiques peuvent être imprimés, copiés dans le presse-papiers ou enregistrés dans un fichier de données ou dans un méta-fichier de Windows. Pour visualiser un paramètre sélectionné, vous avez le choix entre les types de graphiques suivants

- Graphe d'Évolution : Affiche l'évolution dans le temps d'une valeur des nœuds ou des arcs spécifiques, pour la durée entière de la simulation
- Profil Longitudinal : Affiche l'évolution d'une valeur en fonction de la distance euclidienne entre les points.

Pour créer un Graphique:

- Sélectionnez **Rapport >> Graphique.** de la barre de menu ou cliquez sur le bouton dans la barre d'outils standard.
- Faites votre choix dans la boîte de dialogue de Sélection du Graphique.
- Cliquez sur **Accepter** pour créer le graphique. La boîte de dialogue de Sélection du Graphique, représentée dans la Figure III.23 dessous :



Figure VIII.23.boite de dialogue sélection de graphique

La vitesse: les conduites devront pouvoir transiter des vitesses comprises entre 0.5m/s et 1.5 m/s, la figure VIII.23 représente un exemple de la variation globale de vitesse dans un arc.

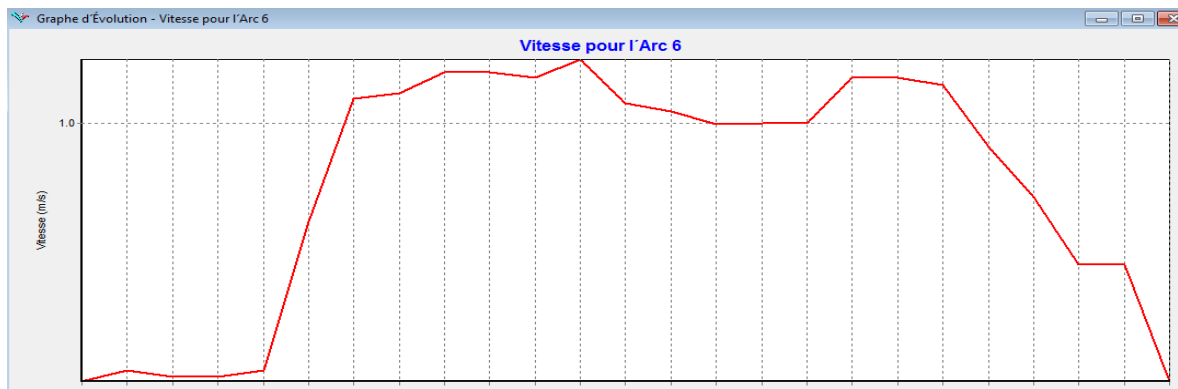


Figure VIII.24: Exemple de la variation de la vitesse dans un tronçon sur 24h.

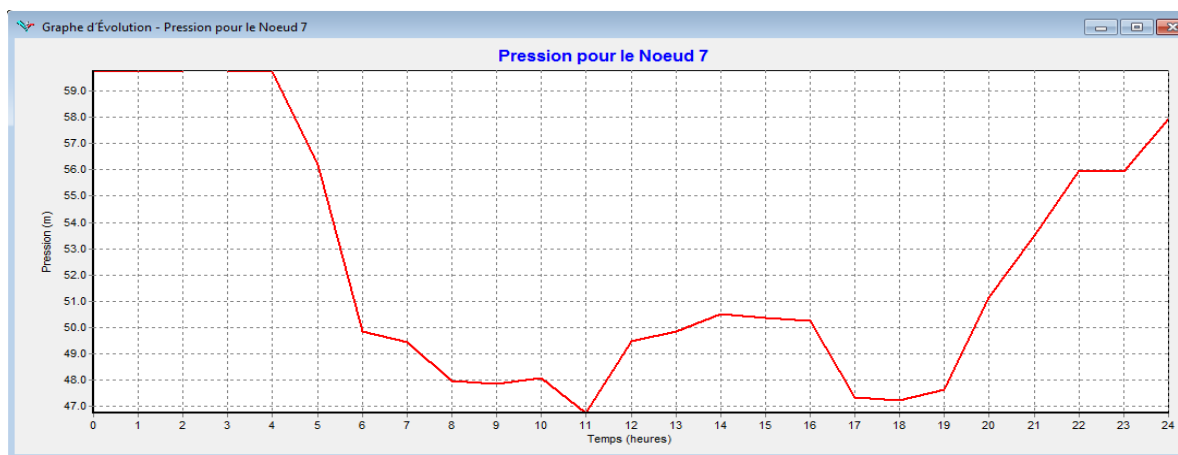


Figure VIII.25.exemple de la variation de la pression dans un nœud sur 24 h.

D’après les résultats obtenus dans les figures III.17 et III.18, on remarque que le pique de la variation des pressions dans un nœud et la vitesse au niveau d’un arc ce fait a la même heure 11h. Nous avons effectué la même procédure pour les autres villages

2) Distribution à partir du réservoir Tazagharth :

- ✓ Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau du village TAZAGHART

La cote du radier du réservoir est de 779.74 m ;

La longueur totale du réseau de distribution est de 1918.06 m ;

Le débit de pointe est : $Q_p = 14.652\text{m}^3/\text{h}$; soit 4.07 l/s.

Tableau VIII.8 : calcul des débits et diamètres pour le village TAZAGHART

Tronçons	Altitude	longueur m	qs	Qr	Qav	QT	Dint
R tazagharth-N204	779.74	163.4	0.0021	0.35	3.72	3.91	40.8
N204-N205	768.38	98.31	0.0021	0.21	0.00	0.11	15.4
N204-N202	778.25	31.92	0.0021	0.07	3.45	3.48	40.8
N202-N203	762.12	150	0.0021	0.32	0.00	0.18	15.4
N202-N54	765.59	141.54	0.0021	0.30	2.83	2.99	40.8
N54-N55	759	209.19	0.0021	0.44	0.00	0.24	15.4
N54-N200	710.63	506.51	0.0021	1.07	1.31	1.90	26
N200-N201	709.88	141.23	0.0021	0.30	0.00	0.16	15.4
N200-N56	670	475.96	0.0021	1.01	0.00	0.56	19

1. Affichage de la pression aux nœuds et la vitesse aux arcs

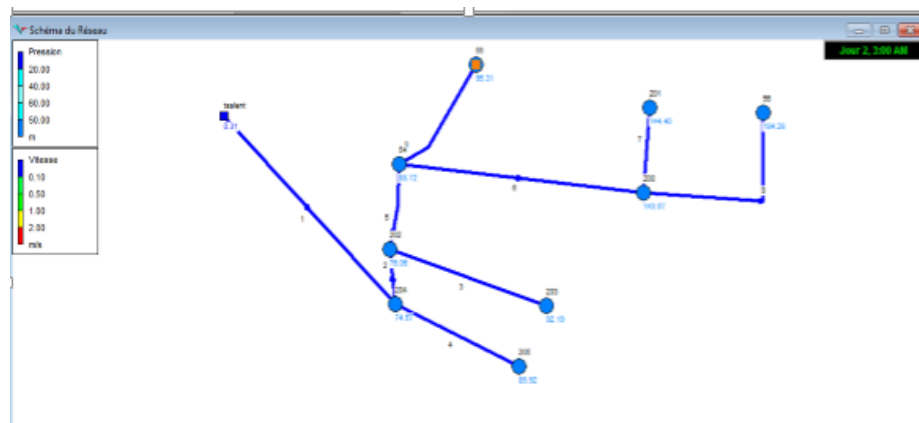


Figure VIII.26. Pression au nœud

2. Affichage des résultats des nœuds l'aide des tableaux

Tableau VIII.9: L'état des nœuds pour Tazagharth

État des Nœuds du Réseau à 0:00 Heures				
ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 204	779.74	0.35	857.00	77.26
Noeud 202	778.25	0.069	857.00	78.75
Noeud 203	762.12	0.30	857.00	94.88
Noeud 205	768.38	0.21	856.99	88.61
Noeud 54	765.59	0.30	857.00	91.41
Noeud 55	759	0.45	856.99	97.99
Noeud 200	710.63	1.1	856.99	146.36
Noeud 201	709.881	0.228	856.97	147.09
Noeud 56	670	1.034	856.98	186.98
Réservoir	854	Sans Valeur	857.00	3.00

2. Affichage des résultats des arcs l'aide des tableaux :

Tableau VIII.10: L'état des arcs pour Tazagharth

État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures						
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 1	163.4	40.8	0.001	0.97	0.74	16.16
Tuyau 2	31.92	40.8	0.001	0.84	0.64	12.43
Tuyau 3	150	15.4	0.001	0.07	0.39	17.91
Tuyau 4	98.31	15.4	0.001	0.05	0.27	9.78
Tuyau 5	141.54	40.8	0.001	0.75	0.57	10.21
Tuyau 6	506.51	26	0.001	0.57	1.07	53.72
Tuyau 7	141.23	15.4	0.001	0.05	0.29	11.24
Tuyau 8	209.19	15.4	0.001	0.11	0.58	35.88
Tuyau 9	475.96	19	0.001	0.25	0.88	56.12

Les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, sont comprises entre 0.5 et 1.5 m/s et la pression aux nœuds dépasse les limites de 6 bar d'eau, pour plusieurs nœuds qui sont mentionnés sur le tableau, si non ça peut provoquer des sérieux problèmes au niveau des installations des conduites pour cela on est obligé de mettre des réducteurs de pression. Après avoir mis les réducteurs des pressions les résultats sont comme suit :

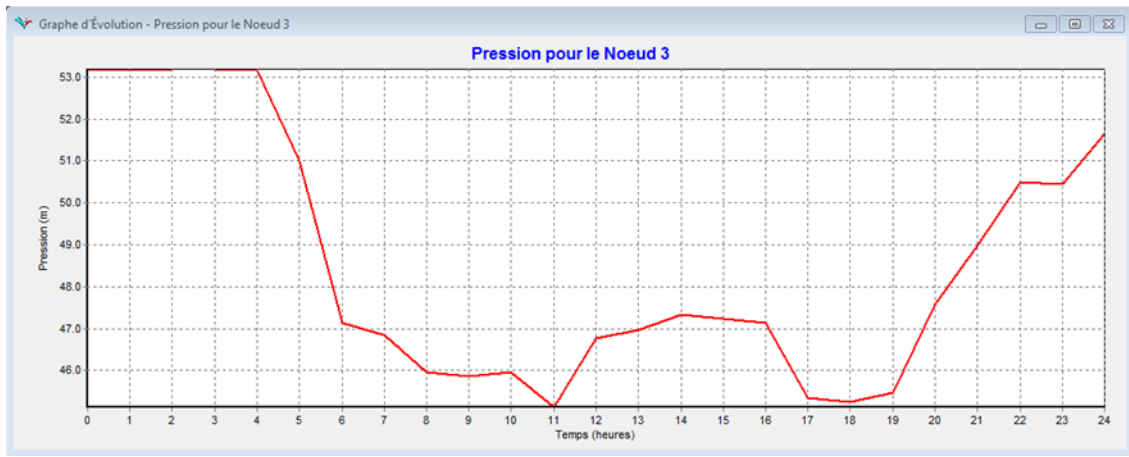


Figure VIII.28. la pression au nœud

D’après les résultats obtenus dans les figures III.26 et III.27, on remarque que le pique de la variation des pressions dans un nœud et la vitesse au niveau d’un arc ce fait a la même heure 11h.

3) Distribution à partir du réservoir Hellil :

- ✓ Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau du village Hellil

La cote du radier du réservoir est de 584.95 m ;

La longueur totale du réseau de distribution est de 2108.69 m ;

Le débit de pointe est : $Q_p = 3.74\text{m}^3/\text{h}$; soit 1.04 l/s ;

Tableau VIII.12 : calcul des débits et diamètres pour le village Hellil

Tronçon	Longueur[m]	Qs [l/s/m]	Qr [l/s/m]	Q aval [l/s]	QT [l/s]	Dint [mm]
R1600-N1	712.6	0.0005	0.4	1.0	1.04	90
N1-N2	152.2	0.0005	0.1	0.0	0.04	26
N1-N3	791.4	0.0005	0.4	0.2	0.44	90
N3-N4	288.4	0.0005	0.1	0.0	0.08	61.4
N3-N5	164.1	0.0005	0.1	0	0.04	

1. Affichage de la pression aux nœuds et la vitesse aux arcs

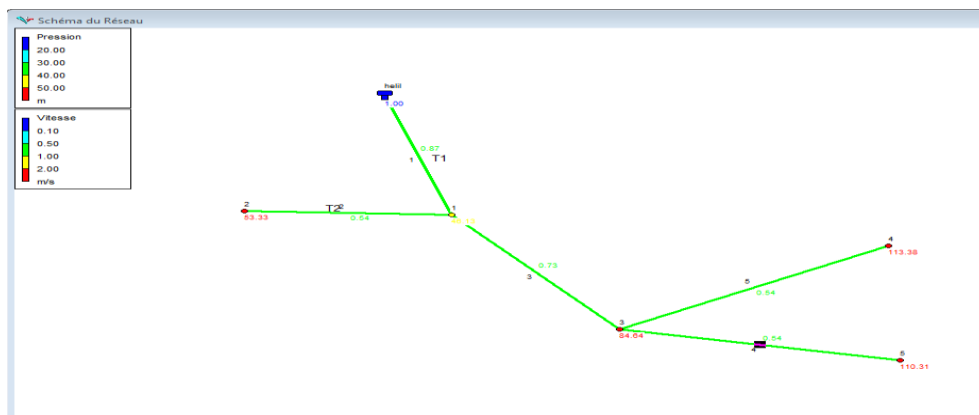


Figure VIII.29. Résultats de la simulation pour Hellil

2. Affichage des résultats des nœuds l'aide des tableaux :

Tableau VIII.13: L'état des nœuds pour Hellil

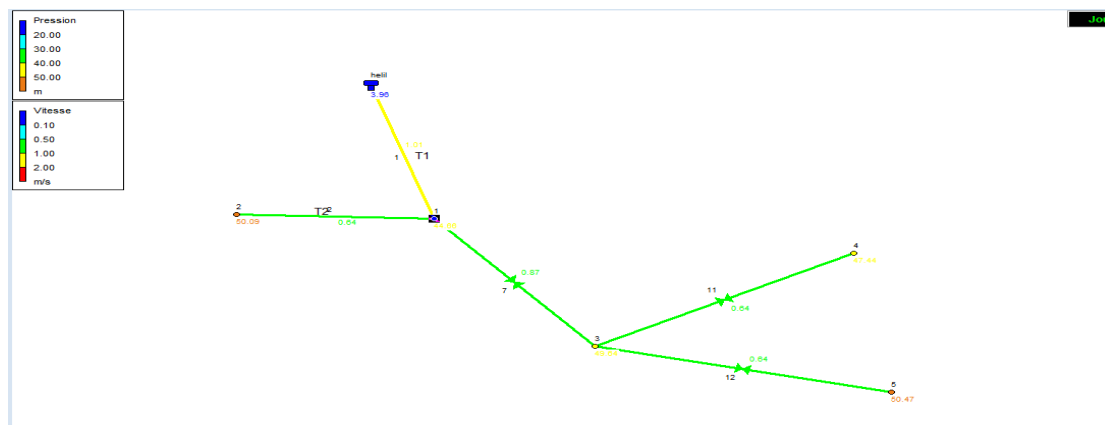
ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	524.38	0.4	570.51	46.13
Noeud 2	512.40	0.1	565.73	53.33
Noeud 3	469.40	0.4	554.04	84.64
Noeud 4	431.60	0.1	544.98	113.38
Noeud 5	438.57	0.1	548.88	110.31
Réservoir hellil	584.95	Sans Valeur	585.95	1.00

3. Affichage des résultats des arcs l'aide des tableaux :

Tableau VIII.14: L'état des arcs pour Hellil

État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures						
ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 1	712.60	40.2	0.001	1.10	0.87	21.66
Tuyau 2	152.20	15.4	0.001	0.10	0.54	31.43
Tuyau 3	791.4	32.4	0.001	0.60	0.73	20.81
Tuyau 4	164.09	15.4	0.001	0.10	0.54	31.43
Tuyau 5	288.4	15.4	0.001	0.10	0.54	31.43

Les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées, sont comprise entre 0.5et 1.5m/s et la pression aux nœuds dépasse la limites de 6 bar d'eau, pour plusieurs nœuds qui sont mentionnés sur le tableau , si non sa peut provoquer des sérieux problèmes au niveau des installations des conduites pour cela on est obligé de mettre des réducteurs de pression. Après avoir mis les réducteurs des pressions les résultats sont comme suit :



Les pressions aux nœuds sont affichées au tableau

Tableau VIII.15 : Les pressions aux nœuds avec réducteurs

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	524.38	0.4	570.51	46.13
Noeud 2	512.40	0.1	565.73	53.33
Noeud 3	469.40	0.4	520.51	51.11
Noeud 4	431.60	0.1	480.51	48.91
Noeud 5	438.57	0.1	490.51	51.94
Réservoir helil	584.95	Sans Valeur	585.95	1.00

4. Simulation de la consommation

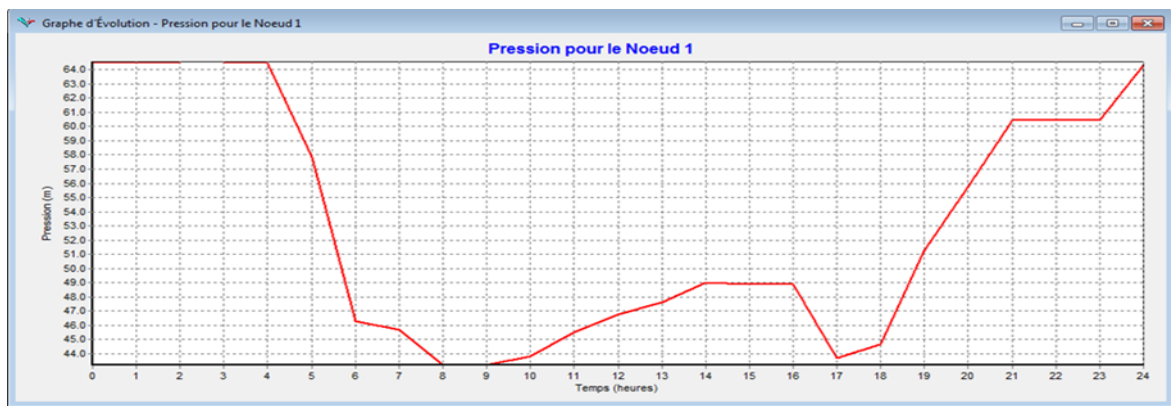


Figure VIII.30 pressions au nœud

On remarque que les pressions ne dépassent pas les 6 bar

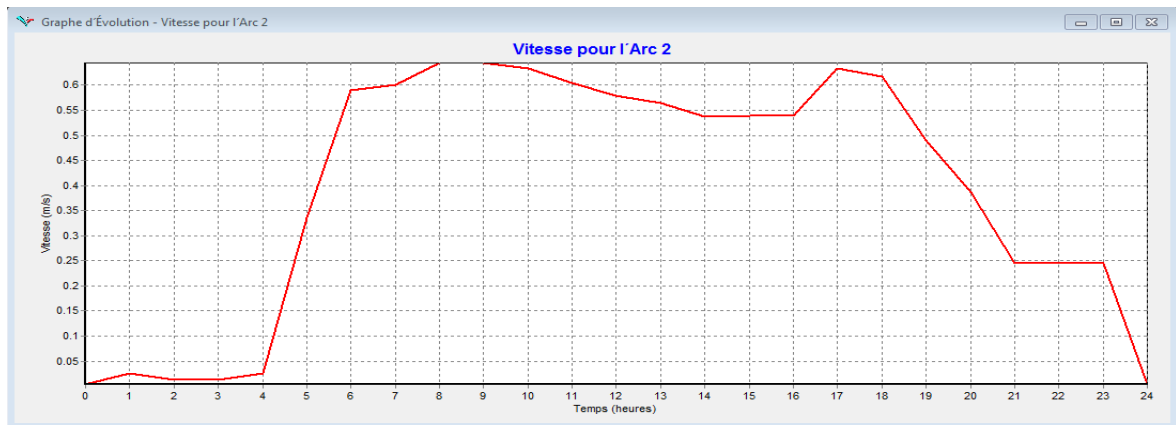


Figure VIII.31. la vitesse aux arcs

On remarque que les pressions ne dépassent pas les 6 bar

Conclusion

La simulation hydraulique n'est pas seulement un outil de calcul et de dimensionnement rapide et efficace, mais un moyen indispensable pour la conception, analyse, planification et gestion rationnelle des réseaux.

The image features a white background with three blue circular elements. Each circle is composed of three concentric rings: a dark blue inner circle, a light blue middle ring, and a medium blue outer ring. Two thin, light blue lines originate from the top left and extend towards the right, framing the circles. The top circle is positioned in the upper right, the middle circle is smaller and centered, and the bottom circle is the largest and partially cut off by the bottom edge of the frame.

Conclusion

Au terme de cette étude qui nous a été proposé par l'Africain Geosystème Company, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable de la Commune d'Ighrem à partir du barrage Tichi haf.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2049, dont la population de la région d'étude atteindra **8259 habitants**.

Les besoins en eau de la commune d'Ighrem, sont estimés à **24.78 l/s**.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement Gravitaire et par refoulement, nous avons projeté en plus des stations existantes, d'autres stations de reprise. Le choix des matériaux des conduites s'est porté sur le PEHD pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles disponible sur le marché ...).

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, pour cela nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter **cinq (5) nouveaux** réservoirs. Pour le choix des pompes de la station de reprise du village Ighrem, nous avons opté pour la pompe multicellulaire à axe horizontal, de type PM100/10B.

La protection de la conduite reliant la station de reprise Tazagharth et ait amar ouzegane contre le coup de bélier se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **0,03551 m3**. Ce projet nous a permis de rencontrer plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver leurs solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cycle de formation.

La simulation du modèle a été exécutée avec succès ce qui nous a permis d'établir un état des lieux des paramètres hydrauliques sur tous les réseaux, et nous a aidé à bien comprendre le fonctionnement de notre réseau.

On remarque à travers nos résultats que notre zone d'étude subi de fortes pressions dans certain points (nœuds) de la région (pression > 60m), ce qui peut provoquer des désordres dans les canalisations. Notons aussi que les vitesses, varient de 0.5 à 1.5 m/s.

Il y a lieu d'indiquer que les vitesses faibles favorisent des dépôts dans les conduites de distribution, et les fortes pressions nous donnent des pertes de charge considérables et fatiguent les joints ce qui diminuent la durée de vie des canalisations.

Nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings in different shades of blue. These circles are arranged vertically, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines intersect at the center of the page, forming an 'X' shape that passes through the circles.

Conclusion générale

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings in different shades of blue. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines extend from the top-left and top-right corners towards the center, framing the central text.

Bibliographie

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings of different shades of blue. These circles are arranged vertically, with the largest at the top, a medium one in the middle, and the largest at the bottom. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the circles and the text.

Références bibliographique

AYADI S ; BENHADDAD M : Dimensionnement des réseaux d'aep de la commune de Tibane, daïra de chemini Wilaya de Béjaïa, projet de fin d'étude, 2018.

BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Réseaux de distribution, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, **1986**.

Bouahmed, I. et Boughrara, A : « Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Baghlia (Wilaya.Boumerdes). Projet de fin d'étude, Université de Bejaia, 2017.

Données de région d'étude (situation géographique, relief et topographie, pluviométrie,...etc.) recueillies auprès du service du AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY

Dupont, A. : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

FOUGHALIA I; KAHLA M : Etude du réseau d'aep des villages Ain Beida Heriche, Sedari et Sebikhia, wilaya de Mila ; projet de fin d'étude, 2015.

MAKOUDI N ; LAMINE H : Contribution au renforcement d'un réseau d'alimentation en eau potable des villages de la commune de Feraoun Wilaya de Bejaia à partir du barrage Téchi-Haf, projet de fin d'étude ; 2017.

MEDJBER F ; ACHOUR S : Analyse mécano-fiabiliste D'un réseau d'alimentation En eau potable de la ville D'el menea, projet de fin d'étude ; 2016.

MOUSSA M. : polycopie d'alimentation eau potable, école nationale d'ingénieur de Tunis, **2002**.

The page features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a dark blue center and a lighter blue outer ring. These circles are arranged vertically, with the largest at the top and bottom, and a smaller one in the middle. Two thin, light blue lines intersect at the top left, forming a V-shape that frames the circles. The word "Annexes" is centered in a black serif font.

Annexes

Annexe 1

Tableau IV.5 : Calcul de la capacité du réservoir d'ighrem à l'horizon 2049

id	heurs	I	arrivée en m3	arrivée cumulé en m ³	sortie 1	sortie 1 en m ³	sortie cumulée 1	J	sortie 2 m3	sortie cumulé 2	sortie cumulé m3	déficit m3
					a 1							
1	00h-01h	1	94.25	94.25	0.125a 1	3.51	3.51	1.00	60.57	60.57	64.08	30.17
2	01 h-02h	1	94.25	188.50	0.125a 1	3.51	7.02	1.00	60.57	121.14	128.15	60.34
3	02h-03h	1	94.25	282.75	0.125a 1	3.51	10.53	1.00	60.57	181.71	192.23	90.52
4	03h-04h	1	94.25	377.00	0.125a 1	3.51	14.03	1.00	60.57	242.28	256.31	120.69
5	04h-05h	1	94.25	471.25	0.125a 1	3.51	17.54	1.00	60.57	302.85	320.39	150.86
6	05h-06h	1	94.25	565.50	0.125a 1	3.51	21.05	1.00	60.57	363.41	384.46	181.03
7	06h-07h	1	94.25	659.75	a 1	28.07	49.12	1.00	60.57	423.98	473.10	186.65
8	07h-08h	1	94.25	754.00	3.5a1	98.23	147.35	1.00	60.57	484.55	631.90	122.09
9	08h-09h	1	94.25	848.25	3.5a1	98.23	245.59	1.00	60.57	545.12	790.71	57.54
10	09h-10h	1	94.25	942.50	3.5a1	98.23	343.82	1.00	60.57	605.69	949.51	-7.02
11	10h-11h	1	94.25	1036.74	3.5a1	98.23	442.06	1.00	60.57	666.26	1108.32	-71.57
12	11h-12h	1	94.25	1130.99	0.4a1	11.23	453.28	1.00	60.57	726.83	1180.11	-49.12
13	12h-13h	1	94.25	1225.24	0.4a1	11.23	464.51	1.00	60.57	787.40	1251.91	-26.66
14	13h-14h	1	94.25	1319.49	0.4a1	11.23	475.74	1.00	60.57	847.97	1323.70	-4.21
15	14h-15h	1	94.25	1413.74	0.4a1	11.23	486.96	1.00	60.57	908.54	1395.50	18.24
16	15h-16h	1	94.25	1507.99	0.4a1	11.23	498.19	1.00	60.57	969.10	1467.29	40.70
17	16h-17h	1	94.25	1602.24	2a1	56.13	554.32	1.00	60.57	0.00	554.32	1047.92
18	17h-18h	1	94.25	1696.49	2a1	56.13	610.46	1.00	60.57	60.57	671.03	1025.46
19	18h-19h	1	94.25	1790.74	0.5a1	14.03	624.49	1.00	60.57	121.14	745.63	1045.11
20	19h-20h	1	94.25	1884.99	0.5a1	14.03	638.53	1.00	60.57	181.71	820.23	1064.76
21	20h-21h	0	0	1884.99	0.5a1	14.03	652.56	0.00	00.00	181.71	894.84	1084.40
22	21h-22h	0	0	1884.99	0.5a1	14.03	666.59	0.00	00.00	181.71	969.44	1104.05
23	22h-23h	0	0	1884.99	0.125a1	3.51	670.10	0.00	00.00	181.71	1033.52	1134.22
24	23h-24h	0	0	1884.99	0.125a1	3.51	673.61	0.00	00.00	181.71	1037.02	1130.71

Annexe 2

Tableau IV.9 : Calcul de la capacité du réservoir de helil a l'horizons 2049

id	heurs	I	arrivée en m3	arrivée cumulé en m ³	sortie 1	sortie 1 en m ³	sortie cumulée 1	j	sortie 2 m3	sortie cumulé 2	sortie cumulé m3	déficit m3
					a 1							
1	00h-01h	1	60.57	60.57	0.125a 1	0.47	0.47	1.00	56.07	56.07	56.54	4.03
2	01 h-02h	1	60.57	121.14	0.125a 1	0.47	0.94	1.00	56.07	112.13	113.07	8.07
3	02h-03h	1	60.57	181.71	0.125a 1	0.47	1.41	1.00	56.07	168.20	169.61	12.10
4	03h-04h	1	60.57	242.28	0.125a 1	0.47	1.88	1.00	56.07	224.26	226.14	16.14
5	04h-05h	1	60.57	302.85	0.125a 1	0.47	2.35	1.00	56.07	280.33	282.68	20.17
6	05h-06h	1	60.57	363.41	0.125a 1	0.47	2.81	1.00	56.07	336.40	339.21	24.20
7	06h-07h	1	60.57	423.98	a 1	3.75	6.57	1.00	56.07	392.46	399.03	24.95
8	07h-08h	1	60.57	484.55	3.5a1	13.13	19.70	1.00	56.07	448.53	468.23	16.32
9	08h-09h	1	60.57	545.12	3.5a1	13.13	32.83	1.00	56.07	504.59	537.43	7.69
10	09h-10h	1	60.57	605.69	3.5a1	13.13	45.97	1.00	56.07	560.66	606.63	-0.94
11	10h-11h	1	60.57	666.26	3.5a1	13.13	59.10	1.00	56.07	616.73	675.83	-9.57
12	11h-12h	1	60.57	726.83	0.4a1	1.50	60.60	1.00	56.07	672.79	733.39	-6.57
13	12h-13h	1	60.57	787.40	0.4a1	1.50	62.10	1.00	56.07	728.86	790.96	-3.56
14	13h-14h	1	60.57	847.97	0.4a1	1.50	63.60	1.00	56.07	784.92	848.53	-0.56
15	14h-15h	1	60.57	908.54	0.4a1	1.50	65.11	1.00	56.07	840.99	906.10	2.44
16	15h-16h	1	60.57	969.10	0.4a1	1.50	66.61	1.00	56.07	897.06	963.66	5.44
17	16h-17h	1	60.57	1029.67	2a1	7.51	74.11	1.00	56.07	0.00	74.11	955.56
18	17h-18h	1	60.57	1090.24	2a1	7.51	81.62	1.00	56.07	56.07	137.68	952.56
19	18h-19h	1	60.57	1150.81	0.5a1	1.88	83.49	1.00	56.07	112.13	195.63	955.19
20	19h-20h	1	60.57	1211.38	0.5a1	1.88	85.37	1.00	56.07	168.20	253.57	957.81
21	20h-21h	0	00.00	1211.38	0.5a1	1.88	87.25	0.00	00.00	224.26	311.51	960.44
22	21h-22h	0	00.00	1211.38	0.5a1	1.88	89.12	0.00	00.00	280.33	369.45	963.07
23	22h-23h	0	00.00	1211.38	0.125a1	0.47	89.59	0.00	00.00	336.40	425.99	967.10
24	23h-24h	0	0.00	1211.38	0.125a1	0.47	90.06	0.00	00.00	336.40	426.46	966.63

Annexe 3

Tableau (IV.15): Calcul de la capacité du réservoir Taslentà l'horizon 2049

	Heurs	i	arrivée en m3	arrivée cumulé en m ³	sortie 1 a 1	sortie 1 en m ³	sortie cumulée 1	j	sortie 2 m3	sortie cumulé 2	sortie cumulé m3	déficit m3
1	00h-01h	1	56.07	56.07	0.125a 1	3.61	3.61	1.00	21.46	21.46	25.06	31.01
2	01 h-02h	1	56.07	112.13	0.125a 1	3.61	7.21	1.00	21.46	42.91	50.12	62.01
3	02h-03h	1	56.07	168.20	0.125a 1	3.61	10.82	1.00	21.46	64.37	75.18	93.02
4	03h-04h	1	56.07	224.26	0.125a 1	3.61	14.42	1.00	21.46	85.82	100.24	124.02
5	04h-05h	1	56.07	280.33	0.125a 1	3.61	18.03	1.00	21.46	107.28	125.30	155.03
6	05h-06h	1	56.07	336.40	0.125a 1	3.61	21.63	1.00	21.46	128.73	150.36	186.03
7	06h-07h	1	56.07	392.46	a 1	28.84	50.47	1.00	21.46	150.19	200.66	191.80
8	07h-08h	1	56.07	448.53	3.5a1	100.95	151.42	1.00	21.46	171.64	323.06	125.46
9	08h-09h	1	56.07	504.59	3.5a1	100.95	252.37	1.00	21.46	193.10	445.47	59.13
10	09h-10h	1	56.07	560.66	3.5a1	100.95	353.32	1.00	21.46	214.55	567.87	-7.21
11	10h-11h	1	56.07	616.73	3.5a1	100.95	454.27	1.00	21.46	236.01	690.27	-73.55
12	11h-12h	1	56.07	672.79	0.4a1	11.54	465.81	1.00	21.46	257.46	723.27	-50.47
13	12h-13h	1	56.07	728.86	0.4a1	11.54	477.34	1.00	21.46	278.92	756.26	-27.40
14	13h-14h	1	56.07	784.92	0.4a1	11.54	488.88	1.00	21.46	300.37	789.25	-4.33
15	14h-15h	1	56.07	840.99	0.4a1	11.54	500.42	1.00	21.46	321.83	822.24	18.75
16	15h-16h	1	56.07	897.06	0.4a1	11.54	511.95	1.00	21.46	343.28	855.23	41.82
17	16h-17h	1	56.07	953.12	2a1	57.69	569.64	1.00	21.46	0.00	569.64	383.48
18	17h-18h	1	56.07	1009.19	2a1	57.69	627.32	1.00	21.46	21.46	648.78	360.41
19	18h-19h	1	56.07	1065.25	0.5a1	14.42	641.75	1.00	21.46	42.91	684.66	380.60
20	19h-20h	1	56.07	1121.32	0.5a1	14.42	656.17	1.00	21.46	64.37	720.53	400.79
21	20h-21h	0	00.00	1121.32	0.5a1	14.42	670.59	00.00	00.00	64.37	756.41	420.98
22	21h-22h	0	00.00	1121.32	0.5a1	14.42	685.01	00.00	00.00	64.37	792.28	441.17
23	22h-23h	0	00.00	1121.32	0.125a1	3.61	688.61	00.00	00.00	64.37	817.34	472.17
24	23h-24h	0	00.00	1121.32	0.125a1	3.61	692.22	00.00	00.00	64.37	820.95	468.57

Annexe 4

Tableau (IV.19): Calcul de la capacité du réservoir Tazaghart à l'horizon 2049

id	heurs	i	arrivée en m3	arrivée cumulé en m ³	sortie 1	sortie 1 en m ³	sortie cumulée 1	J	sortie 2 a2	sortie cumulé 2	sortie cumulé m3	déficit m3
					a 1							
1	00h-01h	1	21.46	21.46	0.125a 1	1.83	1.83	1.00	3.88	3.88	5.71	15.75
2	01 h-02h	1	21.46	42.91	0.125a 1	1.83	3.66	1.00	3.88	7.75	11.41	31.50
3	02h-03h	1	21.46	64.37	0.125a 1	1.83	5.49	1.00	3.88	11.63	17.12	47.24
4	03h-04h	1	21.46	85.82	0.125a 1	1.83	7.32	1.00	3.88	15.50	22.83	62.99
5	04h-05h	1	21.46	107.28	0.125a 1	1.83	9.16	1.00	3.88	19.38	28.53	78.74
6	05h-06h	1	21.46	128.73	0.125a 1	1.83	10.99	1.00	3.88	23.25	34.24	94.49
7	06h-07h	1	21.46	150.19	a 1	14.65	25.64	1.00	3.88	27.13	52.77	97.42
8	07h-08h	1	21.46	171.64	3.5a1	51.27	76.91	1.00	3.88	31.00	107.91	63.73
9	08h-09h	1	21.46	193.10	3.5a1	51.27	128.18	1.00	3.88	34.88	163.06	30.03
10	09h-10h	1	21.46	214.55	3.5a1	51.27	179.46	1.00	3.88	38.76	218.21	-3.66
11	10h-11h	1	21.46	236.01	3.5a1	51.27	230.73	1.00	3.88	42.63	273.36	-37.36
12	11h-12h	1	21.46	257.46	0.4a1	5.86	236.59	1.00	3.88	46.51	283.10	-25.64
13	12h-13h	1	21.46	278.92	0.4a1	5.86	242.45	1.00	3.88	50.38	292.83	-13.92
14	13h-14h	1	21.46	300.37	0.4a1	5.86	248.31	1.00	3.88	54.26	302.57	-2.20
15	14h-15h	1	21.46	321.83	0.4a1	5.86	254.17	1.00	3.88	58.13	312.30	9.52
16	15h-16h	1	21.46	343.28	0.4a1	5.86	260.03	1.00	3.88	62.01	322.04	21.24
17	16h-17h	1	21.46	364.74	2a1	29.30	289.33	1.00	3.88	0.00	289.33	75.41
18	17h-18h	1	21.46	386.19	2a1	29.30	318.63	1.00	3.88	3.88	322.50	63.69
19	18h-19h	1	21.46	407.65	0.5a1	7.32	325.95	1.00	3.88	7.75	333.70	73.94
20	19h-20h	1	21.46	429.10	0.5a1	7.32	333.28	1.00	3.88	11.63	344.90	84.20
21	20h-21h	00.00	00.00	429.10	0.5a1	7.32	340.60	00.00	0.00	11.63	356.10	94.45
22	21h-22h	00.00	00.00	429.10	0.5a1	7.32	347.93	00.00	0.00	11.63	367.31	104.70
23	22h-23h	00.00	00.00	429.10	0.125a1	1.83	349.76	00.00	0.00	11.63	373.01	120.45
24	23h-24h	00.00	00.00	429.10	0.125a1	1.83	351.59	00.00	0.00	11.63	374.84	118.62

Annexe 3



SARL PLASTUB

FABRICATION DE TUBES EN PVC RIGIDE ET PEHD

BP 60, ZONE INDUSTRIELLE BOUNOURA GHARDAIA

Tel. 029 25 48 09/10 Fax 029 25 48 12 Email: plastubcommercial@gmail.com

TARIFS DES TUBES EN PEHD

TARIFS APPLICABLES À PARTIR DU 16 DECEMBRE 2017

PE100 SUIVANT LA NORME NA7700

Disponibles en rouleaux :

63 / 75 / 90 / 110

Disponibles en barres de 12m :

110 / 125 / 160 / 200 / 250 / 315

PN06 disponibles uniquement en barres de 12m

PN06/SDR 26				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
32	-	-	-	-
40	-	-	-	-
50	-	-	-	-
63	2,5	0,490	121,85	145
75	2,9	0,675	168,07	200
90	3,3	0,925	231,09	275
110	4,0	1,585	403,36	480
125	4,6	1,770	445,38	530
160	5,8	2,851	714,29	850
200	7,3	4,489	1 126,05	1 340
250	9,1	6,988	1 747,90	2 080
315	11,4	10,998	2 756,30	3 280

PN10/SDR 17				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
32	2,0	0,200	50,42	60
40	2,4	0,290	73,11	87
50	3,0	0,460	115,13	137
63	3,8	0,720	180,67	215
75	4,5	1,020	255,46	304
90	5,4	1,460	365,55	435
110	6,6	2,172	542,02	645
125	7,4	2,771	693,28	825
160	9,5	4,540	1 134,45	1 350
200	11,9	7,088	1 773,11	2 110
250	14,8	11,200	2 802,52	3 335
315	18,7	17,527	4 382,35	5 215

PN16/SDR 11				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2,0	0,120	29,41	35
25	2,3	0,170	42,02	50
32	3,0	0,280	69,75	83
40	3,7	0,430	106,72	127
50	4,6	0,670	168,07	200
63	5,8	1,050	264,71	315
75	6,8	1,470	369,75	440
90	8,2	2,131	533,61	635
110	10,0	3,161	789,92	940
125	11,4	4,101	1 025,21	1 220
160	14,6	6,709	1 676,47	1 995
200	18,2	10,458	2 613,45	3 110
250	22,7	16,280	4 067,23	4 840
315	28,6	25,836	6 457,98	7 685

PN20/SDR 9				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2,3	0,130	31,93	38
25	3,0	0,210	52,10	62
32	3,6	0,330	82,35	98
40	4,5	0,500	124,37	148
50	5,6	0,790	197,48	235
63	7,1	1,250	311,76	371
75	8,4	1,760	439,50	523
90	10,1	2,550	636,97	758
110	12,3	3,780	941,18	1 120
125	14,0	4,890	1 218,49	1 450
160	17,9	7,980	1 991,60	2 370
200	22,4	12,500	3 117,65	3 710
250	27,9	19,511	4 873,95	5 800
315	35,2	31,026	7 756,30	9 230

Annexe 4



SOCIÉTÉ DE TRANSFORMATION PLASTIQUE

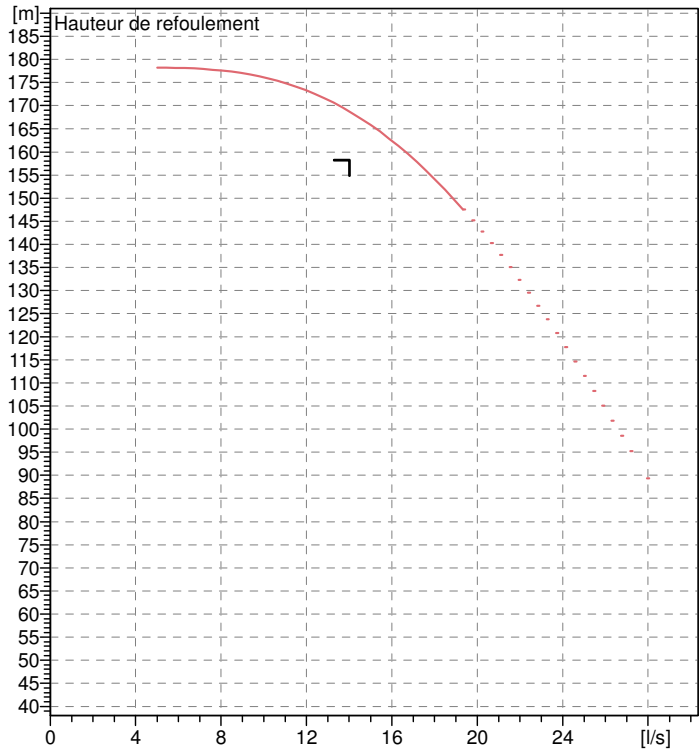
Mobile : (+213) 550 449 520
Téléphone : (+213) 36 54 10 37
T é l é f a x : (+213) 36 54 10 34
E-mail : admin@setif-pipe.dz
Site web : www.setif-pipe.dz

Adresse : Zone d'activités Ain Arnat, SETIF

Diamètre	Epaisseur [mm]			
	PN 06	PN 16	PN 20	PN 25
20	**	2	2.3	3
25	**	2.3	3	3.5
32	**	3	3.6	4.4
40	**	3.7	4.5	5.5
50	2	4.6	5.6	6.9
63	2.5	5.8	7.1	8.6
75	2.9	6.8	8.4	10.3
90	3.5	8.2	10.1	12.3
110	4.2	10	12.3	15.1
125	4.8	11.4	14	17.1
160	6.2	14.6	17.9	21.9
200	7.7	18.2	22.4	27.4
250	9.6	22.7	27.9	34.2
315	12.1	28.6	35.2	43.1
400	15.3	36.3	44.7	54.7
500	19.1	45.4	55.8	**
630	24.1	57.2	**	**

PM 100/ 10 B	
Caractéristiques requises	
Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	158 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	16,2 l/s
Hauteur de refoulement	162 m
Puissance absorbée	34 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	180 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	730 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

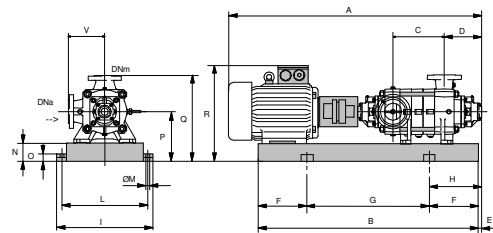


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

- A = 2197
- B = 1882
- C = 770
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 210
- F = 300
- G = 1282
- H = 510
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 120
- O = 42
- P = 345
- Q = 615
- R = 620
- V = 270



Notes:

Date 29.11.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------